

6.4.15  
5-45  
ние  $N_{II}$  представляет с полную на

# ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

$$p_{\max II} = (N_{II}/A) (1 \pm 6e_x/l \pm 6e_y/l)$$

центр

$e_x = e_{yII}/l$   
чае, когда момент действует только относительно оси инерции, это бывает достаточно часто и вид

$$p_{\min II} = (N_{II}/A) (1 \pm 6e/l),$$

УДК 624.15

**Рецензенты:** кафедра подземных сооружений, оснований и фундаментов С.-Петербургского государственного технического университета (зав. каф. СПбГТУ, д-р техн. наук, профессор А.К. Бугров);  
д-р техн. наук, профессор В.М. Кириллов (каф. Портов, оснований и фундаментов С.-Петербургского государственного университета водных коммуникаций);  
д-р техн. наук, профессор Д.Ю. Соболевский (каф. Оснований и фундаментов Минского политехнического университета, Республика Беларусь)

**Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники:** Учебник / Авторы: Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов, Р.А. Мангушев (ответственный за издание), И.И. Сахаров, С.Н. Сотников, В.М. Улицкий, А.Б. Фадеев / Под редакцией почетного члена Российской академии архитектуры и строительных наук, заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, д-ра техн. наук, профессора Б.И. Далматова. – М.: Изд-во АСВ; СПбГАСУ, 2002. 392 с.: ил.

ISBN 5-93093-140-2

Учебник соответствует государственному образовательному стандарту дисциплины «Основания и фундаменты» по специальности 290300 – промышленное и гражданское строительство.

Рассмотрены основные виды оснований и фундаментов, методы их расчетов и технологии устройства. Особое внимание удалено устройству фундаментов на структурно-неустойчивых грунтах, в местах примыкания к существующим зданиям, фундаментам при реконструкции зданий и сооружений.

Учебник предназначен для студентов вузов, обучающихся по строительным специальностям.

Табл. 13, Ил. 164. Библиогр.: 92 назв.

ISBN 5-93093-140-2

© Б.И. Далматов и др., 2002  
© Издательство АСВ, 2002  
© Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2002

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>Предисловие.....</b>	<b>7</b>
<b>Введение .....</b>	<b>12</b>
1. Основные понятия и определения .....	12
2. Содержание курса «Основания и фундаменты» и его связь со смежными техническими дисциплинами .....	16
3. Краткий очерк развития курса механики грунтов и фундаментостроения .....	17
<b>Глава 1. Принципы проектирования оснований и фундаментов .....</b>	<b>21</b>
1.1. Общие положения .....	21
1.2. Предельные состояния оснований сооружений .....	23
1.3. Основные типы сооружений по жесткости и характер их деформаций .....	24
1.4. Причины развития неравномерных осадок фундаментов мелкого заложения .....	28
1.5. Комплексная взаимосвязь факторов, подлежащих учету при проектировании фундаментов .....	43
<b>Глава 2. Выбор типа и глубины заложения опорных частей фундаментов .....</b>	<b>48</b>
2.1. Общие положения .....	48
2.2. Основные факторы, влияющие на тип и глубину заложения опорных частей фундаментов .....	48
<b>Глава 3. Фундаменты, возводимые в открытых котлованах .....</b>	<b>61</b>
3.1. Конструкции фундаментов .....	61
3.2. Определение размеров жестких фундаментов .....	70
3.3. Основные положения проектирования гибких фундаментов .....	82

<b>Глава 4. Расчет оснований и фундаментов по несущей способности и устойчивости .....</b>	<b>87</b>
4.1. Общие положения .....	87
4.2. Аналитический метод определения несущей способности основания при действии наклонной нагрузки .....	89
4.3. Графоаналитический метод расчета несущей способности основания (метод круглоцилиндрических, ломаных или плоских поверхностей скольжения) .....	91
4.4. Расчет устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига, на опрокидывание и при выдергивании .....	97
<b>Глава 5. Свайные фундаменты .....</b>	<b>104</b>
5.1. Типы свай и виды свайных фундаментов .....	104
5.2. Определение несущей способности и силы расчетного сопротивления свай .....	124
5.3. Проектирование свайных фундаментов .....	141
<b>Глава 6. Искусственно улучшенные основания .....</b>	<b>158</b>
6.1. Виды искусственно улучшенных оснований .....	158
6.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов в основании .....	160
6.3. Уплотнение грунтов .....	164
6.4. Закрепление грунтов .....	175
<b>Глава 7. Крепление стен, подготовка дна и осушение котлованов .....</b>	<b>188</b>
7.1. Обеспечение устойчивости стен котлованов .....	188
7.2. Анкеры .....	195
7.3. Сохранение структуры грунта в дне котлована .....	199
7.4. Осушение строительных котлованов .....	201
<b>Глава 8. Фундаменты глубокого заложения .....</b>	<b>205</b>
8.1. Разновидности фундаментов глубокого заложения .....	205

8.2. Технологические приемы при бескотлованном устройстве фундаментов глубокого заложения .....	207
8.3. Расчет фундаментов глубокого заложения .....	217
<b>Глава 9. Фундаменты в особых условиях .....</b>	<b>220</b>
9.1. Общие положения .....	220
9.2. Фундаменты на слабых сильноожимаемых грунтах ....	222
9.3. Фундаменты на лессовых просадочных грунтах .....	230
9.4. Фундаменты на набухающих грунтах .....	238
9.5. Фундаменты в условиях значительных смещений земной коры .....	243
<b>Глава 10. Основания и фундаменты в районах распространения вечномерзлых грунтов .....</b>	<b>255</b>
10.1. Процессы, происходящие в слое сезонного оттаивания и в вечномерзлых грунтах .....	255
10.2. Принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований .....	257
10.3. Основные положения расчета оснований фундаментов по принципу I .....	261
10.4. Основные положения расчета оснований и фундаментов по принципу II .....	264
10.5. Расчет фундаментов на воздействие касательных сил морозного пучения грунта .....	266
10.6. Основные положения расчета малозаглубленных (поверхностных) фундаментов .....	268
10.7. Конструкции и методы устройства фундаментов в районах распространения вечномерзлых грунтов .....	272
<b>Глава 11. Фундаменты при динамических воздействиях ....</b>	<b>276</b>
11.1. Деформации и устойчивость грунтов при динамических воздействиях .....	276
11.2. Фундаменты под машины .....	281
11.3. Фундаменты в условиях сейсмических воздействий .....	298

<b>Глава 12. Усиление фундаментов и оснований .....</b>	<b>313</b>
12.1. Причины, приводящие к необходимости усиления фундаментов и оснований .....	314
12.2. Способы усиления, реконструкции фундаментов и закрепления оснований зданий и сооружений .....	318
12.3. Особенности проектирования усиления и реконструкции фундаментов и оснований .....	327
<b>Глава 13. Примыкание сооружений к существующим зданиям .....</b>	<b>335</b>
13.1. Причины развития дополнительных осадок зданий при возведении возле них зданий и сооружений ....	336
13.2. Проектирование фундаментов вблизи существующих зданий .....	339
13.3. Меры по уменьшению влияния нового здания на соседние .....	344
<b>Глава 14. Выбор оптимальных решений при проектировании оснований и фундаментов .....</b>	<b>353</b>
14.1. Вариантность решений .....	353
14.2. Технико-экономическое сравнение вариантов .....	356
14.3. Оптимизация проекта фундаментов и сооружения в целом .....	358
<b>Глава 15. Геотехнический мониторинг во время строительства .....</b>	<b>362</b>
15.1. Цели и задачи геомониторинга .....	362
15.2. Организация и проведение геотехнического мониторинга .....	365
15.3. Примеры использования геотехнического мониторинга .....	369
<b>Заключение .....</b>	<b>378</b>
<b>Рекомендуемая литература .....</b>	<b>381</b>
<b>Сведения об авторах .....</b>	<b>386</b>

*Посвящается светлой памяти заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, доктора технических наук, профессора Бориса Ивановича ДАЛМАТОВА, который явился инициатором создания этой книги.*

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящий учебник предназначен для изучения курса «Основания и фундаменты» студентами строительных университетов специальности 290300 – промышленное и гражданское строительство и смежных специальностей. В соответствии со стандартом специальности, учебными планами и типовыми программами данная дисциплина изучается на VIII и IX семестрах и предваряется теоретической подготовкой по другим дисциплинам, входящим в цикл геотехнических наук, включающих инженерную геологию, гидрогеологию и механику грунтов.

В рамках перечисленных дисциплин студентами изучались классификация горных пород (грунтов), методы построения геологических разрезов и геологических карт, методы лабораторных определений основных показателей свойств грунтов, гидрогеологические расчеты, теория определения напряжений в массивах грунтов, методы расчета устойчивости и деформаций грунтов, теория развития процесса консолидации грунтов, расчет подпорных стен, устойчивости склонов и откосов.

Следовательно, к VIII семестру студенты имеют достаточную подготовку для изучения курса оснований и фундаментов, который является важным элементом в подготовке инженеров-строителей.

Данный учебник содержит материалы, необходимые студентам для выполнения курсовых и дипломных проектов. При этом он может быть использован инженерами-проектировщиками и технологами, работающими в данной области строительства.

Большинство учебников по основаниям и фундаментам, доступных студентам специальностей строительных вузов, было из-

дано более 10 лет назад. Наиболее известными из них являются учебники «Механика грунтов, основания и фундаменты» Б.И. Далматова (М.: Высшая школа, 1988), который переиздавался и дополнялся трижды (последнее издание было выпущено в 1990 г. в Нидерландах издательством «Balkema» на английском языке), «Механика грунтов, основания и фундаменты» (М.: АСВ, 1994), составленный группой преподавателей Московского строительного университета под общей редакцией профессора С.Б. Ухова. Тиражи этих учебников распроданы, и студенты, изучающие данный курс, сталкиваются с трудностями в поисках современной учебной литературы.

Вместе с тем за последние 10 лет техника и технология фундаментостроения за рубежом и в России активно и успешно развивалась. В настоящее время геотехника способна решать задачи, недоступные для строительства, еще в сравнительно недавнее время.

Наиболее значительными являются достижения в области свайного фундаментостроения, инъекционного укрепления грунтов, устройства опор на акваториях (на глубинах, превышающих сотни метров, включая опоры мостов через морские проливы, опоры для установки буровых платформ и др.), создание ограждений котлованов и фильтрационных завес по принципу траншейных стен (диафрагм). Получили дальнейшее развитие технологии грунтовых анкеров, высоконапорных инъекций (джет-граут), подготовки заболоченных территорий под застройку посредством уплотнения и мелиорации грунтов методом вертикального дренирования, применение геосинтетических материалов и конструкций и многое другое.

Изменилась и структура строительства в городах. Так, в Санкт-Петербурге значительную часть новых зданий строят не на периферии города (в «спальных районах»), а на свободных от строений участках в центре города путем уплотнения имеющейся застройки. Новые дома встраиваются между существующими, многие из которых являются памятниками архитектуры.

Под такими зданиями или возле них часто возводят подземные сооружения (гаражи, склады, служебные и технологические помещения), что достаточно проблематично, поскольку обеспечить полную сохранность конструкций существующих соседних домов бывает затруднительно и крайне дорого.

Особенно значительное развитие геотехническое строительство получило в Москве, где построены многоярусные подземные автостоянки, подземный торговый комплекс (универмаг) на Манежной площади, транспортные развязки на «Третьем кольце» и другие крупные и сложные сооружения.

В Санкт-Петербурге построены двухэтажный подземный гараж под гостиницей «Невский палас», подземный гараж милиции на улице Пархоменко, гараж под Думской улицей, на котором, как на фундаменте, воссоздается историческое торговое здание «Перинных рядов», предложены проекты подземных сооружений под площадью Восстания, на острове Новая Голландия и ряд других.

В большинстве крупнейших западноевропейских городов, включая Париж, Берлин, Гамбург, Мюнхен, Вену, Прагу и многие другие, подземное строительство получило широчайшее развитие. По существу, за последние десятилетия сложилась новая область деятельности – подземная урбанистика, в составе которой геотехника играет ведущую роль.

Принципиально изменилась и методология проектирования фундаментов, подземных сооружений, других объектов геотехнического строительства: расчеты оснований выполняются на ЭВМ, разработаны весьма развитые и совершенные геотехнические программы, которые включают численные и аналитические методы расчета подземных конструкций и оснований.

Некоторые из них позволяют реализовать совместный расчет системы «основание – фундамент – здание», недоступный ввиду математических сложностей еще несколько лет назад. Чертежи фундаментов и подземных сооружений выполняют на графопостроителях.

Учебники, изданные ранее, эти вопросы освещали недостаточно. До некоторой степени указанные пробелы компенсированы

ны рядом изданий для вузов, выпущенных в последние годы. К ним следует отнести, к примеру, учебное пособие «Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений» кафедры геотехники СПбГАСУ. Однако и данное издание не отражает всех вопросов, имеющих значение для подготовки современных специалистов-строителей.

В связи с этим издание нового учебника по *основаниям и фундаментам* как раздела геотехники достаточно актуально.

Настоящая книга является второй частью курса «Геотехники», созданного учеными СПбГАСУ. Часть первая – «Механика грунтов», выпущенная издательством АСВ в 1999 г., написана под редакцией профессора Б.И. Далматова творческим коллективом преподавателей кафедры геотехники СПбГАСУ. Б.И. Далматовым составлен план-проспект данного учебника и начата работа по составлению и редактированию нескольких глав.

В учебнике использованы оригинальные разработки авторов – специалистов в ряде областей геотехнического строительства, включая строительство зданий на слабых и мерзлых грунтах, реконструкцию и усиление фундаментов зданий, подземные сооружения в городах, применение численных методов расчета оснований и фундаментов. Авторы хорошо осведомлены в современных достижениях геотехники, поскольку принимали активное участие в реализации проектов ряда сложных объектов геотехнического строительства, неоднократно докладывали результаты своих исследований на многих международных научных конференциях.

Авторский коллектив учебника представлен учеными-преподавателями кафедры геотехники: д-ром техн. наук, проф. Б.И. Далматовым – гл. 1 (совместно с д-ром техн. наук, проф. Р.А. Мангушевым), гл. 5 (5.2.5 – 5.2.6); д-ром техн. наук, проф. В.Н. Брониным – гл. 5 (кроме 5.1.6, 5.2.5 – 5.2.6); д-ром техн. наук, проф. В.Д. Карловым – гл. 4, 9, 10, 11 (11.3); д-ром техн. наук, проф. Р.А. Мангушевым – гл. 1 (совместно с д-ром техн. наук, проф. Б.И. Далматовым), 3, 14, Заключение; д-ром техн. наук, проф. И.И. Сахаровым – гл. 2, 6 (6.1 – 6.4.7), 11 (11.1 – 11.2); д-ром техн.

наук, проф. С.Н. Сотниковым – Предисловие, Введение, гл. 12, 13, 15; д-ром техн. наук, проф. В.М. Улицким – гл. 6 (6.4.8); д-ром техн. наук, проф. А.Б. Фадеевым – гл. 5 (5.1.6), 7, 8.

Ответственный за издание – проф. Р.А. Мангушев.

Авторы с благодарностью воспримут все замечания и отзывы по книге, которые просят присыпать по адресу: 198005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., 4, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ), кафедра геотехники. Электронная почта: [rashid@spbinfo.com](mailto:rashid@spbinfo.com)

## ВВЕДЕНИЕ

### 1. Основные понятия и определения

**Фундаментом** называется заглубленная в грунт конструкция, передающая нагрузки и воздействия от здания (сооружения) на основание.

**Основанием** называется напластование грунтов, воспринимающее давление от сооружения.

**Геотехника** – область знаний, в сферу которой входят различные технические дисциплины, связанные с использованием грунтов в качестве основания сооружений, среды, вмещающей сооружения, материала, из которого возводятся сооружения, технологии производства работ. Фундаментостроение является одним из разделов геотехники, имеющим большое значение в промышленном и гражданском строительстве.

В строительстве применяют **фундаменты** нескольких типов:

1) **фундаменты мелкого заложения** (обычно не глубже 3...4 м), возводимые в открытых котлованах. Они передают нагрузку от надземной части сооружений через *подошву* (нижнюю опорную часть фундамента). К ним относятся *ленточные* фундаменты под несущие стены и ряды колонн, *столбчатые* фундаменты под пилоны и колонны; *сплошные плиты* – под всю площадь сооружения или его часть (рис. 1);

2) **свайные фундаменты**, посредством которых нагрузка от сооружений передается на слои относительно глубоко залегающих грунтов, зачастую обладающие лучшими свойствами, чем покровные отложения. *Свая* – вертикальный или наклонный стержень различного сечения по размеру и форме, различной длины, выполняемый из дерева, бетона, железобетона, металла. Если свая опирается в малодеформируемый грунт, например в скалу, то ее называют *сваей-стойкой*. Если свая имеет вертикальные перемещения под действием нагрузки от сооружения, то она носит название *висячей*. Обычно сваи объединяют в группы посредством особой балочной системы, которая называется *растверком* (рис. 2);

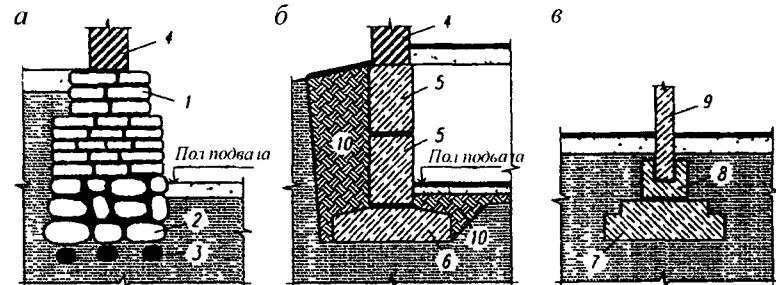


Рис. 1. Поперечные разрезы типичных фундаментов мелкого заложения *а* – ленточный фундамент несущей стены дома, построенный из природного камня. *б* – сборный железобетонный ленточный фундамент пятэтажного крупнопанельного дома, *в* – сборно-монолитный отдельный фундамент под колонну каркаса промышленного здания, 1 – кладка из природного камня на известковом растворе; 2 – валуны; 3 – лежни, 4 – стена, 5 – стеновые блоки, 6 – блок-подушка, 7 – монолитный фундамент. 8 – сборный подколонник. 9 – колонна; 10 – обратная засыпка пазух и под пол подвала

3) **фундаменты глубокого заложения** (столбы, плиты), которые позволяют передавать нагрузки на плотные слои грунтов, скалу на глубине десятков метров; в последнем случае роль фундаментов могут играть конструкции подземного сооружения (плиты, стены, колонны). Такие фундаменты имеют небоскребы Нью-Йорка, высотные дома Москвы, Московская телебашня, а также массивные промышленные сооружения – атомные реакторы, доменные печи, зерновые элеваторы и т. п.

В данном учебнике рассматриваются вопросы проектирования и устройства фундаментов вновь возводимых зданий и сооружений, фундаменты реконструируемых зданий, методы усиления или замены фундаментов существующих зданий.

**Основания** подразделяют на *естественные* и *искусственные* (улучшенные).

*Естественное основание* – обычный природный грунт, используемый как опора фундаментов без предварительной подготовки (слой грунта, залегающий непосредственно под подошвой называется *несущим*, остальные – *подстилающими*).

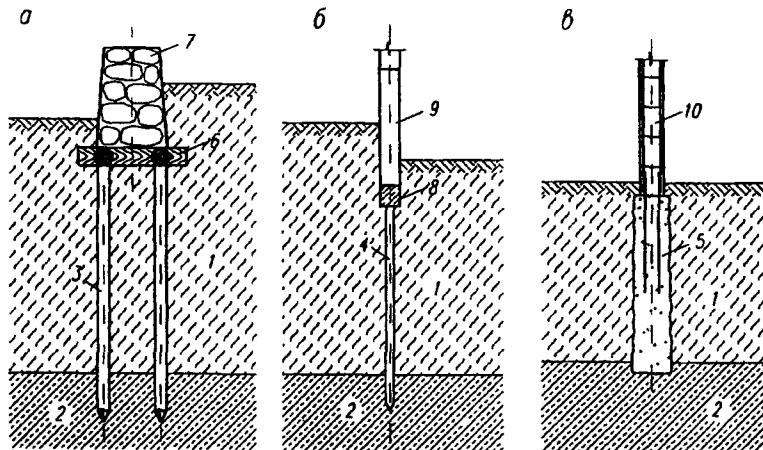


Рис. 2. Некоторые разновидности свайных фундаментов: а – ряды свай под кирпичную стену здания постройки XIX в.; б – рядное расположение свай под несущую стену крупнопанельного дома; в – свая-колонна каркасного здания промышленного типа; 1 – слабый грунт; 2 – плотный грунт; 3 – деревянная свая; 4 – железобетонная забивная свая; 5 – буровая свая; 6 – деревянный ростверк; 7 – фундамент из природного камня; 8 – железобетонная «подстенная» балка (ростверк); 9 – стенная панель; 10 – железобетонная колонна каркаса

**Искусственные основания** выполняются заменой естественного грунта или посредством улучшения его свойств. Используют немало способов создания искусственных оснований. Простейший из них – *искусственная подушка* (песчаная, щебеночная и др.). Ею заменяют верхние ненадежные слои грунта (насыпные грунты, торфы, илы и т. п.). Кроме того, существует большое количество других способов искусственного улучшения грунтов (рис. 3).

Современная геотехника бурно развивается на основе достижений машиностроения, химии, технологии материалов, на базе критического освоения предшествующего опыта строительства посредством *геотехнического мониторинга* – системы слежения за изменяющимися от строительных воздействий параметрами геологической среды (оснований зданий).

Практике строительства предоставлен достаточно широкий выбор средств и методов разрешения одной и той же задачи – пе-

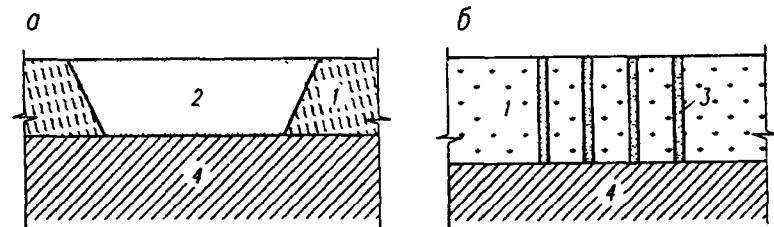


Рис. 3. Некоторые виды искусственных оснований: а – песчаная подушка (взамен слоя насыпного грунта); б – песчаные сваи-дрены, упрочняющие слабый илистый грунт; 1 – насыпной грунт; 2 – песчаная подушка; 3 – песчаные сваи-дрены; 4 – плотный грунт

редачи нагрузок и воздействий от сооружений на основание. Из разных материалов могут быть выполнены фундаменты мелкого заложения (например, из местного природного камня, монолитного или сборного железобетона, стали, дерева). Велико разнообразие типов свай, которые можно изготовить из дерева (брёвен), бетона, железобетона, стали, поэтому одной из важных особенностей фундаментостроения является *вариантное проектирование*. При выборе вариантов предпочтение отдается тем, которые требуют наименьших затрат (материалов, средств, времени), учитывают технические и технологические возможности подрядчиков (строительных фирм), не наносят вреда окружающей среде.

Затраты на устройство фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки, размеров и массы сооружения в среднем составляют 5...10 % от общих затрат на строительство, в неблагоприятных условиях доля затрат может возрастать до 20 % и более.

Успех выполнения фундаментов, их достаточная надежность зависят от многих обстоятельств, прежде всего от качества исходных данных (инженерно-геологические изыскания), принципиальной особенности проектного решения, правильности выполненных расчетов оснований и конструкций, применяемой технологии строительства, качества реализации проектных решений на стройке.

Как показывает опыт, геотехника является сложнейшей областью строительства, поскольку надежность фундамента во мн-

гом определяет долговечность зданий, нормальные условия их эксплуатации. Вместе с этим, как показывает статистика аварий и катастроф, именно фундаменты и основания (а не другие части зданий и сооружений) чаще всего дают «отказ», т. е. перестают нормально работать.

Это приводит к развитию недопустимых деформаций или потере устойчивости сооружений. Следовательно, ошибки изысканий и проекта фундаментов, некачественное выполнение строительных работ являются основной причиной большинства аварий.

Таким образом, фундаментостроение и смежные технические дисциплины (инженерная геология, грунтоведение, механика грунтов, технология строительного производства и др.) являются важнейшей и достаточно сложной областью строительства.

## **2. Содержание курса «Основания и фундаменты» и его связь со смежными техническими дисциплинами**

В данном курсе рассмотрены следующие основные группы вопросов:

- принципы проектирования оснований и фундаментов;
- методология выбора проектного решения;
- типы фундаментов и искусственных оснований, методы их расчета и проектирования;
- фундаменты в особых грунтовых условиях (на просадочных, мерзлых, засоленных грунтах, торфах и др.);
- технология устройства строительных котлованов и возведения фундаментов разных типов;
- реконструкция и усиление фундаментов существующих зданий;
- строительство фундаментов около существующих зданий;
- подземные сооружения в городах;
- способы ведения работ в глубоких котлованах;
- геотехнический мониторинг, его значение для практики геотехнического строительства.

Фундаменты – важная и совершенно необходимая часть здания или сооружения, поэтому курс связан со многими строитель-

ными дисциплинами: градостроительством, архитектурой, строительными материалами, железобетонными, каменными, металлическими конструкциями, конструкциями из дерева и пластических масс. Для изучения курса требуется знание общенаучных дисциплин – математики, физики, химии, строительной механики – и специальных дисциплин – инженерной геологии, гидрогеологии, геодезии и др.

Знаниями и практическими навыками в научной дисциплине «Основания и фундаменты» – должен обладать каждый современный инженер-строитель.

## **3. Краткий очерк развития курса механики грунтов и фундаментостроения**

Одним из древнейших типов фундаментов в те отдаленные времена, когда человечество еще не научилось строить капитальные здания, были сваи – забитые в грунт бревна, которые поддерживали деревянный настил (пол) здания, стены и кровлю. Такие постройки возводили на территории, покрытой водой, что, по-видимому, обеспечивало поселению защиту от нападения врагов.

От античного мира до наших дней сохранилось немало сооружений, возраст которых исчисляется 2...3 тысячами лет. Обычно это массивные земляные или каменные сооружения, такие как Великая Китайская стена, пирамиды Египта и Южной Америки, культовые здания (храмы) Древней Греции и Древнего Рима. Постройки этого времени возведены на сплошных фундаментах, переходящих как единый массив в надземную часть сооружения. Для таких сооружений выбирались благоприятные в природном отношении участки: выходы скальных пород, «сухие места», пологие склоны. По-видимому, искусство устройства фундаментов и заключалось в выборе подходящего места для строительства сооружения. В этот период строители при возведении фундаментов опирались на традиции и опыт предшественников.

В средние века в городах Европы, Азии были построены достаточно массивные сложные сооружения: крепости, замки, куль-

товые здания. Ареал грунтовых условий массивных построек этого времени был расширен; кроме скального основания, использовались участки, сложенные песками, глинами, на побережьях рек и морей. В эту эпоху появились здания, под стены которых забивали сваи. Так, к примеру, были построены каменные здания, расположенные на искусственных островах Венецианской лагуны.

Фундаментостроение приобрело научную базу после разработок французского физика и инженера Шарля Огюста Кулона (1736–1806). Будучи не только известным физиком, но и инженером-фортификатором и гидротехником, он открыл «закон сухого трения», разработал метод расчета гравитационных подпорных стен, что позволило обоснованно задавать основные сечения шлюзов, которые строились в XVIII в. на реках и каналах Франции.

С этого времени фундаментостроение приобрело расчетную базу и из эмпирического строительного искусства стало превращаться в современную область деятельности, базирующуюся на расчетах.

На основе теории Кулона были разработаны методы расчета фундаментов по устойчивости. Так, русский инженер Паукер на основе теории Кулона вывел формулу, которая позволяла оценивать устойчивость основания фундамента с учетом ширины подошвы и глубины его заложения.

В России первые учебники, посвященные фундаментостроению и смежным дисциплинам «О разведке грунтов земли» (1835) и «Об основаниях каменных зданий» (1840), были составлены профессором Училища гражданских инженеров (ныне СПбГАСУ) М.С. Волковым. В них было показано значение неравномерных осадок оснований зданий и влияние осадок на устойчивость зданий.

Первые в России курсы по основаниям и фундаментам были составлены профессорами В.М. Карловичем (1869) и В.И. Курдюмовым (1894). В них было дано систематическое описание фундаментов разных типов, подробно изложены методы строительства фундаментов, применявшиеся в конце XIX в.

В XX в. геотехника получила бурное развитие во многих странах мира, в том числе и в России.

Во многом развитие геотехники в нашей стране связано со строительством крупных сооружений вдоль Транссибирской и Байкало-Амурской магистралей, гидроэлектростанций на крупнейших реках европейской и азиатской частей страны, с освоением природных богатств Сибири, Крайнего Севера и Дальнего Востока. При этом приходилось решать сложнейшие инженерные задачи, обусловленные разнообразными инженерно-геологическими условиями: вечной мерзлотой, оттаивающими, слабыми, просадочными, засоленными грунтами, сейсмикой, карстом и др.

Современное фундаментостроение и теоретические основы механики грунтов начали формироваться в конце 20-х – начале 30-х годов на основе фундаментальных трудов русских ученых и инженеров Н.М. Герсанова, Н.А. Цытовича, Н.П. Пузыревского, В.В. Охотина, Н.Н. Маслова, В.А. Флорина, В.Г. Березанцева и др., а также зарубежных ученых К. Терцаги, А. Скемптона, Л. Карагранде, Д. Бьеррума и др.

Начиная с 1934 и по 1983 г. неоднократно переиздавались учебники по механике грунтов Н.А. Цытовича, из которых особо необходимо отметить классический учебник, изданный в 1963 г.

Широкой популярностью пользовались учебники по курсу «Основания и фундаменты» Б.Д. Васильева (1937, 1955), Н.А. Цытовича с соавторами (1970).

В 1981 г. опубликован и получил общероссийское признание первый совместный учебник «Механика грунтов, основания и фундаменты» профессора Б.И. Далматова (СПбГАСУ), который был переиздан в 1988 г.

В 1991 г. увидел свет и до сих пор используется студентами гидротехнических специальностей учебник профессора П.Л. Иванова «Грунты и основания гидротехнических сооружений».

Заслуженное признание получил учебник «Механика грунтов, основания и фундаменты» подготовленный и изданный в 1994 г.

коллективом авторов МИСИ (МГСУ) под редакцией профессора С.Б. Ухова.

В настоящее время механика грунтов, основания и фундаменты, представляющие собой основную часть курса геотехники, являются динамично развивающимися дисциплинами с развитой теоретической и экспериментальной базой и большим набором проектных, технических и технологических решений.

Развитие этих дисциплин, как важной области строительного производства, требует постоянного методического их переосмысления и изложения в качестве учебных курсов для студентов строительных специальностей.

## Глава 1

### ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

#### 1.1. Общие положения

Фундаменты, являясь обязательной частью любого здания и большинства сооружений, значительно отличаются по своей работе от остальных строительных конструкций. Их основная задача – обеспечить передачу нагрузки от сооружения на грунты основания, которые в большинстве случаев являются слабым природным материалом по сравнению с материалом конструкций здания. Под воздействием нагрузок от сооружения грунт, в основном, работает на сжатие и на сдвиг, что приводит к деформациям основания и осадкам зданий.

Таким образом, задача проектирования во многом состоит в «приспособлении» сооружения к геологическим условиям площадки строительства и в комплексном рассмотрении системы «основание – фундамент – сооружение». Особенностью проектирования системы «основание – фундамент» является недостаток исходной информации, характеризующей основание в целом и каждого слоя в отдельности.

В связи с этим проектирование фундаментов всегда сопряжено с риском, оценить который не всегда представляется возможным. Вместе с тем ошибки при проектировании могут привести к потере устойчивости или развитию недопустимых деформаций основания сооружения.

В основу проектирования оснований и фундаментов заложены следующие принципы:

- 1) проектирование оснований сооружений по предельным состояниям;
- 2) учет совместной работы системы «основание – фундамент – сооружение»;

3) комплексный учет факторов при выборе типа фундаментов, несущего и подстилающих слоев основания в результате совместного рассмотрения, в том числе:

- инженерно-геологических условий площадки строительства;
- особенностей сооружения и чувствительности его несущих конструкций к неравномерным осадкам;
- методов выполнения работ по подготовке оснований и устройству фундаментов.

Комплексный взаимный учет всех этих факторов делает задачу проектирования и устройства фундаментов сложной и ответственной. Ошибки, допущенные при проектировании и возведении фундаментов, могут привести к проведению дополнительных мероприятий, значительно превышающих стоимость фундаментов.

#### **Основные требования к проектированию оснований и фундаментов**

При разработке проектов фундаментов необходимо обеспечить:

- прочность и эксплуатационную надежность зданий и сооружений (деформации конструкций не должны превышать предельно допустимых величин);
- максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов основания, а также прочности материала фундамента;
- минимальную стоимость, материалоемкость и трудоемкость устройства фундаментов;
- максимальное сокращение сроков строительства.

При этом фундаменты должны удовлетворять следующим основным требованиям:

- быть прочными и долговечными, устойчивыми к грунтовым водам и морозному выветриванию;
- быть устойчивыми на опрокидывание и сдвиг в плоскости подошвы;
- не превышать нормативных величин абсолютных и неравномерных осадок;

- отвечать технико-экономическим требованиям и современным способам производства работ.

#### **1.2. Предельные состояния оснований сооружений**

Под действием массы конструкций и полезных нагрузок от сооружений фундаменты, возведенные на дисперсных грунтах, получают вертикальные перемещения – осадки, как правило, неравномерные. Это может стать причиной возникновения деформаций в надземных конструкциях зданий и сооружений приводящих к нарушению нормальной эксплуатации сооружения. Поскольку те или иные величины осадок получают почти все сооружения, то расчет оснований, прежде всего, ведется по *второй группе* предельных состояний, т. е. *по деформациям*.

В соответствии со СНиП 2.02.01–83 этот расчет производится из условия

$$s \leq s_u, \quad (1.1)$$

где  $s$  – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом (см. гл. 3);  $s_u$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое СНиП.

Неравномерные осадки сооружения являются весьма неблагоприятными для их конструкций, поэтому наиболее важным является выполнение условия

$$(\Delta s/L) \leq (\Delta s/L)_u \text{ или } i \leq i_u, \quad (1.2)$$

где  $\Delta s$  – разность между осадками соседних фундаментов, определяемая расчетом;  $L$  – расстояние между осями рассматриваемых соседних фундаментов;  $(\Delta s/L)_u$  – предельно допустимое значение относительной неравномерности осадки;  $i$  – крен сооружения по расчету;  $i_u$  – предельно допустимый крен сооружения.

Целями расчета оснований *по несущей способности* являются обеспечение прочности и устойчивости грунтов основания, особенно на слабых водонасыщенных грунтах, недопущение сдвига фундамента по подошве и опрокидывания или оползания на откосах. Расчеты этого вида касаются *первой группы* предельных состояний.

Для промышленных и гражданских сооружений, как правило, основным является расчет оснований по деформациям, так как они устанавливаются исключительно из условий нормальной эксплуатации самих сооружений. Расчеты по первой группе предельных состояний служат в качестве поверочных в тех случаях, когда основание может потерять прочность, а сооружение устойчивость.

Подробное изложение методики расчетов оснований по первой и второй группе предельных состояний приведено в гл. 4.

### 1.3. Основные типы сооружений по жесткости и характер их деформаций

**Жесткость сооружений.** В зависимости от чувствительности к деформациям основания все здания и сооружения можно условно разделить на три основных типа: абсолютно гибкие, абсолютно жесткие и конечной жесткости.

**Абсолютно гибкие сооружения.** Такие сооружения беспрепятственно следуют за перемещениями поверхности грунтов основания во всех точках контакта так, что дополнительных усилий при развитии неравномерных осадок в их конструкциях практически не возникает. Примером таких конструкций являются насыпи (полотно автодорог, земляные дамбы и др.). Даже значительная неравномерная осадка для них не является опасной. Для обеспечения проектных отметок насыпь делают выше на величину ожидаемой осадки, т. е. придают насыпи строительной подъем (рис.1.1, а). К этому

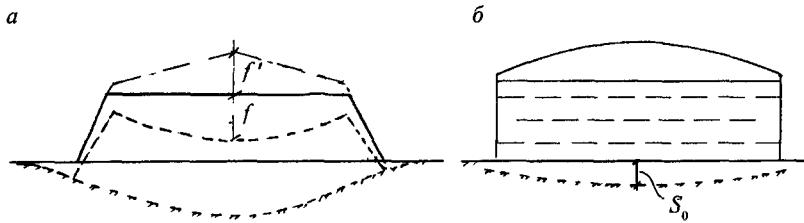


Рис 1.1 Деформации основания под абсолютно гибкими сооружениями  
а – насыпь из сыпучего грунта. б – днище стального цилиндрического резервуара

же типу сооружений относятся днища металлических вертикальных цилиндрических резервуаров, которые без ущерба для прочности могут получать большой прогиб (рис.1.1, б).

**Абсолютно жесткие сооружения.** Подошва таких сооружений сохраняет свою плоскую форму при любом виде деформации основания. У таких сооружений неравномерная осадка – крен. Выравнивание осадок происходит за счет развития в конструкциях сооружения дополнительных усилий. Давление от жесткого сооружения на грунт распределяется равномерно, а реактивные давления в грунте распределяются по криволинейной эпюре (рис.1.2). К сооружениям такого типа относятся дымовые трубы, донны, элеваторы, атомные реакторы, массивные мостовые опоры и т. п.

Большинство зданий и сооружений обладает **конечной жесткостью**. Они также перераспределяют давление по подошве фундамента, однако частично следуют за искривлением поверхности основания. Дополнительные усилия вызывают деформации и образование трещин в элементах конструкций. Это происходит тогда, когда усилия превышают прочность конструкций. При возникновении трещин жесткость сооружения снижается, а давление по подошве вновь перераспределяется.

Для исключения возможности развития недопустимых тре-

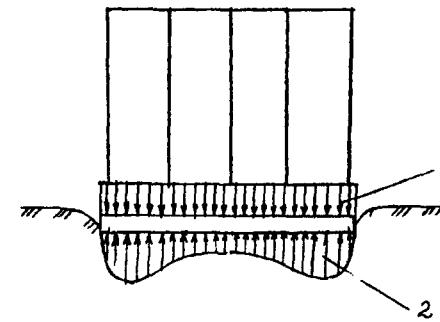


Рис 1.2 Распределение напряжений под фундаментами абсолютно жестких сооружений 1 – распределенное равномерное давление по обрезу фундамента. 2 – эпюра контактных напряжений под подошвой фундамента

щин необходимо рассматривать совместную работу сооружения и основания.

**Виды деформаций оснований и сооружений.** В зависимости от причин возникновения деформации оснований проявляются в виде вертикальных, горизонтальных и угловых перемещений. Возможные виды и формы неравномерных деформаций сооружений и оснований подразделяются на указанные далее виды.

**Абсолютная осадка** жесткого сооружения либо отдельно стоящего фундамента  $s$  определяется как среднее вертикальное перемещение подошвы фундамента (рис. 1.3, а).

**Прогиб** и **выгиб** связаны с искривлением сооружений (рис. 1.3, б, в). Такого вида деформации характерны для многих зданий и сооружений, не обладающих очень большой жесткостью. Протяженные здания на одних участках могут получать прогиб, а на других – выгиб. При прогибах наиболее опасная зона растяжения находится в нижней части сооружения, а при выгибе – в верхней. Чем большей жесткостью обладает сооружение, тем большие усилия возникают. В этом случае величина прогиба будет меньше. Относительная неравномерность при прогибе или выгибе сооружения определяется по формуле

$$i = 2f/l, \quad (1.3)$$

где  $f = (s_2 - s_1)$  – стрела прогиба или выгиба;  $l$  – длина участка прогиба или выгиба.

**Перекос** возникает в конструкциях в случаях, когда резкая неравномерность осадок проявляется на участке небольшой протяженности при сохранении относительно вертикального положения конструкции (рис. 1.3, г). Такой вид деформаций характерен для каркасных зданий. Относительная неравномерность при перекосе сооружения или его части определяется по формуле

$$i = (s_2 - s_1)/l, \quad (1.4)$$

где  $s_1$  и  $s_2$  – осадка соседних фундаментов на участке длиной  $l$ .

**Крен** – поворот сооружения по отношению к вертикальной оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы фунда-

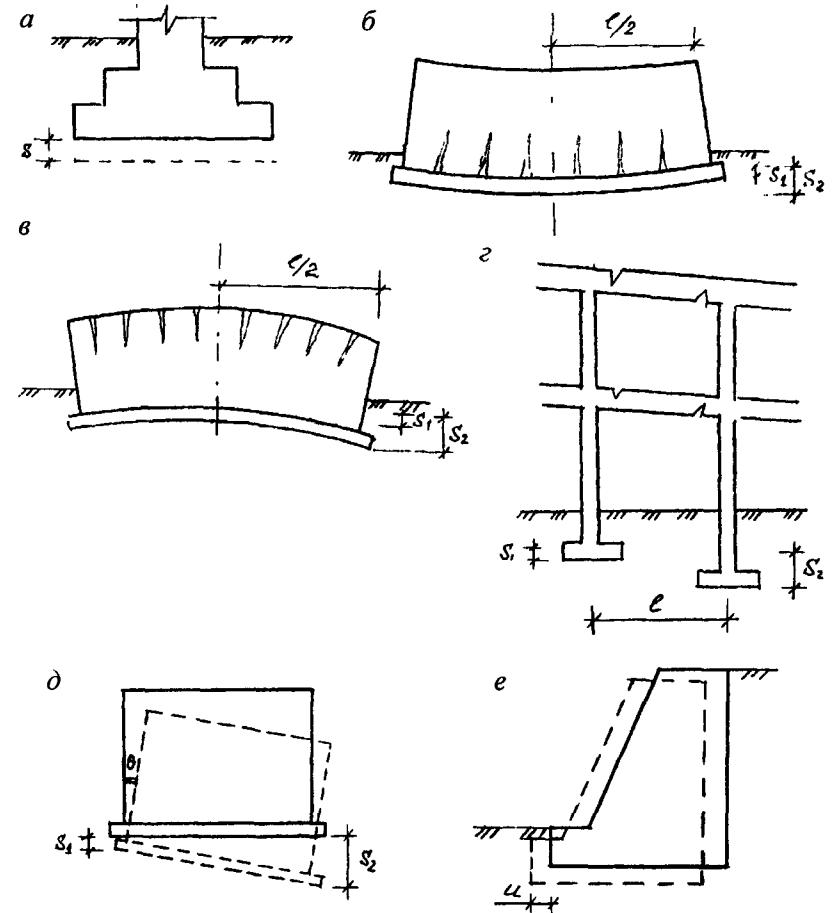


Рис. 1.3. Характерные формы совместных деформаций основания и сооружения: а – абсолютная осадка; б – прогиб; в – выгиб; г – перекос; д – крен; е – сдвиг

мента (рис. 1.3, д). Такой тип деформаций наиболее опасен для высоких сооружений (дымовые трубы, здания повышенной этажности, мачты, вышки и т. п.), загруженных с эксцентрикситетом или в основании имеющих несимметричное напластование грунтов.

В этом случае крен приводит к развитию дополнительных моментов, которые, в свою очередь, способствуют увеличению крена, что может привести к потере устойчивости сооружения и его опрокидыванию.

Крен могут получать колонны и стены, жестко не связанные с остальными конструкциями.

Относительная неравномерность при крене сооружения определяется по формуле

$$i = \operatorname{tg} \theta. \quad (1.5)$$

*Закручивание* возникает при неодинаковом крене сооружения по его длине и при развитии крена в двух сечениях сооружения в разные стороны. При этом виде деформации дополнительные усилия развиваются не только в стенах, но и в конструкциях перекрытий, которые могут изгибаться или перемещаться в горизонтальном направлении.

*Горизонтальные перемещения* фундаментов возникают, если опирающиеся на них конструкции передают значительные горизонтальные усилия (распорные конструкции, подпорные стенки, мостовые опоры и т. п.) (рис. 1.3, e).

#### 1.4. Причины развития неравномерных осадок фундаментов мелкого заложения

*Основные слагаемые осадок фундаментов.* По мнению Б.И. Далматова, осадка каждого фундамента в общем случае может быть представлена как сумма пяти слагаемых:

$$S = S_{\text{упл}} + S_{\text{разул}} + S_{\text{вып}} + S_{\text{расстр}} + S_{\text{экспл}}, \quad (1.6)$$

где  $S_{\text{упл}}$  – осадка в результате уплотнения грунтов ненарушенной структуры при увеличении напряжений от нагрузки фундаментов;  $S_{\text{разул}}$  – осадка, связанная с разуплотнением верхних слоев грунта, залегающих ниже дна котлована, из-за уменьшения в них напряжений при разработке грунта;  $S_{\text{вып}}$  – осадка в результате выдавливания (выпирания) грунта из-под фундамента при развитии пластических деформаций;  $S_{\text{расстр}}$  – осадка расструктуривания, развивающаяся вследствие увеличения сжимаемости грунтов при нарушении их природной структуры во время производства работ;  $S_{\text{экспл}}$  – осадка, обусловленная изменениями напряженного состояния или де-

формативности грунта основания в период эксплуатации здания или сооружения.

Как правило, каждое из этих слагаемых вызывает неравномерное развитие осадок фундаментов и, в основном, зависит от двух основных причин: *неоднородного напряженного состояния грунтов в основании рассматриваемого сооружения и неравномерной сжимаемости грунтов в основании под площадью загружения*.

Рассмотрим подробнее каждую из составляющих неравномерной осадки сооружений.

*Неравномерные осадки уплотнения*  $S_{\text{упл}}$ . Под воздействием напряжений, превышающих природное давление, грунт деформируется. Деформации развиваются преимущественно вследствие уменьшения объема пор грунта (уплотнения) и искажения формы отдельных частиц или агрегатов грунта (упругие деформации). Упругие деформации обычно во много раз меньше остаточных. В связи с этим осадки, развивающиеся под воздействием внешней нагрузки, называют осадками уплотнения, хотя в них входят и упругие деформации. Осадки уплотнения под отдельными частями сооружения обычно неодинаковы из-за неоднородности основания и неоднородности напряженного состояния грунтов в основании.

*Неоднородность основания* обусловлена:

- выклиниванием слоев (рис. 1.4, a);
- линзообразным залеганием различных грунтов (рис. 1.4, б);
- неодинаковой толщиной слоев (рис. 1.4, в);
- неоднородностью грунтов (рис. 1.4, г);
- использованием слоев разных грунтов под отдельными частями сооружения (передача давления от тяжелой части здания на более плотный подстилающий грунт (рис. 1.4, д));
- неодновременной консолидацией грунтов в основании под различными частями сооружения (рис. 1.4, е).

*Неоднородность напряженного состояния грунтов в основании* обусловливается:

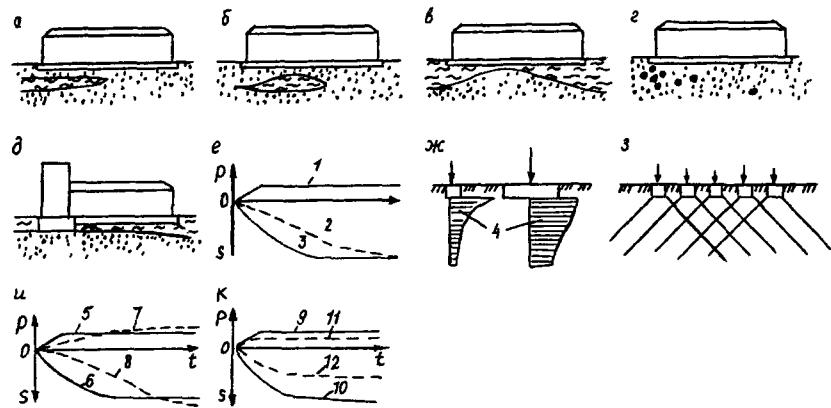


Рис. 1.4 Причины развития неравномерных осадок уплотнения 1 – нагрузка на фундамент, 2 – осадка медленно деформирующегося основания, 3 – то же при наличии в основании песчаной прослойки, 4 – эпюры  $\sigma_z$ , 5 – нагрузка на фундамент, 6 – осадка фундамента во времени, 7 – нагрузка на второй фундамент, 8 – его осадка, 9 – полная загрузка фундамента, 10 – его осадка, 11 – неполной загрузка второго фундамента, 12 – его осадка

- неодинаковой загрузкой фундаментов, в связи с чем более загруженный фундамент приходится делать большей ширины. Однако принятие одинакового давления под подошвой не исключает различия напряженного состояния грунтов в основании (рис. 1.4, жс);
- взаимным влиянием соседних фундаментов, в результате которого наибольшее силовое воздействие испытывает основание фундаментов, расположенных в средней части здания, меньшее воздействие – основание фундаментов расположенных по краям и в углах (рис. 1.4, з);
- неодновременной загрузкой фундаментов (рис. 1.4, и),
- неполной загрузкой некоторых фундаментов (рис. 1.4, к).

Неодновременная загрузка фундаментов часто происходит при возведении разнотипных несущих конструкций, например при сооружении зданий с несущими наружными стенами и внутренними железобетонными колоннами. В таком случае фунда-

менты наружных стен получают почти полную загрузку в процессе возведения стен; фундаменты колонн в этот период загружаются в меньшей степени, поскольку получают большую часть нагрузки от устройства полов, перегородок и установки оборудования. Это создает неоднородность загрузки фундаментов, что приводит к развитию трещин в несущих конструкциях. Иногда после полной загрузки перекрытий эти трещины закрываются.

Расчетом можно найти размеры фундаментов сооружения, при которых они будут иметь почти одинаковую осадку уплотнения. Однако трудно гарантировать, что эти фундаменты получат одинаковые осадки во время постройки и в процессе консолидации грунтов.

Разнообразие рассмотренных причин развития неравномерных осадок уплотнения свидетельствует, что прогноз осадок сооружения, опирающегося на большое число различных фундаментов, обычно является задачей весьма сложной. Однако в случаях, когда в основании залегают плотные грунты и ожидаемые осадки невелики, будет мала и их неравномерность.

При наличии в основании сильносжимаемых грунтов решение задачи усложняется. Если возникает сомнение в точности прогноза неравномерностей осадок, приходится принимать меры по уменьшению чувствительности несущих конструкций к неравномерным осадкам либо использовать в качестве основания малосжимаемые слои грунта, залегающие обычно на большей глубине.

**Неравномерные осадки разуплотнения  $S_{\text{разул}}$ .** Осадки разуплотнения развиваются под действием нагрузки, которая не превышает веса грунта, вынутого при отрывке котлована. Действительно, при его отрывке в основании уменьшаются природные напряжения и происходит разуплотнение грунтов. Кроме того, под действием давления грунта, располагающегося вокруг дна котлована, возникают упругие деформации, при глубоких котлованах могут появляться остаточные пластические деформации выпора. Таким образом, происходит неравномерное поднятие дна котлована (рис. 1.5). В дальнейшем могут развиваться и неравномерные осадки фундаментов. Происходит это в результате

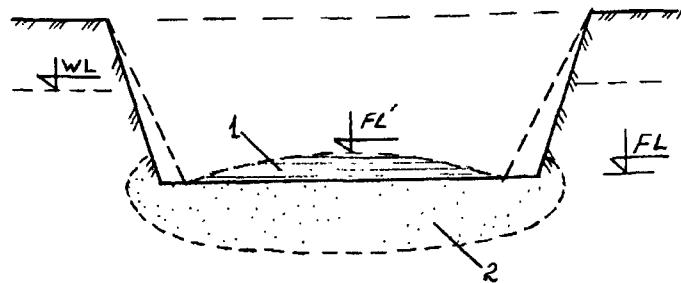


Рис. 1.5. Поднятие дна котлована при снятии природного напряжения:  
1 – зона поднятия; 2 – зона расструктуривания

- большего разуплотнения грунтов под центральной частью котлована, чем по его краям и в углах;
- различной продолжительности разуплотнения грунтов основания под разными фундаментами;
- неодинакового поднятия дна котлована вследствие неоднородности основания и неравномерности изменения напряженного состояния грунтов.

Для фундаментов зданий и промышленных сооружений чаще всего отрывают котлованы глубиной не более 5 м. Тогда осадки разуплотнения незначительны и развиваются преимущественно в процессе устройства фундаментов и обратной засыпки пазух. Влияние осадок разуплотнения ощутимо при глубине котлована более 5 м и устройстве фундаментов, нагрузка от которых вместе с обратной засыпкой существенно меньше веса вынутого из котлована грунта.

Величина осадки разуплотнения сопоставима с величиной поднятия дна котлована в процессе разгрузки грунтов основания, определяемого методами механики грунтов. С этой целью грунты испытывают не только на сжатие, но и на разуплотнение.

**Неравномерные осадки выпирания  $S_{вып}$ .** Этот вид осадок связан с развитием пластических деформаций (местных сдвигов) грунта основания. По подошве жестких фундаментов реактивное давление распределяется неравномерно. Даже при небольшой нагруз-

ке под краями жестких фундаментов возникает давление, приводящее к развитию зон сдвигов. По мере загрузки фундамента указанные зоны увеличиваются, грунт, окружающий их, уплотняется и оказывает все большее сопротивление, которое может достигать значения пассивного отпора.

Осадки выпирания рекомендуется определять на основе решения смешанной задачи теорий упругости и пластичности (например, методом конечных элементов). Вследствие отсутствия простых решений, доведенных до инженерных расчетов, давление по подошве обычно ограничивают величиной  $R$ , при которой осадки выпирания незначительны, а зоны пластических деформаций развиваются на глубину, не превышающую 0,25 ширины подошвы фундамента  $b$  (рис. 1.6).

**Неравномерные осадки расструктуривания  $S_{расстр}$ .** При отрывке котлована грунты основания обнажаются и подвергаются воздействию различных факторов, в результате чего может произойти нарушение их природной структуры – расструктуривание. В связи с этим изменяются их физико-механические свойства. Чаще всего происходит увеличение сжимаемости грунтов и уменьшение сопротивляемости сдвигу.

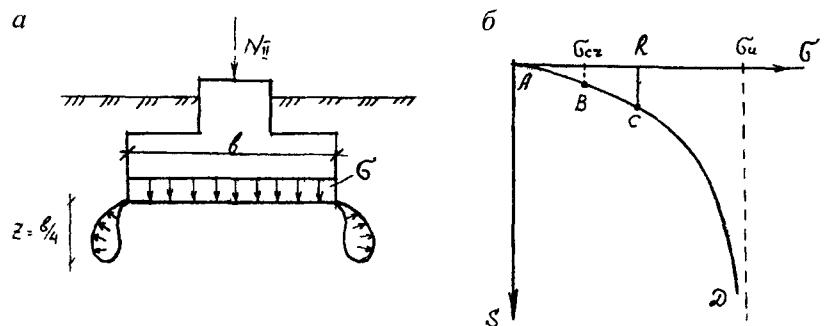


Рис. 1.6. Схема развития пластических деформаций под подошвой фундамента: а – развитие зон пластических деформаций, соответствующих величине  $R$ ; б – общий график развития деформаций при увеличении напряжений под подошвой фундамента

Поскольку нарушение структуры под соседними фундаментами происходит в различной степени, осадки расструктуривания будут неравномерными. Их величина зависит от способов производства котлованных работ, водоотлива, продолжительности периода с начала отрывки котлована до обратной засыпки пазух фундаментов.

Нарушение структуры грунтов основания возможно по следующим четырем причинам: от метеорологических воздействий; воздействий грунтовых вод и газа; динамических воздействий механизмов; в результате грубых ошибок при производстве работ.

*Метеорологические воздействия* проявляются в расструктуривании грунтов в результате их промерзания и оттаивания (рис. 1.7, а), размягчения и набухания (рис. 1.7, б), высыхания и усадки (рис. 1.7, в).

При промерзании и оттаивании пылевато-глинистых и мелкогравийных грунтов возможно существенное изменение их объема. Сильно увлажненные грунты при промерзании испытывают пучение, увеличиваясь в объеме до 40 %, а при оттаивании под нагрузкой получают просадку. При пучении в грунтах могут развиваться напряжения, превышающие давление по подошве фундаментов. В связи с этим промерзание пучинистого грунта в основа-

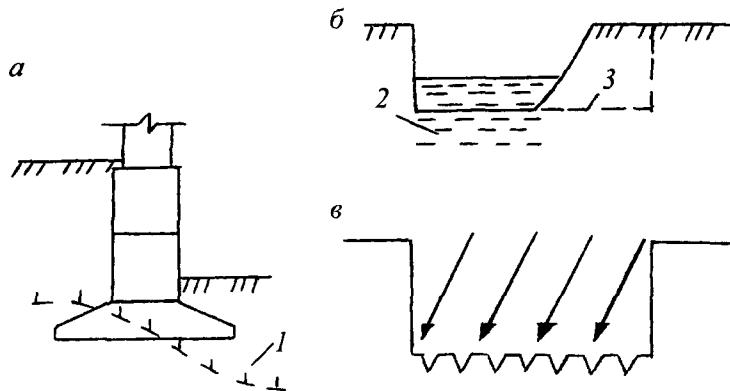


Рис. 1.7. Нарушение структуры грунтов основания под влиянием метеорологических воздействий: 1 – граница промерзания; 2 - зона набухания и размягчения; 3 – граница котлована

ния сооружения опасно не только при устройстве фундаментов, но и в период возведения надземных конструкций.

Примером может служить деформация несущих конструкций двухэтажного кирпичного здания (рис. 1.8). Его стены были возведены осенью, а затем строительство приостановили. Зимой на стенах появились трещины, ширина раскрытия которых к весне достигла 25 см. Под фундаментами со стороны подвалов грунт промерз на глубину до 80 см, а весной просадка основания превысила 20 см.

Даже если подошва фундамента расположена ниже глубины промерзания, возможно поднятие фундамента касательными силами пучения, развивающимися по его боковым поверхностям, а также смещение его с креном в сторону подвала в случае промерзания грунта в горизонтальном направлении со стороны неотапливаемого подвала через стенку фундамента. Вопросы воздействия сил пучения грунтов в сезоннопромерзающих и вечномерзлых грунтах более подробно рассмотрены в гл. 10.

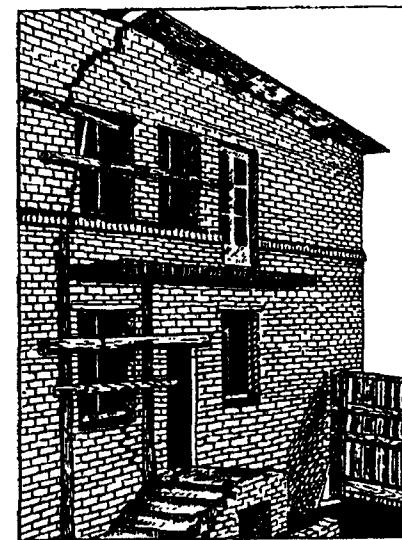


Рис. 1.8. Деформация кирпичной стены здания при оттаивании промерзшего грунта под фундаментами со стороны подвала

При оттаивании грунтов возникают еще более опасные деформации конструкций сооружений. Процесс просадки при оттаивании развивается очень неравномерно: грунт оттаивает быстрее с южной стороны здания, чем с северной, и быстрее, чем под внутренними стенами и колоннами. Кроме того, после оттаивания грунт приобретает повышенную сжимаемость. В связи с этим недопустимо промораживание грунтов дна котлована, даже если эти грунты специально оттаивают перед закладкой фундаментов.

При увлажнении пылевато-глинистого грунта, залегающего ниже дна котлована, атмосферными осадками происходит его размягчение и набухание (см. рис. 1.7, б). Эти процессы быстро протекают в пылеватых супесях и суглинках, слоистых и трещиноватых глинах. Чем больше глинистость грунта, а также чем глубже котлован, тем больше может быть набухание грунтов, расположенных выше уровня подземных вод.

Размягчение в наибольшей степени сказывается на пылевато-глинистых грунтах, поры которых заполнены воздухом, сообщающимся с атмосферой. *Набухание и разуплотнение грунта приводят к изменению его сжимаемости и, как следствие, к развитию неравномерных осадок.* Для сохранения структуры грунтов поверхностные воды отводят от котлована и, кроме того, нижний слой, подлежащий разработке, оставляют в качестве защитного, удаляя его непосредственно перед закладкой фундаментов.

В районах с жарким климатом может наблюдаться интенсивное высыхание грунтов ниже дна котлована. *Высыхание пылевато-глинистых грунтов сопровождается их усадкой* (см. рис. 1.7, в). В последующем при восстановлении влажности это может привести к поднятию фундаментов в результате набухания грунтов или вызвать неравномерное увеличение их сжимаемости.

*Воздействие подземных вод* приводит к расструктуриванию грунтов в результате влияния гидростатического давления (см. рис. 1.9, а, б), гидродинамического давления (рис. 1.9, в), механической и химической супфозии (рис. 1.9, г).

Если *гидростатическое давление* в водопроницаемом грунте, подстилающем сравнительно водонепроницаемый грунт

(см. рис. 1.9, а), больше напряжения от веса оставшегося ниже дна котлована слоя водонепроницаемого грунта, то возможна деформация и даже разрушение этого слоя. Воздействие гидростатического давления особенно проявляется при слоистой текстуре грунтов (ленточные глины и суглинки), когда фильтрация вдоль слоистости в 50...100 раз больше, чем поперек (см. рис. 1.9, б).

Для снятия гидростатического давления искусственно понижают уровень подземных вод в водоносном слое. При слоистой текстуре пылевато-глинистых грунтов используют электроосмос или устраивают вертикальные дрены с выпуском воды в приемник котлована.

При поступлении воды в котлован через фильтрующий слой снизу вверх частицы грунта испытывают *гидродинамическое давление* фильтрующегося потока воды (см. рис. 1.9, в), которое существенно уменьшает давление в скелете грунта, способствуя его набуханию. Для устранения этого явления либо искусственно понижают уровень подземных вод (см. гл. 7), либо забивают вокруг котлована шпунт с погружением его в подстилающий слой водонепроницаемого грунта.

Если вода поступает в котлован по прослойкам, она может выносить из основания глинистые и пылеватые частицы грунта. Это явление называется *механической супфозией*. При этом диаметры конусов выноса могут достигать 20 м, а высота составлять 0,7 м.

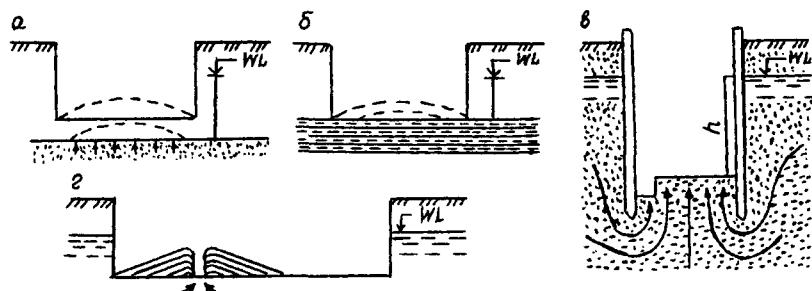


Рис. 1.9. Случаи расструктуривания грунтов под воздействием грунтовых вод

При растворении минералов скелета грунта основания проходит **химическая суффозия**, ухудшающая физико-механические свойства грунтов.

*Динамические воздействия перемещающихся механизмов и удары по дну котлованов* могут приводить к существенному расструктуриванию насыщенных водой пылевато-глинистых грунтов и пылеватых песков, залегающих ниже дна котлована и на окружающей территории.

В целях сохранения естественной структуры указанных грунтов их разрабатывают легкими механизмами, перемещающимися вблизи бровки котлована. Кроме того, на дне котлована оставляют защитный слой грунта, который удаляют вручную или легкими землеройными машинами.

*Грубые нарушения технологических правил при производстве работ* иногда приводят к расструктуриванию грунтов и большим неравномерным осадкам. К наиболее часто встречающимся производственным ошибкам относятся: перебор грунта и некачественная его обратная укладка; отрывка глубоких котлованов около ранее возведенных фундаментов, имеющих существенно меньшую глубину заложения; заблаговременная отрывка котлованов; затопление котлована производственными и хозяйственными водами, откачка воды из котлована насосами без устройства специальных приемников (зумпфов) и др. (рис. 1.10).

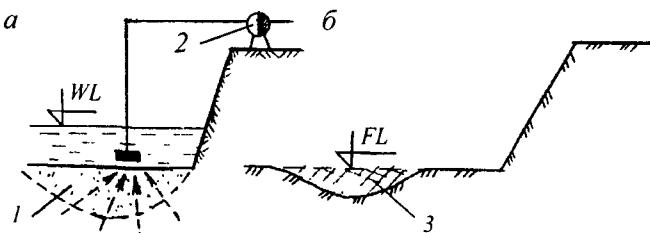


Рис. 1.10. Случаи расструктуривания грунтов основания при вскрытии котлованов: а – откачка воды из котлована (механическая суффозия); б – перекоп котлована; 1 – зона расструктуривания при механической суффозии; 2 – насос; 3 – зона перекопа и обратной засыпки

Все нарушения естественной структуры грунтов основания приводят к развитию неравномерных осадок расструктуривания, величины которых заранее установить невозможно. Следовательно, во время производства строительных работ требуется максимально сохранять естественную структуру грунтов основания.

*Неравномерные осадки в период эксплуатации сооружений  $S_{\text{экспл}}$ .* Причины развития осадок в период эксплуатации сооружений можно объединить в пять основных групп.

*Уплотнение грунтов после начала эксплуатации сооружения* обычно вызвано: незаконченной фильтрационной консолидацией и деформациями ползучести грунтов; постепенным увеличением полезной нагрузки до проектной; увеличением нагрузки сверх проектной.

Как показывают наблюдения за осадками зданий, деформации грунтов в их основании обычно продолжают развиваться после полного завершения строительства, т. е. в период эксплуатации. При наличии в основании пылевато-глинистых грунтов продолжительность нарастания осадок фундаментов вследствие фильтрационной консолидации и медленного развития деформаций ползучести скелета грунта при уплотнении иногда составляет десятилетия, а сами осадки достигают десятков сантиметров. Так, Исаакиевский собор в Санкт-Петербурге, построенный в середине XIX века, до сих пор продолжает давать осадку, а ее общая средняя величина с момента начала строительства достигла более одного метра.

Столь значительные осадки в период эксплуатации необходимо учитывать при проектировании фундаментов, надземных конструкций и особенно инженерных коммуникаций, которые должны иметь определенные уклоны.

Увеличение полезной нагрузки до проектной особенно существенно сказывается на деформациях оснований складских сооружений, так как в этих случаях полезная нагрузка может превышать вес самого сооружения (металлические емкости, элеваторы и т. п.). По условиям работы пылевато-глинистых грунтов в основании в некоторых случаях в первый год эксплуатации рекомен-

дуется прикладывать не более 50 % полезной нагрузки. Это удлиняет сроки развития деформаций грунтов в основании.

Осадки уплотнения, развивающиеся в период эксплуатации условно входят в величину  $S_{\text{упл}}$  и отдельно в выражении (1.6) не учитываются.

**Изменение положения уровня подземных вод.** При существенном понижении уровня подземных вод может происходить уплотнение слабых пылевато-глинистых и рыхлых песчаных грунтов из-за снятия взвешивающего действия воды. Кроме того, если фундаменты возведены на деревянных сваях или лежнях, то при понижении уровня подземных вод ниже верха этих конструкций древесина быстро загнивает, через несколько лет полностью теряет прочность и резко уменьшается в объеме. Фундаменты, возведенные на таких деревянных лежнях, получают опасные дополнительные осадки (рис. 1.11).

При повышении уровня подземных вод основание дополнительно увлажняется, вследствие чего грунты, ранее не насыщенные водой, могут частично терять свою прочность (сцепление) и уплотняться; лессовые грунты могут получить значительные деформации, связанные с просадкой, а некоторые глины, наоборот, увеличиться в объеме и вызвать поднятие фундаментов. Повышение уровня подземных вод часто связано с проникновением в грунт дождевых, хозяйственных и производственных вод. Поднятие уровня подземных вод выше подошвы фундаментов может привести к разрушению бетона и коррозии арматуры в агрессивной среде.

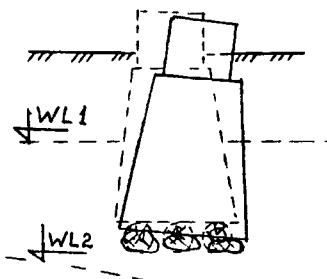


Рис. 1.11. Осадка фундамента при гниении лежней

Интенсивное поступление воды из напорных трубопроводов в грунт может привести к аварийным осадкам фундаментов. Размытие грунта основания ведет к быстрому развитию дополнительных осадок. Возможно проникание грунта вместе с подземной водой в неисправные канализационные коллекторы. При этом вода вместе с грунтом может поступать в них под значительным напором. В результате в пределах воронки выноса грунта фундаменты сооружения получают дополнительные перемещения. В связи с этим, если основанием здания, строящегося вблизи напорных трубопроводов и глубоких коллекторов, служат пески или супеси, фундаменты желательно располагать за пределами возможной воронки размыва и выноса грунта в плане или принимать меры по уменьшению такой воронки.

**Ослабление грунтов основания при подземных выработках и при разработке котлованов.** Туннельная проходка линий метрополитена, канализационных коллекторов и других подземных выработок приводит к оседанию в той или иной степени поверхности основания с находящимися на ней сооружениями. Иногда это может приводить к аварийным повреждениям зданий. Примером может служить разрушение жилого кирпичного пятиэтажного здания в Санкт-Петербурге при разработке под ним на глубине 15 м подземной выработки (рис. 1.12). Перемещения в пределах мульды оседания (рис. 1.13) определяются методами, применяемыми при горно-проходческих работах.

Осадки существующих сооружений могут происходить при разработке около них траншей и котлованов ниже подошвы фундаментов. В этом случае крепления траншей и стен котлованов должны исключить горизонтальные подвижки грунта оснований существующих сооружений (см. гл. 7).

**Динамические воздействия на грунты основания.** Известно, что при определенном уровне динамических колебаний может происходить уплотнение песчаных и малосвязных пылевато-глинистых грунтов, наблюдается снижение прочности таких грунтов вследствие разрушения связей между частицами и даже пол-



Рис 1.12 Аварийные деформации здания в результате проходки подземной выработки

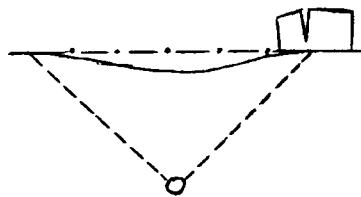


Рис 1.13 Мульда оседания при подземной выработке

ное разжижение грунтов, что приводит к дополнительным осадкам фундаментов существующих сооружений.

Чаще всего источниками динамических воздействий являются работа машин и оборудования в самом сооружении или вблизи него, движение транспорта, выполнение строительных работ около существующих фундаментов (погружение шпунта, свай, разрыхление мерзлого грунта и т п ), разработка горных выработок взрывами, сейсмическая активность (рис 1.14). Характер влияния динамических воздействий на грунты оценивается по результатам специальных исследований

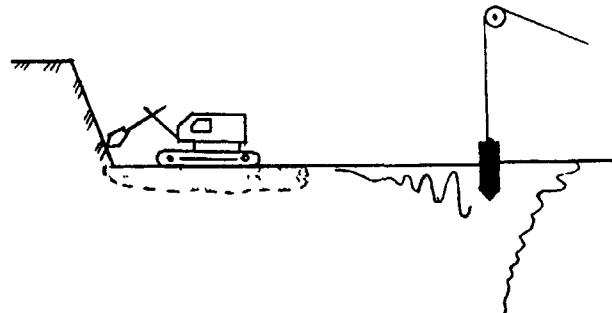


Рис 1.14 Расструктуривание грунта при динамических воздействиях  
а – при работе землеройных машин и механизмов, б – при уплотнении тяжелыми трамбовками или при рыхлении мерзлого грунта

**Активность геодинамических процессов.** Наиболее интенсивными геодинамическими процессами, приводящими к осадкам и смещениям фундаментов, являются карст, оползни, землетрясения. Прогноз такого рода процессов довольно сложен и выполняется методами инженерной геологии.

Таким образом, причин развития неравномерных осадок фундаментов много. Они зависят как от проектных решений и способа устройства фундаментов, так и от условий эксплуатации сооружений. При появлении в несущих конструкциях деформаций во время эксплуатации приходится проводить обследование фундаментов и грунтов основания. Только по результатам обследований и по данным наблюдений за осадками во времени можно установить причины их развития, выработать меры по исключению дальнейшего нарастания осадок.

### 1.5. Комплексная взаимосвязь факторов, подлежащих учету при проектировании фундаментов

Проектирование и устройство фундаментов является сложной инженерной задачей, при решении которой используются знания по многим строительным дисциплинам (по строительной и теоретической механике, строительным конструкциям, инженерной геологии и механике грунтов, технологиям и организации произ-

водства, экономике строительства и др.). Знание и учет этих дисциплин позволяет правильно выбрать и рассчитать надежный и наиболее экономичный фундамент под заданную конструкцию при конкретном напластовании грунтов.

Коротко это можно сформулировать так: при проектировании и устройстве фундаментов необходимо комплексно учитывать три фактора:

- что строится, т. е. насколько чувствительны конструкции к неравномерным осадкам;
- где строится, т. е. расположение и рельеф местности строительства, инженерно-геологические условия строительной площадки, наличие существующей застройки;
- как строится, т. е. какие меры следует принять для сохранения природной структуры грунтов основания.

В некоторых случаях приходится дополнительно учитывать возможность развития осадок во время эксплуатации сооружения (например, при возведении зданий на подрабатываемых территориях и т. п.).

Как показывает опыт строительства, неучет при проектировании хоть одного из этих трех факторов приводит к развитию чрезмерных неравномерных осадок фундаментов или даже потере их устойчивости.

**Мероприятия по уменьшению деформаций оснований и их влияния на сооружения.** При выборе вариантов оснований и фундаментов сооружения и методов их устройства необходимо заранее предусмотреть мероприятия, направленные на улучшение совместной работы основания, фундамента и сооружения. Эти мероприятия могут быть подразделены на группы:

**Конструктивные и производственные мероприятия.** В ряде случаев целесообразнее уменьшить чувствительность конструкций к развитию неравномерных осадок, например увеличить гибкость надземных конструкций. Как отмечалось ранее, абсолютно гибкие сооружения малочувствительны к значительным неравномерностям осадок. В связи с этим стремятся сделать сооружения максимально

гибкими, применяя разрезные конструкции перекрытий, покрытий, эстакад и т. п. В таких конструкциях не возникает дополнительных усилий при неравномерных осадках отдельных опор.

В многоэтажных зданиях слабым местом являются стены, которые обладают определенной жесткостью. При неравномерной осадке по длине фундамента стены искривляются, что вызывает в них трещины. Для исключения этого целесообразно делать кладку кирпичных стен на медленно твердеющем растворе, который способен развивать деформации ползучести в процессе строительства. В некоторых случаях регулируются сроки замоноличивания стыков сборных и сборно-монолитных конструкций.

Уменьшение чувствительности к неравномерным осадкам сооружений конечной жесткости достигается устройством вертикальных осадочных швов, при которых сооружение разрезается на части, способные противостоять местным неравномерностям осадок (рис. 1.15). Осадочный шов в отличие от температурного проходит через фундамент и разделяет здание на отдельные блоки, каждый из которых получает самостоятельную осадку. Осадочный шов по сути является предусмотренной проектом трещиной и в протяженных зданиях проектируется через 100...150 м. Устройство большого количества осадочных швов в зданиях нецелесообразно, так как при некачественном исполнении они могут продуваться. Кроме того, в зоне швов усложняется прокладка трубопроводов, поскольку их нельзя жестко крепить с обеих сторон осадочного шва.

Неравномерные осадки иногда приводят к развитию крена. При продольном крене отдельных частей сооружения осадочные швы могут закрываться либо раскрываться. В первом случае происхо-

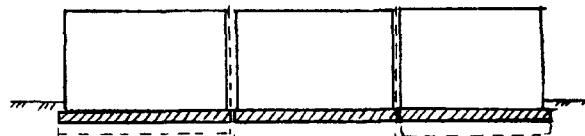


Рис. 1.15. Устройство осадочных швов при возведении протяженных зданий

дит навал одной части стены на другую, что может привести к разрушению кладки. Для предотвращения этого необходимо делать осадочные швы с надлежащими зазорами. Размер зазора следует назначать с учетом ожидаемых неравномерностей осадок здания. Упругая прокладка внутри шва должна обеспечивать непродуваемость шва даже при увеличении ширины раскрытия его в 2 раза.

Вторым направлением конструктивных мероприятий является *увеличение прочности конструкций*, обладающих жесткостью, чтобы они могли перераспределить давление по подошве фундаментов и тем самым уменьшить ожидаемые неравномерности осадки.

Абсолютно жесткие сооружения с повышенной прочностью

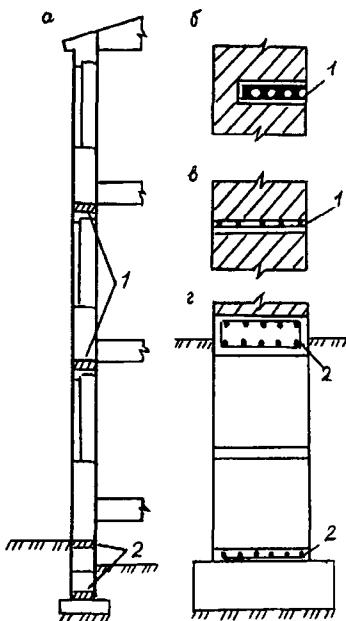


Рис. 1.16. Устройство поясов армирования: а – размещение поясов в стенах по вертикали; б – железобетонный пояс; в – армированный пояс в утолщенном шве кладки; г – размещение пояса по обрезу фундамента

же (1) или через этаж (рис. 1.16, б, в, г). Этот прием позволяет существенно уменьшить чувствительность стен и зданий в целом к неравномерным осадкам.

При проектировании протяженных зданий на слабых грунтах особенно эффективно совместное использование осадочных швов и применение армированных поясов.

В качестве конструктивных мероприятий по уменьшению влияния деформаций основания на несущие конструкции сооружения иногда используются материальноемкие *жесткие фундаменты*: продольные ленты-балки, железобетонные плитные и коробчатые фундаменты (см. гл. 3).

#### *Мероприятия по улучшению свойств грунтов оснований.*

В случае необходимости уменьшения деформируемости и увеличения несущей способности грунтов, находящихся в естественных условиях залегания, иногда прибегают к искусственноному улучшению их свойств. При этом достигается такое соотношение между прочностью основания и жесткостью сооружения, которое обеспечивает развитие допустимых для данного типа сооружений деформаций.

Методы улучшения свойств грунтов оснований рассмотрены в гл. 6.

## Глава 2

### ВЫБОР ТИПА И ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ ФУНДАМЕНТОВ

#### 2.1. Общие положения

Фундаменты обычных зданий и сооружений устраивают на естественном основании или на сваях. В отдельных случаях при новом строительстве используются искусственные (улучшенные) основания. Для тяжелых сооружений или имеющих подземные объемы зданий фундаменты выполняют в виде глубоких опор, опускных колодцев, кессонов, буросекущихся свай и др. (см. гл. 8).

Фундаменты обычно передают основные нагрузки на грунт своими нижними плоскостями. Для фундамента мелкого заложения такой плоскостью является подошва, для свай – их острия или пята, для опускных колодцев, кессонов – днища этих конструкций, которые работают как сложные плиты. В некоторых типах фундаментов удается включить в работу боковые поверхности (щелевые фундаменты, висячие сваи), но и тогда нижние грани опорных частей передают на грунт значительную долю общей нагрузки и, следовательно, они должны опираться на достаточно прочный грунт. В связи с этим при проектировании фундаментов наиболее важной задачей является нахождение несущего слоя грунта, который совместно с подстилающими слоями обеспечивал бы восприятие передаваемых сооружением нагрузок при допустимом развитии деформаций основания.

#### 2.2. Основные факторы, влияющие на тип и глубину заложения опорных частей фундаментов

В соответствии с изложенным в гл. 1, при проектировании оснований и фундаментов учитывают следующие факторы:

- 1) инженерно-геологические условия площадки строительства;
- 2) климатические воздействия на верхние слои грунта;
- 3) особенности возводимых и соседних сооружений;

4) особенности производства строительных работ.

Как правило, в процессе проектирования намечают несколько типов фундаментов. Кроме того, для каждого типа в ряде случаев целесообразно рассмотреть две или более глубины заложения опорных частей. Однако следует учитывать то обстоятельство, что стоимость фундамента быстро возрастает по мере заглубления его опорных частей.

Выбор вариантов иногда предопределяет техническая вооруженность строительной организации, которая, например, может не располагать установками для закрепления грунтов. В некоторых случаях на выбор варианта оказывает влияние возможность выполнения работ в сжатые сроки или в зимнее время, что исключает, к примеру, использование песчаных подушек.

После установления всех геометрических параметров вариантов расчетом некоторые из них могут быть отброшены по причинам больших ожидаемых осадок фундаментов. Оставшиеся варианты сравниваются по приведенным затратам, после чего в качестве окончательного может быть выбран самый экономичный.

#### 2.2.1. Инженерно-геологические условия площадки строительства

Напластование грунтов на каждой площадке сугубо индивидуально. При выборе типа и глубины заложения опорных частей фундаментов проектируемого сооружения следует вначале оценить прочность и сжимаемость слоев грунта по данным инженерно-геологических изысканий. После этого целесообразно разделить грунты на две условные категории: *слабые* и *надежные*.

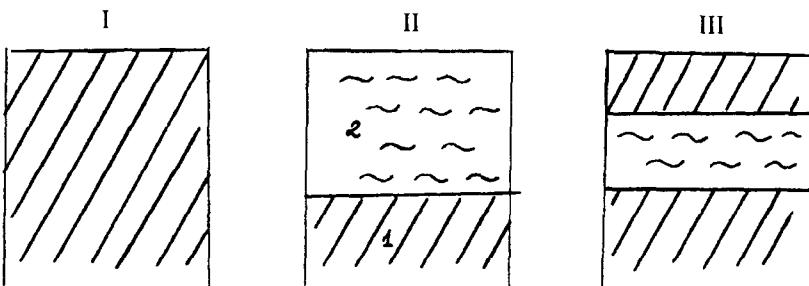
*Слабыми* можно назвать грунты, которые в естественном состоянии не могут являться основанием данного сооружения. Это означает, что даже при больших затратах на создание громоздких фундаментов с целью передачи на эти грунты давлений, не ведущих к разрушению основания, ожидаемые осадки и их неравномерность превышают предельно допустимые для проектируемого сооружения.

*Надежными* называются грунты, которые обеспечивают развитие деформаций в допустимых пределах.

Важно отметить, что введенные выше термины «слабый» и «надежный» являются относительными, так как они оценивают свойства грунтов применительно к конкретному проектируемому сооружению. Для легких и малочувствительных к осадкам малоэтажных объектов с разрезными конструкциями большинство грунтов будет являться надежным. В то же время для многоэтажных панельных бескаркасных зданий, стены которых допускают максимальную относительную разность осадок всего в 0,0016 (1,6 мм на 1 м), слабыми будут считаться даже грунты, обладающие средней сжимаемостью ( $E = 10 \dots 30$  МПа). И наконец, для особо чувствительных сооружений (например, атомных реакторов, циклотронов, бумагоделательных машин, телескопов и т. п.) надежными будут являться только малосжимаемые грунты ( $E > 30$  МПа).

При указанном делении грунтов все многообразие их напластований можно представить в виде трех расчетных схем (рис. 2.1). Рассмотрим варианты устройства фундаментов при залегании грунтов площадки строительства в соответствии с этими тремя схемами.

**Схема I.** Инженерно-геологические условия площадки строительства благоприятны. Как правило, основным вариантом в этом случае являются фундаменты на естественном основании с минимальной глубиной заложения, корректировка которой производится при учете климатических факторов и особенностей сооружения.



**Схема II.** Эта схема допускает большое разнообразие вариантов фундаментов. При относительно малой толщине слабого слоя наиболее очевидными являются его прорезка и устройство фундаментов на естественном основании, в качестве которого используется надежный грунт (рис. 2.2, а). Вторым возможным вариантом будет свайный фундамент (см. гл. 5) с заделкой концов свай в надежный грунт (рис. 2.2, б). Остальные показанные на рис. 2.2 варианты в и г представлены фундаментами на искусственном основании при частичной или полной замене либо закреплении слабого грунта.

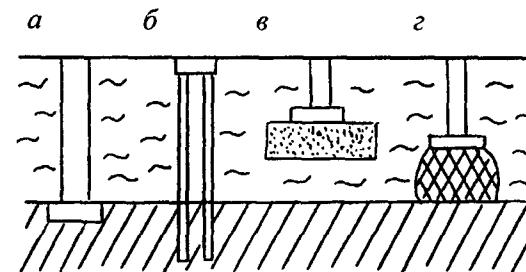


Рис. 2.2. Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме II

При необходимости строительства на данной площадке тяжелого сооружения в случае очень большой толщины слабого слоя последний приходится рассматривать в качестве основания. Задача при этом будет состоять в снижении ожидаемых осадок до величин, допустимых для данного сооружения, либо с понижением чувствительности сооружения за счет его разрезки на отсеки, либо наоборот, с увеличением жесткости его конструкций. При этом может быть применен так называемый «плавающий» фундамент. В случае большого заглубления такого фундамента давления, вызывающие осадку грунта, могут быть снижены почти до нуля, а разуплотнение основания при откопке глубокого котлована уменьшено при использовании современных технологий (например, метода глубинного водопонижения и др. – см. гл. 8).

**Схема III.** Все варианты фундаментов, рассмотренные для схемы II, могут быть реализованы и для этой схемы. Дополнительным является вариант, когда фундамент (как правило, на естественном основании) опирается на верхний надежный слой (рис. 2.3, а). При невозможности реализации этого варианта по причине слишком больших давлений на слабый прослоек либо значительных осадок слабый слой может быть закреплен (рис. 2.3, б).

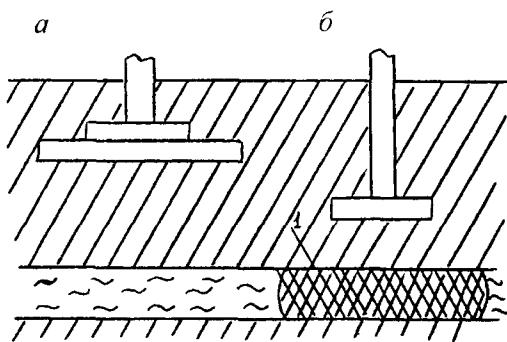


Рис. 2.3. Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме III: 1 – зона закрепления

### 2.2.2. Климатические факторы

Учет климатических факторов при проектировании чаще всего производится с целью недопущения промерзания грунта и развития сил морозного пучения под подошвой фундаментов (ростверков). Это явление имеет место в пучинистых грунтах, к которым относятся связные грунты, а также мелкие и пылеватые пески. Для развития сил пучения в указанных грунтах необходимо наличие определенного количества влаги, которое может присутствовать в грунте до начала наступления холода, а также пополняться в процессе промерзания (см. гл. 10).

Развитие нормальных сил пучения можно исключить, если грунт под подошвой фундаментов (ростверков) не будет промерзать. Отсюда необходимость знания глубины промерзания, зависящей от климата площадки строительства и типа за-

легающих на ней грунтов. Эта глубина носит название *нормативной*.

Нормативная глубина промерзания  $d_{fm}$  принимается по данным наблюдений средней из ежегодных (не менее 10 лет) максимальных глубин сезонного промерзания под открытой, очищенной от снега поверхностью. Если таких наблюдений не имеется, то можно воспользоваться картой СНИП по строительной климатологии и геофизике. В случае, если глубина промерзания не превышает 2,5 м, нормативную глубину промерзания можно определить по формуле

$$d_{fm} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.1)$$

где  $d_0$  – величина, принимаемая равной, м, для суглинков и глин – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34;  $M_t$  – безразмерный коэффициент, численно равный средней сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе.

Если грунты с поверхности неоднородны, то  $d_0$  определяется как средневзвешенное значение в пределах глубины промерзания.

Таким образом, при одном и том же географическом положении площадки нормативная глубина промерзания может отличаться почти в полтора раза ( $0,34/0,23 = 1,48$ ). Для пучинистых грунтов это различие будет меньшим ( $0,28/0,23 = 1,22$ ), однако все же является существенным.

Необходимо отметить, что эксплуатируемые сооружения могут иметь различный тепловой режим, который будет влиять на глубину промерзания грунтов. При относительно высоких температурах в помещениях, а также при значительной теплопроводности подземных конструкций глубина промерзания грунтов вблизи сооружения на контакте с фундаментом будет существенно меньше нормативной глубины промерзания. Это позволяет снизить глубину заложения фундаментов (ростверков) таких сооружений до так называемой *расчетной* глубины промерзания. Необходимым условием для этого является устройство фундаментов в теплое время года или при производстве временных теплозащитных мероприятий, если фундаменты (ростверки) устраивались зимой.

Расчетная глубина сезонного промерзания  $d_s$  в соответствии с нормами определяется по формуле

$$d_s = k_h d_m, \quad (2.2)$$

где  $k_h$  – коэффициент, учитывающий тепловое влияние здания.

Значения этого коэффициента устанавливаются по табл. 1 СНиП 2.02.01–83\*, они изменяются от 0,4 до 1, а для неотапливаемых сооружений  $k_h$  принимается равным 1,1. В упомянутой таблице вводятся также уточнения по значениям  $k_h$  для фундаментов с большими размерами, то есть когда край подошвы существенно удален от теплого помещения.

Ввиду того, что пучение развивается только во влажных и водонасыщенных грунтах, глубина заложения подошвы фундаментов (ростверков) наружных стен устанавливается для связных грунтов по показателю консистенции  $I_L$ , а также по положению уровня подземных вод на площадке. Для сыпучих грунтов единственным фактором, определяющим возможность пучения, является расстояние от поверхности площадки до уровня подземных вод. Условие недопущения морозного пучения грунта под подошвой фундаментов (ростверков) наружных стен определяется по табл. 2.1 СНиП 2.02.01–83\*.

Глубина заложения фундаментов (ростверков) внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается независимо от расчетной глубины промерзания. При этом остается в силе сделанное ранее замечание об устройстве фундаментов в теплое время года и защите грунтов от промерзания, если фундаменты (ростверки) устраиваются зимой.

Необходимо отметить, что нормы не запрещают закладывать подошву фундамента (ростверка) в пучинистых грунтах выше расчетной глубины промерзания. Однако при этом исследованиями и расчетами следует доказать, что деформации грунтов при промерзании и оттаивании не приведут к нарушению эксплуатационной пригодности сооружения. Иными словами, решение об уменьшении глубины заложения фундаментов должно подкрепляться как

корректной методикой расчета, так и положительными практическими примерами.

В настоящее время наряду с аналитическими существуют и эффективные численные методики установления полей напряжений и деформаций в основаниях таких фундаментов (ростверков), называемых мелкозаглубленными (Фадеев А.Б. и др., 1994). Разработанные программные средства позволяют в любой момент промерзания также оценивать прочность конструкций, контактирующих с грунтом. В качестве входных параметров в программах используются зависимости интегральных криодеформаций и механических характеристик грунтов от температуры. Закон изменения последней может приниматься от простейшего (линейное возрастание по глубине) до соответствующего решениям уравнения нестационарной теплопроводности с фазовыми переходами грунтовой влаги.

К влияющим на глубину заложения фундаментов климатическим факторам помимо промерзания следует отнести сезонные явления набухания и усадки, характерные для глин, залегающих в некоторых южных районах. В этих районах подошва фундаментов (ростверков) должна располагаться на глубине, ниже которой объемные изменения в грунте не имеют места (см. гл. 10).

Необходимо подчеркнуть, что использование табл. 2.1 для установления глубины заложения подошвы фундаментов (ростверков) предполагает, что показатель консистенции грунтов соответствует длительному прогнозу, а не данным изысканий, произведшихся до начала строительства. Практика показывает, что после застройки территории инфильтрационные воды сосредотачиваются в обратных засыпках траншей и пазух котлованов. В сочетании со снижением испаряемости с поверхности, экранированной сооружениями, это ведет к дополнительному увлажнению верхних слоев грунтов и, следовательно, резкому возрастанию пучения даже при отсутствии утечек воды из инженерных сетей (Федоров В.И., 1995). В связи с этим назначение глубины заложения подошвы фундаментов (ростверков) в зависимости от климатичес-

ких факторов должно производиться при учете изменения влажности грунтов.

### 2.2.3. Особенности сооружений

Под особенностью сооружения в первую очередь понимается предопределенное проектом наличие заглубленных частей (подвалов, подполий, приямков), что заставляет устраивать подошву фундаментов (растяверков) ниже этих устройств. Если вновь возводимое здание примыкает к существующему, то глубина заложения и особенности фундаментов примыкающего сооружения будут существенно влиять на конструктивные решения нового здания. Ввиду сложности этой проблемы вопрос примыкания вновь возводимых зданий к существующим подробно рассматривается в гл. 12.

Глубина заложения подошвы в числе прочих факторов будет зависеть от конструктивной высоты фундамента (растяверка). Последняя, например, может определяться из условия недопущения развития в теле фундамента растягивающих напряжений, если в качестве материала используется природный камень или неармированный бетон. На высоту фундаментов (растяверков), а следовательно их глубину заложения, могут влиять и некоторые конструктивные особенности надземной части здания. Например, если каркас здания образован стальными колоннами, то высота фундаментов будет зависеть от длины анкерных болтов.

Глубина заложения подошвы фундаментов в местах расположения подвалов, подполий или приямков принимается не менее 0,5 м ниже пола этих помещений. Это требование диктуется обеспечением отсутствия выпора грунта в сторону меньшего заглубления и является обязательным для фундамента на естественном основании.

Обычно фундаменты на естественном основании или свайные растяверки стремятся закладывать на одном уровне, что упрощает и производство земляных работ. При устройстве подземных помещений разной высоты переход от одной отметки к другой для фундаментов на естественном основании производится с выполнением условия

$$\Delta h \leq a (\tan \phi_i + c_i / p_i), \quad (2.3)$$

где  $a$  – расстояние между фундаментами в свету;  $\phi_i$  и  $c_i$  – расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления;  $p$  – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от нагрузок для расчета основания по первому предельному состоянию (рис. 2.4).

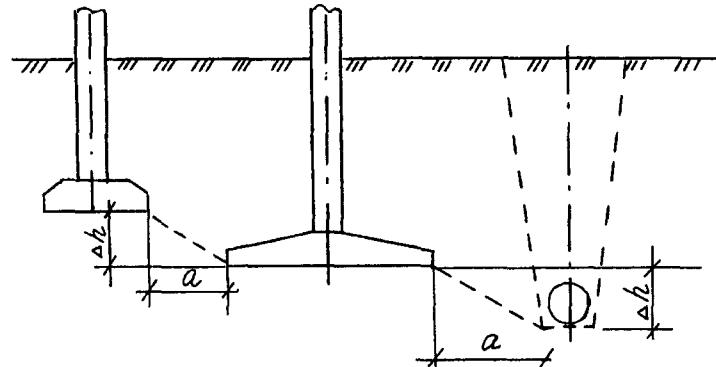


Рис. 2.4. Заглубление соседних фундаментов и подземных коммуникаций

Условие (2.3) ограничивает перепад отметок опорных частей любых близкорасположенных сооружений, в том числе и прокладываемых в траншеях коммуникаций. Для ленточных сборных фундаментов переход от одной глубины заложения к другой делается уступами с соотношением размеров 1 : 2 (применительно к размерам типовых блоков 0,6 : 1,2 м – рис. 2.5). Соотношение

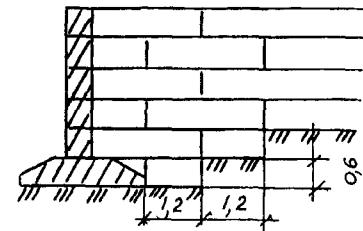


Рис. 2.5. Переход от одной глубины заложения к другой для ленточных фундаментов

(2.3) может не выполняться при устройстве постоянных, не допускающих горизонтальных смещений ограждений вокруг более глубоких котлованов.

Вводы и выводы в здания инженерных коммуникаций ввиду локальности мест пересечений чаще всего не оказывают влияния на решение о глубине заложения опорных частей фундамента для сооружения в целом, однако заставляют прибегать к специальным решениям в этих местах. Как правило, при этом исходят из условия недопущения передачи на трубопроводы каких-либо дополнительных давлений, что исключает возможность прокладки труб под подошвой фундаментов на естественном основании. Кроме того, осадка фундамента не должна вызывать перемещений трубопроводов, что совершенно недопустимо для самотечных сетей. Для удовлетворения указанным требованиям пересечение трубопроводами стен подвалов и приямков производится через отверстия с запасом на ожидаемую осадку. Если глубина прокладки трубопровода превышает глубину заложения подошвы фундамента, в этом месте устраивают локальное углубление (рис. 2.6).

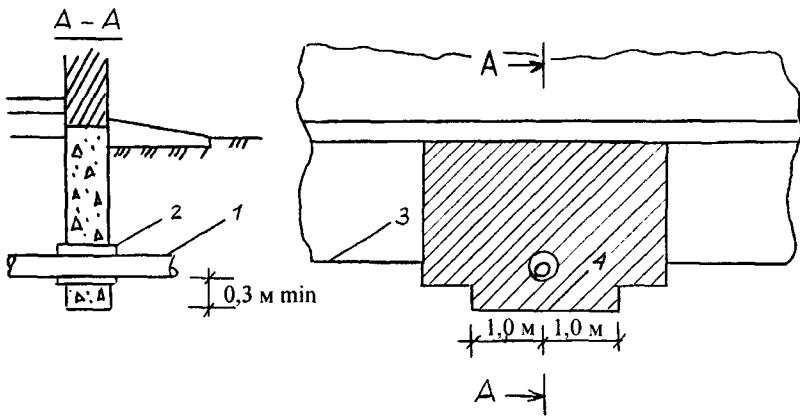


Рис. 2.6. Пересечение трубопроводом ленточного фундамента:

1 – трубопровод; 2 – отверстие в теле фундамента; 3 – глубина заложения подошвы фундамента под сооружением; 4 – местное углубление фундамента из монолитного бетона

## 2.2.4. Условия производства работ

Способы производства работ по устройству фундаментов зачастую имеют большое влияние на судьбу строящегося сооружения. Как отмечалось в гл. 1, свойства грунтов в котловане могут быть ухудшены очень быстро не только в поверхностных слоях, но и на значительную глубину. Это приводит к большим осадкам расструктуривания, что опасно в первую очередь для фундаментов на естественном основании.

Для фундаментов из забивных свай вопросы разрушения структуры грунтов, казалось бы, гораздо менее актуальны. Однако при устройстве большеразмерных кустов и свайных полей в водонасыщенных глинах и суглинках расструктуренные в ходе забивки грунты могут выпучиваться вверх и поднимать ранее забитые сваи, что приведет в последующем к большим осадкам свайных фундаментов. Для предотвращения этих осадок приходится прибегать к повторной добивке свай, что усложняет процесс производства работ. Это обстоятельство заставляет отражать в проектах порядок и сроки погружения свай в таких грунтах либо предусматривать более редкое расположение свай большей длины.

Проектировщик оснований и фундаментов далеко не в последнюю очередь должен думать о том, как проект будет реализовываться на стройплощадке. Иногда внешне простые проектные решения сложны или маловозможны в практическом исполнении, что кратко иллюстрируется далее.

Фундамент на естественном основании (рис. 2.7, а) предполагается выполнить под защитой открытого водоотлива. Вместе с тем очевидно, что при отсутствии разведенного водоупора, большой глубины откопки котлована ниже уровня подземных вод и грунтов с выраженным плавучими свойствами обычные способы производства работ окажутся неэффективными. Устройство такого фундамента будет возможно только при грунтовом водоотливе, что потребует наличия иглофильтров. Возможна также подводная разработка грунта в шпунтовом ограждении с последующим устройством бетонной пробки методом подводного бетонирования, после чего работы можно будет вести насухо.

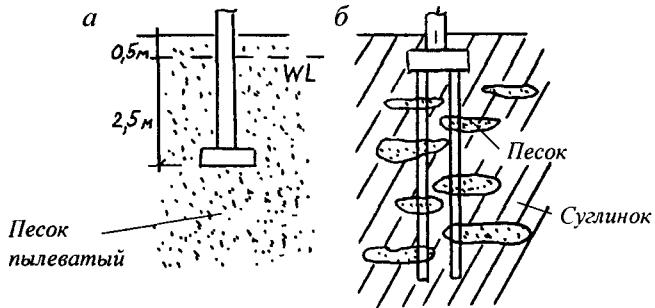


Рис. 2.7. Примеры неудачных проектных решений, связанные со сложностью производства работ

На рис. 2.7, *б* показан фундамент на забивных сваях сплошного квадратного сечения большой длины. Забивка свай предусмотрена с помощью одного из широко используемых самоходных копровых агрегатов с дизель-молотом. Однако специфика грунта, в который забиваются сваи, заключается в наличии линз неводонасыщенного песка, который может иметь состояние, близкое к плотному. Это означает, что при использовании только забивки большая часть свай не будет добита до проектной отметки. Ввиду нерегулярности чередования песка и суглинка при использовании подмытия существует риск образования каверн в глинистом грунте, что может резко снизить несущую способность свай. В связи с этим проектный вариант осуществим при опережающем устройстве лидерных скважин, что потребует доставки на площадку бурового оборудования.

Таким образом, рассмотренные проектные варианты являются неудачными и должны быть скорректированы с учетом простоты и эффективности производства работ. Очевидно, для варианта на рис. 2.7, *а* лучшим было бы решение при устройстве свайного фундамента с ростверком, подошва которого имела бы минимальное заглубление. Вариант, показанный на рис. 2.7, *б*, предпочтительнее было бы реализовать на естественном основании или на набивных сваях.

## Глава 3 ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

### 3.1. Конструкции фундаментов

#### 3.1.1. Общие сведения

*Основным назначением любого фундамента является передача нагрузки от несущих конструкций сооружения на грунты основания.*

К фундаментам в открытых котлованах относятся фундаменты, имеющие отношение высоты к ширине подошвы, не превышающее 4:1, и передающие нагрузку на грунты основания, в основном, через подошву.

Давление от веса основных несущих конструкций сооружения передается на обрез фундамента и через его подошву и перераспределяется на грунт основания. Фундамент должен так снижать давление по подошве, чтобы оно не приводило к недопустимым напряжениям и деформациям основания сооружения. Другой важной задачей фундаментов является уменьшение неравномерности осадки для данного сооружения. Для этого нагрузку от группы колонн или стен передают на один или несколько фундаментов, проектируя их в виде непрерывных лент или сплошной плиты.

Таким образом, целью проектирования фундаментов является выбор типа их конструкции, глубины заложения и размеров подошвы, которые обеспечивали бы деформации оснований сооружений и напряжения под их подошвой менее предельно допустимых.

#### 3.1.2. Типы фундаментов

Основными типами фундаментов в открытых котлованах являются: отдельные, ленточные под колонны или стены, сплошные и массивные.

*Отдельные фундаменты* (рис. 3.1, *а*) в виде бетонных, железобетонных кирпичных или каменных столбов с уширением

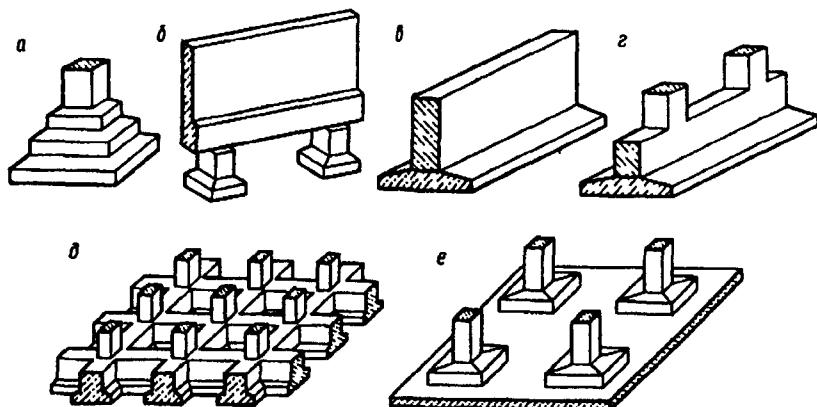


Рис. 3.1 Основные типы фундаментов мелкого заложения:  
 а – отдельный фундамент под колонну; б – отдельные фундаменты под стену; в – ленточный фундамент; г – то же под колонны; д – то же под сетку колонн; е – сплошной (плитный) фундамент

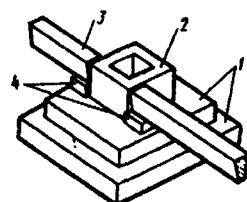


Рис. 3.2 Фундамент под колонну в сочетании с рандбалкой:  
 1 – ступени фундамента; 2 – подколонник;  
 3 – рандбалка; 4 – бетонные столбики

в нижней части могут устраиваться под колонны и стены в комбинации с фундаментными балками – рандбалками (рис. 3.2). Подошву таких фундаментов можно развивать в длину и ширину. Поскольку отдельные фундаменты не увеличивают жесткости здания, их, как правило, применяют в случаях, когда по расчету неравномерности осадки не превышают допустимых значений.

К этому типу фундаментов могут быть отнесены буробетонные фундаменты (рис. 3.3). Буробетонные фундаменты, хорошо

работающие на горизонтальные нагрузки и моменты, устраиваются в разбуриваемых полостях, заполняемых бетоном. При этом армируется только стаканная часть (см. рис. 3.3).

**Ленточные фундаменты под колонны** (рис. 3.1, г) воспринимают нагрузку от ряда колонн. Они устраиваются для уменьшения неравномерностей осадки отдельных колонн. Для выравнивания осадок не только отдельных колонн в ряду, но и здания в целом ленточные фундаменты выполняют в двух направлениях (перекрестные ленты) (рис. 3.1, д).

**Ленточные фундаменты под стены** (рис. 3.1, б, в) при большой жесткости стен почти не работают на изгиб в продольном направлении. Эти фундаменты в целях снижения давления по подошве можно развивать только в поперечном направлении.

**Сплошные фундаменты** (рис. 3.1, е) устраиваются под всем сооружением или частью его в виде сплошных железобетонных плит под сетку колонн или стены. Такие плиты работают на изгиб в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Фундаментные плиты разрезаются в плане только осадочными швами. В пределах каждого выделенного отсека они обеспечивают жесткость здания и совместную работу фундамента и надземной части сооружения. Иногда целесообразно делать сплошные фундаментные плиты коробчатой формы с устройством внутри них подвальных помещений.

Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадок в двух направлениях, поэтому СНиП 2.02.01–83\* разрешает увеличивать предельные значения средних осадок в 1,5 раза.

**Массивные фундаменты** устраивают в виде жесткого массива под всем небольшим в плане сооружением (дымовая труба, доменная печь, устой моста). Для сокращения объема бетона в тело

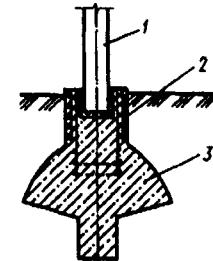


Рис. 3.3. Буробетонные фундаменты.  
 1 – колонна; 2 – арматурный каркас; 3 – уширение

массивных фундаментов иногда закладывают пустотообразователи в виде картонных или полиэтиленовых вкладышей диаметром 10...30 см (рис. 3.4). В случае передачи на сооружение (мачты, дымовые трубы и т. п.) больших моментных усилий массивные фундаменты закрепляют анкерами, что повышает устойчивость сооружения и позволяет уменьшить его размеры и массу.

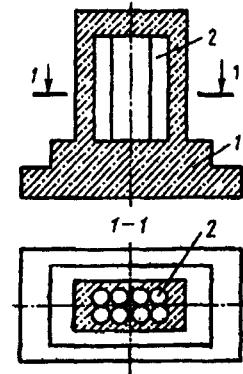


Рис. 3.4. Массивный фундамент:  
1 – фундамент; 2 – пустотообразователи

### 3.1.3. Материал фундаментов

В качестве материала фундаментов используется железобетон, бетон, бутбетон, кирпич, бут. Дерево или металл применяют редко и в основном для временных или сборно-разборных сооружений.

Наиболее совершенным материалом для фундаментов является бетон. Как правило, для промышленных и гражданских зданий применяют бетон класса В5...В15. Монолитные бетонные фундаменты целесообразны при бетонировании без опалубки в распор со стенками котлованов. Для уменьшения расхода цемента используют бутбетон, втапливая в бетон бутовые камни.

Наиболее широко применяется в качестве материала железобетон. Этот материал используется для устройства ленточных фундаментов под колонны и сплошных фундаментных плит, поскольку хорошо сопротивляется изгибу, морозостоек и в ряде случаев

может быть изготовлен водонепроницаемым (гидробетон). Железобетон используют для изготовления блоков сборных фундаментов, что позволяет механизировать работы по их устройству.

Отметим, что в последнее время увеличилось использование монолитного железобетона при устройстве фундаментов, поскольку в ряде случаев сметная стоимость, трудозатраты и энергоемкость при производстве, доставке и монтаже сборных фундаментов оказываются выше, чем при устройстве монолитных.

### 3.1.4. Конструкции фундаментов в открытых котлованах

**Сборные фундаменты.** Из сборного железобетона изготавливают как отдельные фундаменты под колонны, так и ленточные (рис. 3.5).

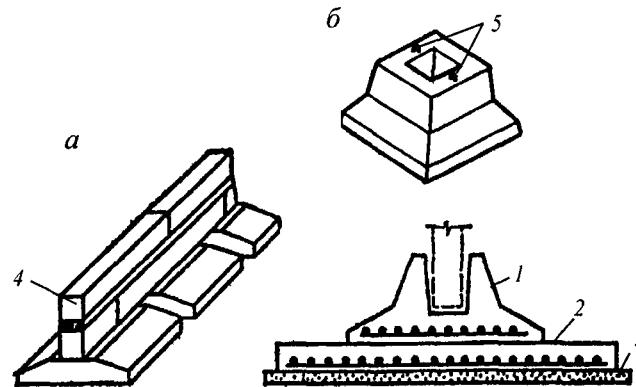


Рис. 3.5. Сборные фундаменты: а – под стену; б – под колонну:  
1 – подколонник; 2 – плита; 3 – песчаная подсыпка;  
4 – фундаментные блоки

**Сборные фундаменты под колонны** наиболее целесообразны, когда их можно сделать из одного блока небольшой массы, удобного для монтажа (рис. 3.5, б). Применение отдельных фундаментов из нескольких блоков, как правило, нерационально и используется лишь при необходимости их возведения в сжатые сроки

(для исключения промерзания грунтов в зимний период, удешевления работ по осушению котлованов и т.п.).

Наиболее целесообразно устройство *сборных ленточных фундаментов* под стены (рис. 3.5, а). В этом случае на дно котлована при пылевато-глинистых грунтах несущего слоя основания отсыпают слой песка толщиной 6...10 см и на него укладывают фундаментные плиты (блоки-подушки), которые распределяют нагрузку от сооружения и работают на изгиб. На плиты устанавливаются фундаментные стеновые блоки.

Часто фундаментные плиты укладываются с зазором. Зазоры между плитами заполняют песком с уплотнением. Фундаментные стеновые блоки изготавливаются из тяжелого бетона, керамзитобетона или силикатного бетона. Их ширина принимается равной или меньшей толщины надземных стен (но не менее 30 см). Типовые стеновые блоки имеют высоту от 280 до 580 мм и укладываются на цементном растворе с перевязкой швов стеновых блоков и плит.

**Монолитные фундаменты.** Ленточные фундаменты под колонны, массивные фундаменты, имеющие небольшую площадь опалубки, отдельные фундаменты сложного очертания под колонны и оборудование, сплошные фундаменты, как правило, делаются из монолитного железобетона. Это позволяет уменьшить расход бетона подземных конструкций. Недостатками монолитных фундаментов по сравнению со сборными являются значительная трудоемкость при строительстве, сложность проведения работ в зимнее время, большая продолжительность работ по их устройству.

Монолитные фундаменты из бетона, бутобетона и бутовой кладки применяются в том случае, когда они работают, в основном, на сжатие. Наименьшее отношение высоты уступа к его высоте и высоты фундамента к его полному выносу устанавливается в пределах от 2 до 1 в зависимости от прочности кладки фундамента и интенсивности давления по подошве.

Под монолитные железобетонные фундаменты обычно устраивают подготовку из слоя щебня, втрамбованного в грунт и поливаемого раствором или покрытого слоем тонкого бетона. Подготов-

ка предотвращает вытекание цементного молока из бетонной смеси в грунт, а также возможность погружения арматуры в грунт. При плотных слабофильтрующих грунтах подготовку можно не делать. В этом случае принимают толщину защитного слоя бетона под арматурой в 5...8 см. При наличии же подготовки толщина защитного слоя составляет 3 см.

Устройство верхней части фундаментов зависит от характера опирающихся на них конструкций. Монолитные колонны являются продолжением подстаканника и часто имеют совместную арматуру (рис. 3.6, а). При сборных железобетонных колоннах для их установки в фундаментах делают стаканы (рис. 3.6, б) или предусматривают стык колонны с фундаментом с помощью закладных деталей (рис. 3.6, в). При металлических колоннах обрез фундамента располагают на глубине 0,5...1 м от поверхности грунта для возможности размещения металлического подколонника ниже отметки планировки и пола здания (рис. 3.6, г).

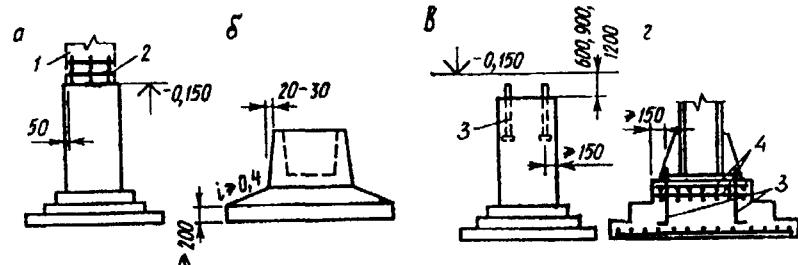


Рис. 3.6. Типы монолитных фундаментов: а – под монолитную колонну; б – с подстаканником под сборную колонну; в – под сборную колонну с закладными деталями; г – под металлическую колонну; 1 – колонна; 2 – выпуски арматуры; 3 – анкерные болты; 4 – арматурные сетки

### 3.1.5. Защита фундаментов и подземных частей зданий от подземных вод

В случае, когда уровень подземных вод может подниматься выше пола подземных сооружений (подвалов, приямков, убежищ и т. п.), необходимо предусмотреть их защиту от возможного затопления. Кроме того, необходимо изолировать фундаменты и

полы для исключения капиллярного подсоса влаги из грунта, если уровень грунтовых вод  $WL$  располагается ниже отметки пола подвала (рис. 3.7, а). Водонепроницаемость стен и пола сооружения может обеспечиваться применением плотного монолитного бетона со специальными пластифицирующими водоотталкивающими добавками. При недостаточной плотности бетона или при сборных фундаментах с целью защиты подземных конструкций устраивают либо гидроизоляцию, либо дренаж.

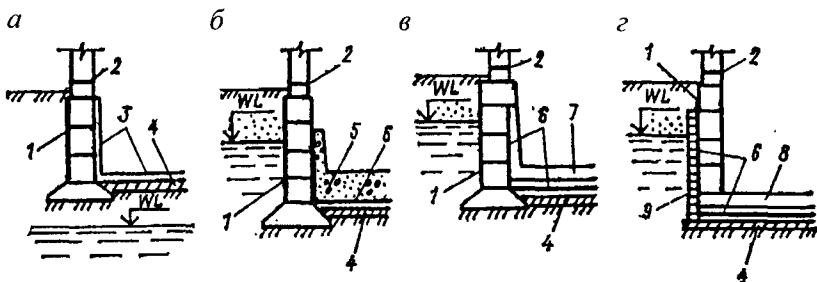


Рис. 3.7. Гидроизоляция подвальных помещений: 1 – обмазка; 2 – гидроизоляция между фундаментом и стеной; 3 – цементный слой или плитка; 4 – подготовка; 5 – пригрузочный слой бетона; 6 – рулонная гидроизоляция; 7 – железобетонный кессон; 8 – фундаментная плита; 9 – защитная стенка из кирпича

Используются следующие виды гидроизоляции: окрасочная, оклеечная, штукатурная, металлическая. От капиллярной влаги подземные помещения чаще всего изолируют *окрасочной* гидроизоляцией, которая наносится в два-четыре слоя. При высоком положении подземных вод для полов и стен обычно применяют *штукатурную* или *оклеочную* гидроизоляцию.

Окрасочную гидроизоляцию делают на битумной, битумно-полимерной и полимерной основах. Наиболее целесообразно применение полимербитумных композиций с добавлением пластификаторов (Справочник строителя, 1996).

Из оклеочных материалов на битумной основе рекомендуются гидроизол, бутизол, днепрофлекс, стеклобит и др. (Справочник строителя, 1996). Не рекомендуется применение рулонных мате-

риалов на картонной основе (рубероид, толь, пергамин и др.) из-за их непрочности и возможности порывов при изгибах. Штукатурную гидроизоляцию делают асфальтовой с полимерными добавками и нанесением ее на изолирующие поверхности в холодном или горячем состоянии, а также цементной, которая наносится торкретированием. Для защиты надземной части стен здания от сырости гидроизоляция выполняется в уровне поверхности земли или по обрезу фундамента.

Гидроизоляцию подвальных помещений устраивают *наружной* (рис. 3.7, г) или *внутренней* (рис. 3.7, б, в). Наружная гидроизоляция выполняется в процессе возведения подземной части здания, а внутренняя – после ее возведения. Внутренняя гидроизоляция воспринимает гидростатическое давление, которое необходимо передать на упорные специальные конструкции, тем самым исключая поднятие (всплытие) кессона. Для предотвращения прорыва гидроизоляции при действии гидростатического давления и при развитии осадок фундаментов в случае небольшого напора воды устраивается пригрузочный слой бетона (см. рис. 3.7, б).

Толщина пригрузочного слоя бетона может быть рассчитана по формуле

$$h_c = h_w \gamma_w / (\gamma_c - \gamma_w), \quad (3.1)$$

где  $h_w$  – максимальный подъем уровня подземных вод над уровнем пола подвала, м;  $\gamma_w$  и  $\gamma_c$  – удельный вес соответственно воды и бетона, кН/м<sup>3</sup>.

Наружную гидроизоляцию (см. рис. 3.7, г) устраивают до возведения фундамента, прижимая ее сплошной фундаментной плитой. В этом случае на бетонную подготовку, выровненную стяжкой из цементного раствора, укладывают сплошной слой гидроизоляции, который покрывают слоем стяжки из цементного раствора для защиты от повреждений во время устройства железобетонной фундаментной плиты. После бетонирования фундаментной плиты и устройства стен подвала выпуски изоляционного ковра отгибают вверх, наклеивая на наружные стены фундамента. Вертикальную гидроизоляцию защищают стенкой из кирпича или

сборными плитами от возможности повреждения при обратной засыпке грунта и сползания во время уплотнения грунта засыпки в пазухах фундаментов.

Работы по гидроизоляции следует выполнять в сухом котловане, поэтому под подготовкой часто укладывается пластовый дренаж или сопутствующий колышевой дренаж с укладкой труб в одну траншею с фундаментом. Для предотвращения выноса пылеватых частиц из грунта дренирующие трубы обсыпают фильтрующим материалом в виде обратного фильтра (рис. 3.8).

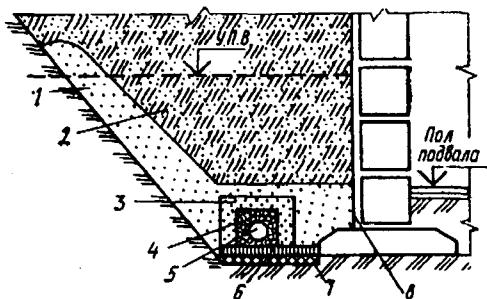


Рис. 3.8. Пристенный дренаж: 1 – песок средней крупности; 2 – местный грунт; 3 – песок крупный; 4 – гравий; 5 – дренажная труба; 6 – глиноветон; 7 – щебень, втрамбованный в грунт; 8 – обмазочная гидроизоляция

### 3.2. Определение размеров жестких фундаментов

#### 3.2.1. Общая последовательность проектирования фундаментов мелкого заложения

В большинстве случаев основные размеры фундаментов мелкого заложения определяются исходя из расчета оснований по деформациям.

Основные этапы включают:

- расчет нагрузок на обрез фундамента;
- оценку инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; определение нормативных и расчетных значений характеристик грунтов;

- выбор глубины заложения фундамента;
- назначение предварительных размеров подошвы фундамента;
- вычисление расчетного сопротивления грунта основания  $R$  и изменение в случае необходимости размеров фундамента с тем, чтобы обеспечивались условие  $P \leq R$  для центрально-нагруженного фундамента и проверка краевых давлений для внецентренно нагруженных фундаментов;
- проверка напряжений по кровле слабого подстилающего слоя при его наличии под подошвой фундамента;
- расчет осадки фундамента и сопоставление его с предельно-допустимыми значениями;
- расчет основания по несущей способности основания (в случае необходимости).

#### 3.2.2. Нагрузки, учитываемые при расчете оснований фундаментов

Расчеты оснований производятся на расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений. Он устанавливается в зависимости от группы предельного состояния. Коэффициент  $\gamma_f$  принимается при расчетах по первой группе предельных состояний (по несущей способности) – указания СНиП 2.01.07–85 по нагрузкам и воздействиям, а для расчетов по второй группе (по деформациям) равным 1,0.

Расчет основания по расчетному сопротивлению грунта является разделом проектирования оснований и фундаментов по деформациям, поэтому его проводят на основное сочетание расчетных нагрузок по СНиП 2.01.07–85.

В основное сочетание нагрузок входят постоянно действующие и временные нагрузки, принимаемые с соответствующими коэффициентами сочетания.

Постоянной нагрузкой является собственный вес конструкций сооружения. Под его действием уплотняются грунты основания.

Длительные временные нагрузки – это нагрузки от оборудования, нагрузки в складских помещениях, от мостовых кранов, температурные воздействия и т. п.

Кратковременные нагрузки – вес людей, ветровые воздействия, снеговые нагрузки и т.п.

В основном сочетании используется одна кратковременная нагрузка с коэффициентом перегрузки  $k_c = 1$ , две или более кратковременные нагрузки с  $k_c = 0,9$ .

*Особое сочетание* состоит из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых. Кратковременная нагрузка принимается с коэффициентом снижения  $k_c = 0,8$ .

При выборе кратковременных нагрузок важно учитывать длительность их действия. Если в основании залегают насыщенные водой пылевато-глинистые грунты, медленно деформирующиеся по мере выдавливания воды из пор и развития деформаций ползучести, то кратковременные нагрузки (например, порывы ветра) почти не отражаются на величине осадки зданий. В связи с этим из числа кратковременных нагрузок при проектировании зданий выбирают такие, которые действуют относительно продолжительное время.

При быстродеформирующихся грунтах (пески, супеси) учитывают все кратковременные нагрузки с соответствующим коэффициентом сочетания.

### 3.2.3. Определение размеров подошвы центрально-нагруженных фундаментов

Ориентировочная площадь подошвы центрально-нагруженного фундамента  $A$  определяется исходя из условий равновесия по формуле

$$A = N_{\text{оп}} / (R - \gamma_{\text{мл}} d), \quad (3.2)$$

где  $N_{\text{оп}}$  – расчетная нагрузка по II группе предельных состояний, приложенная к обрезу фундамента (в уровне планировочной поверхности земли), кН;  $R$  – принятное расчетное сопротивление грунта основания, рассчитанное для условного фундамента с шириной подошвы  $b = 1$  м.  $\gamma_{\text{мл}}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунта и материала фундамента, обычно принимаемое при наличии подвала – 17 кН/м<sup>3</sup>, при отсутствии подвала – 20 кН/м<sup>3</sup>.  $d$  – глубина заложения фундамента, считая от планировочной отметки или пола здания по грунту, м

Зная ориентировочную площадь подошвы  $A$ , устанавливают размеры фундамента:

- в случае квадратной подошвы

$$b = \sqrt{A}, \text{ м}; \quad (3.3)$$

- в случае прямоугольной подошвы

$$b = \sqrt{A/\eta}, \text{ м}, \quad (3.4)$$

где  $\eta$  – коэффициент отношения размеров большей стороны  $l$  к меньшей (ширине)  $b$ :

$$\eta = l/b. \quad (3.5)$$

По полученным значениям  $b$  и  $l$  конструируют монолитный фундамент в соответствии с предъявляемыми конструктивными требованиями или выбирают больший ближайший размер блок-подушки сборного фундамента.

Для ленточных фундаментов расчет ведется на  $l = 1$  м длины фундамента. При этом ширина подошвы, м, определяется по формуле

$$b = A/l. \quad (3.6)$$

Для прямоугольных в плане фундаментов при назначении коэффициента  $\eta$  следует учитывать конструктивные требования. В качестве первого приближения можно принимать  $\eta$  близким коэффициенту формы поперечного сечения колонны с размерами  $l_k$  и  $b_k$ .

Размеры подошвы фундамента округляют с учетом принятой модульности и унификации элементов конструкций, конструируют и рассчитывают фундамент на прочность.

Зная размеры фундамента, вычисляют его объем  $V_f$  и вес  $N_{f\text{II}} = V_f \gamma_b$ , вес грунта на его обрезах  $N_{s\text{II}}$  и проверяют давление по подошве:

$$p_{\text{II}} = (N_{\text{оп}} + N_{f\text{II}} + N_{s\text{II}}) / (l \cdot b) \leq R, \quad (3.7)$$

где  $p_{\text{II}}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;  $l$  и  $b$  – принятые размеры площади подошвы фундамента, м;  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания, кПа.

Вес грунта на уступах фундаментов определяется по формуле

$$N_{\text{II}} = (A \cdot d - V_f) \gamma'_{\text{II}}, \quad (3.8)$$

где  $\gamma'_{\text{II}}$  – усредненный удельный вес грунта на уступах фундамента.

Значение  $R$  в формуле (3.7) рассчитывается при принятых для данного варианта значениях  $d$  и  $b$ . Чем ближе давление по подошве  $p_{\text{II}}$  к расчетному сопротивлению грунта основания  $R$ , тем более экономичным является фундамент. В практике проектирования считается, что фундамент имеет экономически целесообразное решение, если величина  $p_{\text{II}}$  отличается от  $R$  на величину не более чем 5...10 % в меньшую сторону. В противном случае необходимо изменить размеры фундамента. Как правило, количество приближений не превышает 2 или 3.

### 3.2.4. Расчет внецентренно нагруженного фундамента

Внецентренно нагруженным называют фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы. Это может явиться следствием передачи на фундамент момента или горизонтальной составляющей нагрузки (например, давления грунта на боковую поверхность заглубленного помещения).

При внецентренном приложении внешней нагрузки эпюра контактных давлений принимается не прямоугольной, как в случае центрального приложения нагрузки, а изменяющейся по линейному закону (рис. 3.9).

Размеры внецентренно нагруженных фундаментов определяют по той же методике, что и для центрально-нагруженных, но при этом требуется выполнение условий

$$p_{\text{II}} \leq R; \quad (3.9)$$

$$p_{\max \text{ II}} \leq 1,2 R; \quad (3.10)$$

$$p'_{\max \text{ II}} \leq 1,5 R, \quad (3.11)$$

где  $p_{\text{II}}$  – средняя нагрузка под подошвой фундамента для расчета оснований по деформациям;  $p_{\max \text{ II}}$  – максимальное краевое давление под подошвой фундамента;  $p'_{\max \text{ II}}$  – то же в угловой точке при действии моментов сил в двух направлениях;  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания.

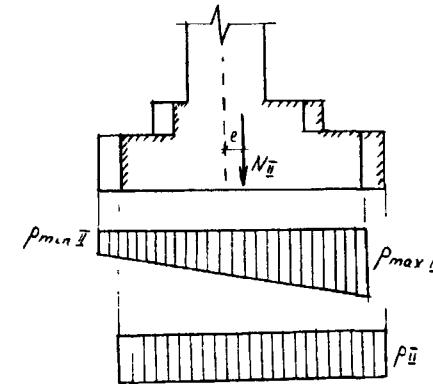


Рис. 3.9. Устройство несимметричного фундамента

Максимальное и минимальное давления под краями прямоугольных фундаментов мелкого заложения при действии моментов сил относительно обеих главных осей симметрии определяются по формуле

$$p_{\max \text{ II}} = \frac{N_{\text{II}}}{A} / A \pm M_{x\text{II}} y / I_x \pm M_{y\text{II}} x / I_y, \quad (3.12)$$

где  $N_{\text{II}}$  – вертикальная расчетная нагрузка в уровне подошвы фундамента, кН;  $A$  – площадь подошвы фундамента, м<sup>2</sup>;  $M_{x\text{II}}$  и  $M_{y\text{II}}$ ;  $I_x$  и  $I_y$  – моменты сил и моменты инерции площади подошвы фундамента относительно осей  $x$  и  $y$ .

$N_{\text{II}}$  – полная нагрузка на основание, т. е.

$$N_{\text{II}} = N_{\text{оп}} + N_{\text{II}} + N_{\text{sl}}, \quad (3.13)$$

где  $N_{\text{оп}}$  – расчетная нагрузка в сечении на отметке поверхности грунта при расчете по II группе предельных состояний, кН;  $N_{\text{II}}$  – расчетный вес фундамента, кН;  $N_{\text{sl}}$  – расчетный вес грунта на уступах фундамента, кН.

Для прямоугольной площади подошвы фундамента формула (3.12) приводится к виду

$$p_{\max \text{ II}} = (N_{\text{II}} / A) (1 \pm 6e_x / l \pm 6e_y / b). \quad (3.14)$$

Эксцентриситеты  $e_x$  и  $e_y$  определяют по формулам

$$e_x = M_{x\text{II}} / N_{\text{II}}; \quad e_y = M_{y\text{II}} / N_{\text{II}}. \quad (3.15)$$

В случае действия момента только вдоль одной главной оси формула (3.14) принимает вид

$$p_{\max \text{ II}} = (N_{\text{II}} / A) (1 \pm 6e / l), \quad (3.16)$$

где  $e$  – эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести площади подошвы фундамента, м;

$$e = M_{\text{II}} / N_{\text{II}};$$

$l$  – больший размер подошвы фундамента в плоскости действия момента, м.

Для минимального краевого давления из условия недопущения отрыва подошвы фундамента от грунта принимают

$$p_{\min \text{ II}} \geq 0. \quad (3.17)$$

При возникновении моментов от кранов грузоподъемностью более 500 кН необходимо выполнять условие

$$p_{\min \text{ II}} / p_{\max \text{ II}} \geq 0,25. \quad (3.18)$$

Обычно определение размеров внецентренно нагруженных фундаментов осуществляют с помощью последовательных приближений аналогично решению задачи при центральном нагружении. При этом площадь подошвы определяют по формуле (3.2) с последующим увеличением последней на 20...30 % для учета внецентренного действия нагрузки.

По принятым размерам подошвы фундамента определяют вес фундамента и грунта на его обрезах. Далее, по выражению (3.16) определяют  $p_{\max \text{ II}}$  и  $p_{\min \text{ II}}$  и проверяют выполнение условий (3.9)...(3.11) и (3.17). Если они не выполняются, то уточняют размеры подошвы и расчет повторяют до тех пор, пока эти условия не будут удовлетворены с требуемой точностью (5...10 %).

Наибольшую сложность при проектировании внецентренно нагруженных фундаментов представляет выполнение условия (3.10). Это может быть достигнуто увеличением площади подошвы фундамента, в частности увеличением длины подошвы для отдельно стоящих фундаментов.

Уменьшение эксцентриситета  $e$  приводит к необходимости устройства несимметричного фундамента (см. рис. 3.9). При постоянном эксцентриситете применение несимметричной формы фундамента позволяет добиваться практически полной равномерности передачи давлений по подошве.

При значении эксцентриситета внешней нагрузки  $e = M_{\text{II}} / N_{\text{II}} \leq 0,03b$  для прямоугольного фундамента допускается выполнять расчет как для центрально-нагруженного по условию (3.9), поскольку в данном случае всегда выполняется условие  $p_{\max \text{ II}} \leq 1,2R$ .

### 3.2.5. Учет слабого подстилающего слоя грунта

При наличии в основании слоев слабых грунтов с расчетным сопротивлением меньшим, чем давление на несущий слой, необходимо проверить давление на них и сопоставить его с расчетным сопротивлением грунта этого слоя (рис. 3.10). Такая проверка согласно СНиП 2.02.01–83 заключается в выполнении условия

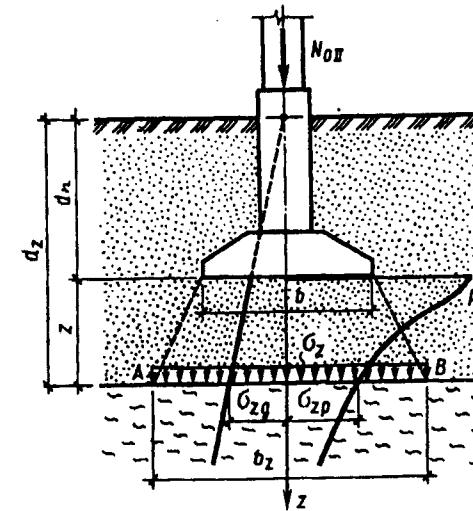


Рис. 3.10. Расчетная схема к проверке давления на подстилающий слой слабого грунта

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (3.19)$$

где  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа;  $R_z$  – расчетное сопротивление слабого подстилающего слоя грунта на глубине  $z$ , кПа.

$$\sigma_{zp} = \alpha (p_{ll} - \gamma_{ll}' d_n) = \alpha p_0; \quad (3.20)$$

$$\sigma_{zg} = \Sigma \gamma_{ll} d_z, \quad (3.21)$$

где  $\alpha$  – коэффициент изменения дополнительного напряжения по глубине основания, учитывающий форму подошвы фундамента;  $p_{ll}$  – давление по подошве фундамента от расчетных нагрузок, кПа;  $\gamma_{ll}'$  – удельный вес грунта в пределах глубины  $d_n$ , кН/м<sup>3</sup>;  $p_0$  – дополнительное давление по подошве фундамента сверх давления от собственного веса грунта на глубине  $d_n$ , кПа;  $\gamma_{ll}$  – удельный вес  $i$ -го слоя грунта в пределах глубины  $d_n$ , кН/м<sup>3</sup>.

Величину  $R_z$  определяют как для условного фундамента  $b_z$  с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной  $z$  по формуле (3.24). Для этого вначале вычисляют площадь подошвы условного фундамента по формуле

$$A_z = N_{0ll} / \sigma_{zp} \quad (3.22)$$

Определив  $A_z$ , рассчитывают ширину условного прямоугольного фундамента по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (3.23)$$

где  $a = 0,5 (l - b)$ . Здесь  $l$  и  $b$  – длина и ширина подошвы проектируемого фундамента.

Для ленточных фундаментов  $b_z = A_z / l$ .

Расчетное сопротивление слабого грунта определяется по формуле

$$R_z = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) [M_r k_z b_z \gamma_{ll} + M_q d_1 \gamma_{ll}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{ll}' + M_c c_{ll}], \quad (3.24)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работ, определяемые по табл. 3 СНиП 2.02.01–83, при этом в качестве грунта принимается слабый грунт, подлежащий проверке;  $k$  – коэффициент ( $k = 1$  при экспериментальном определении  $\phi_{ll}$  и  $c_{ll}$  и  $k = 1,1$  при определении их по таблицам норм);  $M_r$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – коэффициенты, определяемые по табл. 4 СНиП 2.02.01–83 в зависимости от угла внутреннего трения слабого грунта  $\phi_{c1ll}$ ;  $k_z$  – коэффициент (при  $b_z \leq 10$  м  $k_z = 1$ , при  $b_z > 10$  м  $k_z = z_0/b_z + 0,2$ , где  $z_0 = 8$  м);

$\gamma_{ll}$  – удельный вес слабого грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_{ll}'$  – средневзвешенный удельный вес грунтов в пределах глубины  $d_n$ , кН/м<sup>3</sup>;  $d_b$  – глубина пола подвала от уровня планировки;  $c_{ll}$  – расчетное значение сцепления слабого грунта, кПа.

Если условие (3.19) не удовлетворяется, то необходимо принять большие размеры подошвы фундамента, при которых оно будет выполняться.

### 3.2.6. Расчет осадок фундаментов

Основными рекомендуемыми нормами (СНиП 2.02.01–83) методами определения конечной осадки фундаментов мелкого заложения являются *метод послойного суммирования* и *метод линейно деформируемого слоя конечной толщины*.

Здесь кратко изложим основные этапы расчетов по рекомендуемым СНиП методам.

*Метод послойного суммирования* основан на том, что осадка основания фундамента по центральной оси подошвы определяется как сумма осадок отдельных слоев грунта  $n$ , на которые разбивается сжимаемая толща  $H_c$  в пределах каждого геологического слоя (рис. 3.11). Мощность отдельных слоев рекомендуется принимать  $h_i \leq 0,4 b$ , где  $b$  – ширина подошвы фундамента. Расчет осадки основания ведут по дополнительному давлению  $p_0$ , превышающему природное  $\sigma_{zg}$ :

$$p_0 = p_{ll} - \sigma_{zg,0} = p_{ll} - \gamma_{ll} d, \quad (3.25)$$

где  $p_{ll}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;  $\sigma_{zg,0}$  – природное вертикальное напряжение от собственного веса на глубине подошвы фундамента, считая от природного рельефа, кПа;  $\gamma_{ll}'$  – средневзвешенное значение удельного веса грунта в пределах глубины заложения фундамента  $d$ , кН/м<sup>3</sup>.

Дополнительные напряжения ниже подошвы фундамента (на границах слоев) определяются по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \quad (3.26)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по табл. 1 прил. 2 СНиП 2.02.01–83 в зависимости от соотношений  $\eta = l/b$  и  $\zeta = 2z/b$ . Здесь  $l$  и  $b$  – длина и ширина подошвы фундамента;  $z$  – расстояние от подошвы фундамента до точки на оси  $z$ , в которой определяется напряжение  $\sigma_{zp}$ .

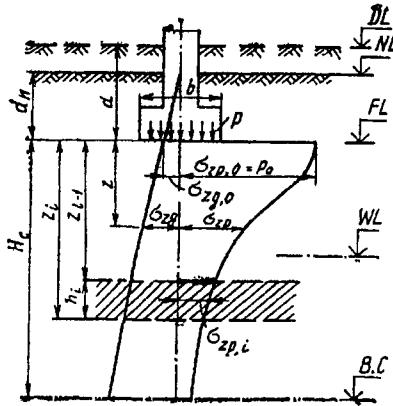


Рис. 3.11. Схема к расчету осадки методом суммирования:  $DL$  – отметка планировки;  $NL$  – отметка поверхности природного рельефа;  $FL$  – отметка подошвы фундамента;  $WL$  – уровень подземных вод;  $BC$  – нижняя граница сжимаемой толщи;  $d$  и  $d_h$  – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа;  $b$  – ширина фундамента;  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $p_0$  – дополнительное давление на основание;  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zg,0}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине  $z$  от подошвы фундамента и на уровне подошвы;  $\sigma_{zp,0}$  – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине  $z$  от подошвы фундамента и на уровне подошвы;  $H_c$  – глубина сжимаемой толщи

Тогда общая осадка определяется как сумма величин осадок каждого элементарного слоя  $s_i$  в пределах сжимаемой толщи  $H_c$  по формуле

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = \beta \sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} h_i / E_{0,i}, \quad (3.27)$$

где  $E_{0,i}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта;  $\beta$  – корректирующий коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Мощность сжимаемой толщи определяется из условия

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}. \quad (3.28)$$

Если нижняя граница сжимаемой толщи расположена в слое сильносжимаемых грунтов с модулем деформации  $E_0 \leq 5$  МПа, то расчетная толщина сжимаемого слоя определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}. \quad (3.29)$$

### Метод линейно деформируемого слоя конечной толщины.

В случаях фундаментов больших размеров (ширина или его диаметр  $b \geq 10$  м) и при залегании в основании в пределах сжимаемой толщи практически несжимаемого грунта с модулем деформации  $E_0 \geq 50$  МПа, СНиП 2.02.01–83 рекомендует производить расчет осадки с использованием расчетной схемы линейно деформируемого слоя (рис. 3.12). Расчет ведется по формуле, предложенной К.Е. Егоровым,

$$s = (p_{II} b k_c / k_m) \{ \sum_{i=1}^n (k_i - k_{i-1}) / E_{0,i} \}, \quad (3.30)$$

где  $p_{II}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;  $k_m$  – коэффициент принимаемый по табл. 3 прил. 2 СНиП 2.02.01–83;  $k_c$  – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений и принимаемый в зависимости от параметра  $2H / b$  по табл. 2 прил. 2 СНиП;  $n$  – количество слоев, различающихся по сжимаемости в пределах толщи  $H$ ;  $k_i$  и  $k_{i-1}$  – коэффициенты, определяемые по табл. 4 прил. 2 СНиП 2.02.01–83 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента  $\eta = l/b$  и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля  $i$ -го и  $(i-1)$ -го слоев соответственно  $\xi_i = 2z_i / b$  и  $\xi_{i-1} = 2z_{i-1} / b$ ;  $E_{0,i}$  – модуль общей деформации грунта  $i$ -го слоя, кПа;  $b$  – ширина подошвы фундамента.

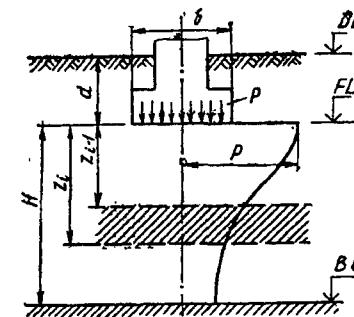


Рис. 3.12. Схема к расчету осадки методом линейно деформируемого слоя конечной толщины

При большеразмерных фундаментах, когда в основании невозможно выделить малосжимаемый слой ( $E_0 \geq 50$  МПа), мощность сжимаемого слоя определяют по эмпирической формуле

$$H = (H_0 + \psi b) k_p, \quad (3.31)$$

где  $H_0$  и  $\psi$  соответственно для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами, принимаются равными 9 м и 0,15, а в случае песчаных грунтов – 6 м и 0,1;  $k_p$  – коэффициент, принимаемый равным 0,8 при давлении по подошве фундамента  $p_n = 100$  кПа и 1,2 при  $p_n = 500$  кПа, а при промежуточных значениях по интерполяции.

Теоретические основы изложенных, а также других используемых в практике проектирования методов расчета конечной осадки фундаментов, в частности *метода эквивалентного слоя* и *метода ограниченной сжимаемой толщи*, подробно приведены в учебнике (Механика грунтов, 2000).

### 3.3. Основные положения проектирования гибких фундаментов

#### 3.3.1. Общие положения

К гибким фундаментам относятся ленточные фундаменты большой длины, балки на грунте, а также большинство плитных фундаментов. На усилия в конструкции гибкого фундамента влияют его жесткость, податливость основания и жесткость надземных конструкций.

В зависимости от длины гибких фундаментов различают плоскую задачу, когда каждое сечение по его длине имеет одинаковую форму деформации (рис. 3.13, а), и пространственную задачу в следующих случаях: 1) балка на упругом основании (рис. 3.13, б); 2) фундаментная плита на упругом основании (когда деформация плиты учитывается по обоим направлениям фундамента – рис. 3.13, в).

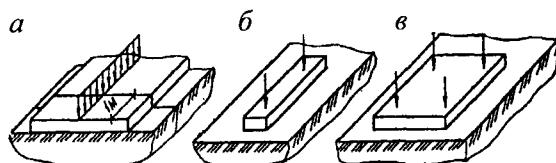


Рис. 3.13. Расчетные схемы гибких фундаментов в случае упругого полупространства

#### 3.3.2. Расчет ленточных фундаментов

В задачу этого расчета входят определение реактивного давления грунта по подошве фундамента, установление размеров поперечного сечения фундамента и его необходимого армирования. При расчете реактивного давления грунта гибкий ленточный фундамент рассматривается как балка на упругом основании, изгибающаяся под действием приложенных к ней внешних нагрузок. В этом случае дифференциальное уравнение изгиба балки можно представить в виде

$$EI d^4 z / dx^4 = -p_s, \quad (3.32)$$

где  $EI$  – жесткость балки;  $z$  – прогиб балки в точке с координатой  $x$ ;  $p_s$  – реактивное давление в той же точке.

Уравнение (3.32) содержит жесткость балки  $EI$ , что требует предварительного назначения размеров его сечения.

В зависимости от гипотезы, принятой для установления распределения реактивных давлений  $p_s$ , различают два основных метода расчета балки, лежащей на упругом основании: *метод местных упругих деформаций* и *метод упругого полупространства*.

*Метод местных упругих деформаций*, предложенный Винклером – Фуссом, исходит из положения, что реакция грунта основания в каждой точке подошвы балки прямо пропорциональна осадке этой точки, т. е.

$$p_s = c_z z, \quad (3.33)$$

где  $c_z$  – коэффициент постели (упругого сжатия основания);  $z$  – осадка в месте определения реакции грунта  $p_s$ . Схематично такое основание может быть представлено в виде пружин под балкой (рис. 3.14, а). За пределами конструкции поверхность грунта не получает деформаций.

Подставляя зависимость (3.33) в дифференциальное уравнение (3.32), получим

$$EI d^4 z / dx^4 = -c_z z. \quad (3.34)$$

Решение этого дифференциального уравнения позволяет определить необходимые для конструирования фундаментной бал-

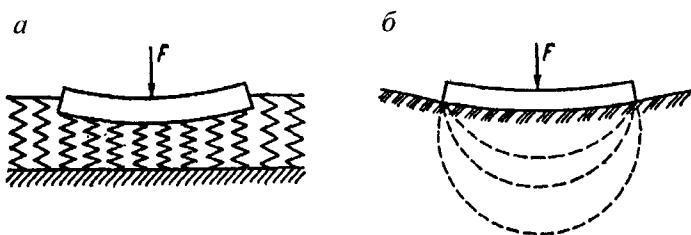


Рис. 3.14. Схемы упругого основания по теориям: а – местных деформаций с коэффициентом постели; б – упругого полупространства

ки значения изгибающих моментов  $M_z$  и поперечных сил  $Q_z$  в различных ее сечениях.

Модель местных упругих деформаций рекомендуется применять для расчета гибких фундаментных балок, работающих в условиях плоской задачи на сильносжимаемых грунтах ( $E \leq 5$  МПа), лессовых просадочных грунтах и при малой толще сжимаемого слоя, подстилаемого малодеформируемым грунтом. В этих случаях результаты расчета хорошо совпадают с наблюдаемыми. Наибольшую сложность при расчете представляет правильное назначение коэффициента постели, особенно тогда, когда свойства грунта изменяются по длине балки. В этом случае используют метод местных деформаций с переменным коэффициентом постели.

По *теории упругого полупространства* фундаментная балка принимается лежащей на однородном упругом или линейно деформируемом бесконечном полупространстве. Эта теория предложена Г.Э. Проктором и развита Н.М. Герсевановым, М.И. Горбуновым-Посадовым, Б.Н. Жемочкиным, И.А. Симбулиди и др.

Согласно этому методу, фундаментная балка принимается лежащей на однородном линейно деформируемом полупространстве, деформационные свойства которого характеризуются модулем деформации  $E$  и коэффициентом Пуассона  $v$  (рис. 3.14, б).

В случае плоской задачи за исходное уравнение деформации поверхности основания принято уравнение Фламана

$$z_\zeta = (P / \pi C) \ln(x - \xi) + D, \quad (3.35)$$

а в случае пространственной задачи – уравнение Буссинеска

$$z_\zeta = P / (\pi CR), \quad (3.36)$$

где  $x$  – координата точки поверхности, в которой определена осадка, м;  $\zeta$  – координата точки приложения силы  $P$ , м;  $D$  – постоянная интегрирования;  $C = E / (1 - v^2)$  – коэффициент жесткости основания, кПа;  $R$  – расстояние от точки приложения силы  $P$  до точки, в которой определена осадка  $z_\zeta$ , м.

Решая дифференциальное уравнение изогнутой балки (3.32) совместно с одним из уравнений (3.35) или (3.36), находят реактивный отпор грунта по подошве гибкого фундамента, изгибающие моменты, и поперечные силы, действующие в его сечениях.

Обычно расчеты ведутся с использованием готовых таблиц, составленных для балок различной относительной гибкости и при различном характере и размещении нагрузок (Горбунов-Посадов М.И., 1984).

В настоящее время используется большое количество прикладных программ для ЭВМ, реализующих этот метод и позволяющих определить эпюры реактивных давлений.

При больших площадях подошвы конструкций грунт под фундаментом сжимается, в основном, без возможности бокового расширения, что не учитывается в методах упругого полупространства.

Вместе с тем наблюдения многих исследователей показывают, что деформации за пределами площади загружения затухают быстрее, чем согласно теории бесконечного полупространства. При этом исследования ЛИСИ (Далматов Б.И. и др.) подтверждают, что основные деформации уплотнения грунта, в основном, развиваются в пределах сравнительно небольшой глубины, а ниже проходят лишь упругие деформации, составляющие менее 5 % величины осадки.

*Теория расчета балок и плит на упругом (линейно деформируемом) слое грунта конечной толщины* явилась развитием теории упругого полупространства и предложена М.И. Горбуновым-Посадовым, К.Е. Егоровым, С.С. Давыдовым, О.Я. Шихтер и др. По этой теории основание предполагается считать двухслойным – линейно деформируемый слой конечной толщины подсти-

ляется жестким несжимаемым основанием. Основной сложностью использования этой теории является установление толщины деформируемого слоя.

Широкое использование в практике проектирования быстро действующих компьютеров способствовало развитию **численных методов** для совместного расчета оснований и конструкций. К таким методам, в первую очередь, относится **метод конечных элементов** (МКЭ), позволяющий варьировать формой и жесткостью как фундаментной конструкции, так и различных слоев основания. Существенный вклад в теорию использования МКЭ в расчетах оснований и сооружений внесли работы Л.А.Розина (1971), С.Б. Ухова (1973), А.Б. Фадеева (1987).

## Глава 4

### РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

#### 4.1. Общие положения

Ранее отмечалось, что при проектировании фундаментов расчет по деформациям оснований, сложенных рыхлыми грунтами, является **основным**. Однако это *не исключает необходимости расчета оснований и фундаментов по первой группе предельных состояний*, т. е. по несущей способности и устойчивости в определенных случаях. Такой расчет, как правило, производится, если проектированием по деформациям не может быть обеспечена прочность основания и устойчивость фундамента, т. е. в случаях, когда расчетная схема работы основания существенно отличается от принятой при определении расчетного сопротивления грунта и осадки фундамента.

Опыт строительства показывает, что иногда грунты в основании под действием нагрузок от сооружения теряют устойчивость, а фундаменты получают недопустимые смещения. Поэтому целью расчета по первой группе предельных состояний является обеспечение прочности и устойчивости грунтов основания, недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Принимаемая в расчете схема достижения предельного состояния основания должна быть как статически, так и кинематически возможна для рассматриваемого силового воздействия и конструкции фундамента или сооружения.

В соответствии с действующими нормами проектирования (СНиП 2.02.01–83\*) расчет оснований и фундаментов по несущей способности и устойчивости производится в следующих случаях:

- а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки;
- б) основание сложено водонасыщенными глинистыми и биогенными грунтами, находящимися в нестабилизированном состо-

янии (при степени водоонасыщенности  $s_r \geq 0,85$ , коэффициенте консолидации  $c_v \leq 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$  и показателе текучести  $I_L > 0,5$ );

в) основание ограничено откосом или расположено вблизи откоса;

г) на фундамент действует выдергивающая нагрузка;

д) в толще основания имеется слой крутопадающих пластичных глинистых грунтов;

е) проектом предусмотрена возможность возведения сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов;

ж) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований и фундаментов в случаях, предусмотренных в пунктах «а» и «в», допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента. К таким мероприятиям относятся устройство полов в подвале здания, жесткое закрепление откоса, объединение фундаментов в единую систему пространственно-жесткой и прочной надфундаментной конструкцией.

Расчет оснований и фундаментов по первой группе предельных состояний (по прочности и устойчивости) производится исходя из условия

$$F \leq \gamma_c F_n / \gamma_n, \quad (4.1)$$

где  $F$  – расчетное усилие на основание или фундамент при основном или особом сочетании нагрузок;  $F_n$  – сила предельного сопротивления основания (несущая способность);  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным для песков, кроме пылеватых, 1,0; для песков пылеватых, а также глинистых грунтов в стабилизированном состоянии – 0,9; для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии – 0,85; для скальных грунтов невыветренных и слабовыветренных – 1,0, выветренных – 0,9, сильно выветренных – 0,8;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружений, принимаемый для сооружений I класса равным 1,20, II класса – 1,15 и III класса – 1,10.

Основания ленточных фундаментов рассчитываются на устойчивость только в направлении короткой стороны (ширины) фундамента, а отдельных фундаментов – в направлении действия момента либо по направлению горизонтальной составляющей усилия (на-

грузки) на фундамент. При этом следует учитывать, что потеря устойчивости основания в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузок может иметь характер выпирания грунта из-под подошвы фундамента (глубокого сдвига) или плоского сдвига по подошве. В некоторых случаях необходима проверка по обоим возможным вариантам разрушения.

## 4.2. Аналитический метод определения несущей способности основания при действии наклонной нагрузки

В расчете принимается, что равнодействующая расчетной нагрузки на основание  $F$  при соответствующих значениях вертикальной  $F_v$  и горизонтальной  $F_h$  составляющих наклонена к вертикали под углом  $\delta = \arctg(F_h / F_v)$ . При этом фундамент имеет плоскую горизонтальную подошву.

Вертикальная составляющая  $N_v$  силы предельного сопротивления основания, сложенного нескользкими однородными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, определяется по формуле (СНиП 2.02.01–83\*)

$$N_v = b' l' (N_y \xi_y b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma'_1 d + N_c \xi_c c_1), \quad (4.2)$$

где  $b'$  и  $l'$  – соответственно приведенные ширина и длина подошвы фундамента (рис. 4.1), вычисляемые по формулам (4.3); при  $\eta < 1$ , в формуле (4.2) принимается  $\xi_{\eta \cdot q \cdot c} = 1$ , если

$$b' = b - 2e_b \quad \text{и} \quad l' = l - 2e_l, \quad (4.3)$$

(здесь  $e_b$  и  $e_l$  – эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок, причем символом  $b$  обозначена сторона подошвы фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости основания), м;  $N_y$ ,  $N_q$  и  $N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 7 СНиП 2.02.01–83\* в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения  $\phi_i$  и угла наклона к вертикали  $\delta$  равнодействующей внешней нагрузки на основание  $F$  в уровне подошвы фундамента;  $\gamma$  и  $\gamma'_1$  – средневзвешенные расчетные значения удельного веса грунтов,  $\text{kH/m}^3$ , находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды);  $c_1$  – расчетное значение удельного сцепления грунта,  $\text{kPa}$ ;  $d$  – глубина заложения фундамента, м (в слу-

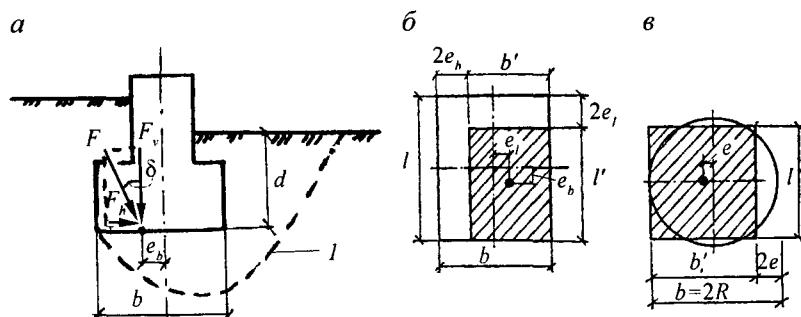


Рис. 4.1. Схема к расчету основания по несущей способности:  
а – схема нагрузок на фундамент; б, в – схемы определения приведенных размеров подошвы фундамента собственно прямоугольной и круглой;  $l$  – поверхность скольжения

чае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента значение  $d$  принимается соответствующим *наименьшей* пригрузке, например, со стороны подвала);  $\xi_y$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$  – коэффициенты формы подошвы фундамента, определяемые по формулам

$$\xi_y = 1 - 0,25 / \eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5 / \eta \quad \text{и} \quad \xi_c = 1 + 0,3 / \eta. \quad (4.4)$$

Здесь  $\eta = l / b$ , а  $l$  и  $b$  – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного нагружения равными приведенным значениям  $l'$  и  $b'$ , если  $\eta > 5$ , фундамент рассматривается как ленточный, а коэффициенты  $\xi_y$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$  принимаются равными единице.

Отметим, что формула (4.2) может применяться *только* при выполнении условия

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \phi_i. \quad (4.5)$$

*Предельное сопротивление оснований из водонасыщенных глинистых медленноуплотняющихся грунтов ( $c_i \leq 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$ ) в неконсолидированном состоянии* определяется исходя из условия прочности:

$$\tau_u = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi_i + c_i, \quad (4.6)$$

где  $\phi_i$  и  $c_i$  – соответствуют стабилизированному состоянию грунтов основания, а предельное сопротивление сдвига  $\tau_u$  зависит от соотношения между полной величиной нормального напряжения  $\sigma$  в рассматриваемой точке и избыточного давления в поровой воде  $u$ .

Величину избыточного давления  $u$  в поровой воде допускается определять методом фильтрационной консолидации грунтов с учетом скорости увеличения давления на основание в период строительства и эксплуатации сооружений. При соответствующем обосновании разрешается определять несущую способность по формуле (4.2), принимая в запас надежности избыточное давление в поровой воде равным нормальному напряжению в точках по площадкам скольжения ( $u = \sigma$ ), а  $\xi_c = 1 + 0,11 / \eta$ , или значения  $\phi_i$  и  $c_i$  принимать исходя из нестабилизированного состояния грунтов.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания *ленточного фундамента* в таких случаях допускается определять по формуле

$$n_u = b' [q + (1 + \pi - \alpha + \cos \alpha) c_i], \quad (4.7)$$

где  $q$  – пригрузка основания со стороны предполагаемого выпора грунта,  $\text{kH}/\text{м}^2$ ;  $\pi = 3,14$ ;  $\alpha$  – угол, рад.

$$\alpha = \arcsin (F_h / b' c_i). \quad (4.8)$$

Формулой (4.7) можно пользоваться при  $l > 3b$  и  $b' c_i \geq F_h$ . При отсутствии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент ( $F_h = 0$ ) формула (4.7) для ленточного фундамента принимает вид

$$n_u = b' (q + 5,14 c_i). \quad (4.9)$$

Следует отметить, что рассмотренный аналитический метод расчета несущей способности допускается применять при условии, что пригрузка со стороны, противоположной возможному выпору грунта, не превышает  $0,5R$  ( $R$  – расчетное сопротивление грунта), а основание ниже подошвы однородное до глубины не менее ширины подошвы фундамента.

#### 4.3. Графоаналитический метод расчета несущей способности основания (метод круглоцилиндрических, ломаных или плоских поверхностей скольжения)

В тех случаях, когда определение предельной силы сопротивления основания по методу, изложенному в п. 4.2 невозможно

вследствие сложного напластования грунтов и их нестабилизированного состояния или ломаного очертания поверхности грунта (склон местности), а также при расположении сооружения на откосе или вблизи откоса, проверяют устойчивость фундамента по методам круглоцилиндрических, ломаных или плоских поверхностей скольжения.

В этих методах значение силы предельного сопротивления основания не определяется, а вычисляется коэффициент запаса устойчивости  $k_s$ , равный отношению суммы моментов сил,держивающих отсек обрушения  $\Sigma M_{sr}$ , к сумме моментов сил  $\Sigma M_{sa}$ , сдвигающих этот отсек относительно центра вращения  $O$ :

$$k_s = \frac{\sum M_{sr}}{\sum M_{sa}}. \quad (4.10)$$

При  $k_s = 1$  рассчитываемый фундамент (или сооружение) находится в условиях предельного равновесия, при  $k_s > 1$  основание обладает некоторым запасом устойчивости, что отвечает требованиям условия расчета оснований и фундаментов по первой группе предельных состояний (4.1). Действительно, из (4.1) следует, что

$$k_s = \frac{F_u}{F} = \frac{\gamma_n}{\gamma_c}. \quad (4.11)$$

Эту величину можно принять за нормативное значение коэффициента запаса устойчивости.

Расчетное значение коэффициента запаса устойчивости  $k_{sr}$  может быть равно нормативному или более его, что определяется требованиями проекта, т. е.

$$k_{sr} \geq k_s. \quad (4.12)$$

Выбор возможных поверхностей сдвига производится исходя из геологического строения толщи грунтов в основании фундамента, конструктивных особенностей подземной части сооружения и с учетом усилий, действующих на основание. Поверхности сдвига могут полностью или частично совпадать с ослабленными поверхностями в грунтовом массиве или пересекать слои слабых

грунтов. В дальнейшем при рассмотрении графоаналитического метода расчета устойчивости основания будем излагать его содержание применительно к круглоцилиндрической и ломаной поверхностям скольжения (рис. 4.2, 4.3).

Для нахождения моментов сил  $M_{sr}$  и  $M_{sa}$  сдвигающийся массив разбивают на  $n$  отсеков и определяют вес каждого из них –  $\gamma_i h_i b_i$  (на 1 пог. м длины), а также устанавливают среднее давление на отсек от внешних нагрузок (под подошвой фундамента)  $p_i$  (рис. 4.2, б). При определении моментов учитывают горизонтальное активное давление грунта на фундамент  $E_{a1}$  и  $E_{a2}$ .

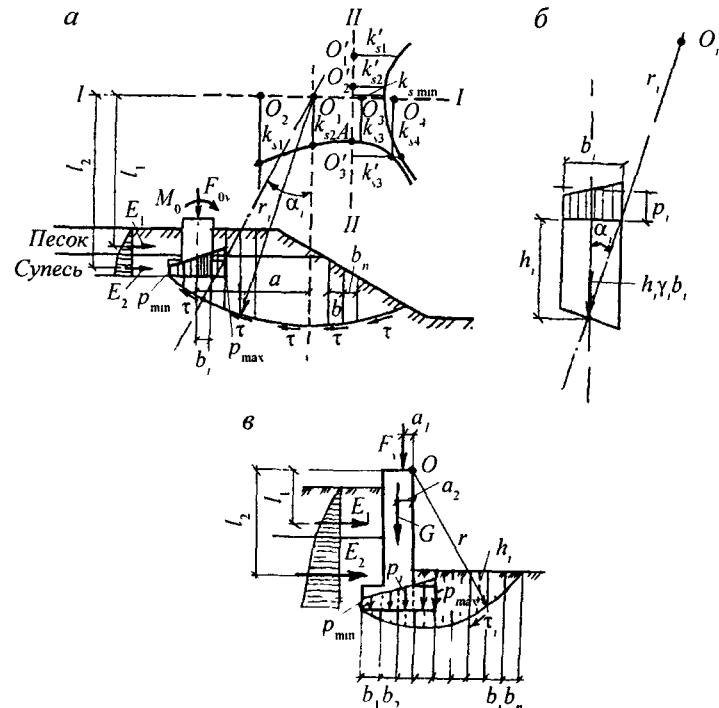


Рис. 4.2. Схема к расчету устойчивости основания по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения *a* – расчетная схема; *б* – усилия, действующие на *i*-й отсек (под подошвой фундамента), *в* – схема к расчету устойчивости основания фундамента с подвалом

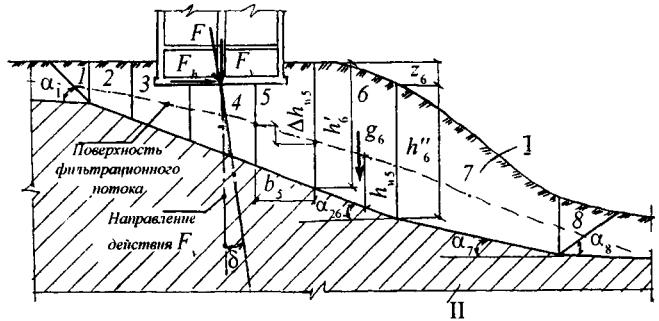


Рис. 4.3. Схема к расчету устойчивости основания при возможном сдвиге по ломаной поверхности: I – слой супеси; II – глина, 1–8 номера отсеков;  $F$  – равнодействующая нагрузка;  $F_v$  – вертикальная ее составляющая

Коэффициент запаса устойчивости определяется из преобразованного уравнения (4.10):

$$k_s = \frac{r \left[ \sum b_i (p_i + \gamma_{i1} h_i) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_{i1} + \sum b_i \cdot c_{i1} / \cos \alpha_i \right]}{\sum E_{ai} \cdot l_i + F_v \cdot a_0 + r \sum \gamma_{i1} \cdot h_i \sin \alpha_i}, \quad (4.13)$$

где  $r$  – радиус поверхности скольжения, м;  $b_i$  и  $h_i$  – ширина и высота  $i$ -го отсека, м;  $p_i$  – средняя величина (в пределах ширины отсека) ординаты эпюры давления на грунт от сооружения (или фундамента) без учета противодавления подземной воды, кПа;  $\gamma_{i1}$  – расчетное значение удельного веса грунта в пределах  $i$ -го отсека, принимаемое с учетом взвешивающего действия воды, кН/м<sup>3</sup>;  $\phi_{i1}$  – расчетное значение угла внутреннего трения грунта по площадке скольжения в пределах рассматриваемого  $i$ -го отсека, град;  $\alpha_i$  – угол между вертикалью и нормалью к  $i$ -й площадке скольжения, град;  $c_{i1}$  – удельное сцепление грунта по площадке скольжения в пределах  $i$ -го отсека, кПа;  $E_{ai}$  – равнодействующая активного давления  $i$ -го слоя грунта на боковую грань фундамента, кН;  $l_i$  – расстояние от линии действия силы  $E_{ai}$  до горизонтали, проходящей через центр поверхности скольжения  $O_i$ , м;  $F_v$  – равнодействующая вертикальных нагрузок на уровне подошвы фундамента, кН;  $a_0$  – расстояние от центра поверхности скольжения до линии действия силы  $F_v$ , м.

Величина силы  $\gamma_{i1} h_i b_i \sin \alpha_i$  в формуле (4.13) для нисходящей части поверхности скольжения принимается со знаком «плюс», а для восходящей – со знаком «минус».

Положение центра и величина радиуса наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности вращения при отсутствии связ-

зей фундамента с конструктивными элементами здания определяются в приведенной далее последовательности. На некоторой горизонтальной прямой I–I помечают вероятные центры вращения  $O_1, O_2, \dots, O_n$ , определяют коэффициенты устойчивости  $k_{sr}$  по формуле (4.13) и строят эпюру значений этих коэффициентов (рис. 4.2, а). Через точку  $A$ , соответствующую  $k_{smin}$ , проводят вертикальную прямую (II–II), располагая на ней новые центры вращения  $O'_1, O'_2, \dots, O'_n$ . Вновь определяют минимальное значение коэффициента устойчивости  $k'_{smin}$ . Полученное значение  $k'_{smin}$  со-поставляют с расчетным значением коэффициента устойчивости  $k_s$ . Если  $k'_{smin} \geq k_s$ , то устойчивость основания будет обеспечена. При  $k'_{smin} < k_s$  следует увеличить размеры фундамента или предусмотреть распределительную подушку из более прочностного грунта. Для быстрого определения наименьшего значения коэффициента устойчивости разработаны программы расчета устойчивости оснований на ЭВМ. При наличии связей фундамента с конструктивными элементами здания или сооружения (перекрытиями, анкерами и т. д.) исходя из кинематических условий, за центр круглоцилиндрической поверхности скольжения принимается точка опирания фундамента (рис. 4.2, в).

При рассмотрении возможности *сдвига по ломаной поверхности* необходимо принимать во внимание нагрузки от сооружения  $F$ , геологическое строение толщи грунтов в основании фундаментов, с тем, чтобы выбранная поверхность скольжения полностью или частично совпадала с наиболее ослабленными поверхностями слоев в грунтовом массиве. Следует учитывать, что сила  $F$ , пересекающая поверхность сдвига под углом к ее нормали  $\alpha_F > \phi_{IF}$  ( $\phi_{IF}$  – расчетное значение угла внутреннего трения на участке поверхности сдвига, где ее пересекает линия действия силы  $F$ ), способствует сдвигу; при  $\alpha_F < \phi_{IF}$  препятствует сдвигу, при  $\alpha_F = \phi_{IF}$  не оказывает влияния на устойчивость массива грунта, ограниченного этой поверхностью.

При расчете устойчивости массив разбивается на  $n$  отсеков с вертикальными границами так, чтобы в основании каждого из

них (на рассматриваемой поверхности) расчетные значения характеристик прочностных свойств грунта  $\phi_i$  и  $c_i$  были постоянными (см. рис. 4.3). Расчет заключается в проверке условия устойчивости против сдвига грунтового массива вместе с сооружением по выбранным поверхностям. Если условие устойчивости (4.3) соблюдается и при этом  $\alpha_F > \phi_{IF}$ , то следует определить и предельную силу сопротивления основания  $F_u$ . Соотношение между равнодействующей внешних нагрузок от сооружения и силой предельного сопротивления основания должно удовлетворять условию (4.1).

Условие устойчивости массива грунта по ломаной поверхности возможного сдвига имеет вид

$$\sum \left\{ A_i \cos \frac{\phi'_i}{2} [z_i \operatorname{ctg}(\alpha_i - \phi'_i) - b_i] + (h''_i - h'_i) \right\} c'_i / \operatorname{tg} \phi'_i - \sum \left( A_i g_i \cos \frac{\phi'_i}{2} + p_{w,i} \right) - F_v (\operatorname{tg} \delta + A_F \cos \frac{\phi'_F}{2}) \geq 0, \quad (4.14)$$

где  $\phi'_i, c'_i$  – собственно значения угла внутреннего трения и удельного сцепления с учетом коэффициента запаса устойчивости  $k_{sr}$  ( $\phi'_i = \operatorname{arctg}(\operatorname{tg} \phi_i / k_{sr})$ ;  $c'_i = c'_{i,sr} / k_{sr}$ );  $\phi_i$  и  $c_i$  – расчетные значения собственно угла внутреннего трения и удельного сцепления в основании  $i$ -го отсека;  $p_{w,i}$  – горизонтальная составляющая фильтрационного давления в  $i$ -м отсеке, кН ( $p_{w,i} = \gamma_w \Delta h_{w,i} h_{w,i}$ );  $\gamma_w$  – удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>;  $\Delta h_{w,i}$  – разность отметок депрессионной поверхности на вертикальных границах  $i$ -го отсека, м;  $h_{w,i}$  – средняя высота обводненной части  $i$ -го отсека, м;  $\delta$  – угол между вертикалью и направлением равнодействующей нагрузки на основание, град;  $F_v$  – вертикальная составляющая равнодействующей нагрузки на основание, кН;  $\alpha_i$  – угол наклона основания  $i$ -го отсека к горизонту (принимается положительным при нисходящей подошве отсека и отрицательным – при восходящей), град;  $z_i$  – разность отметок поверхности грунта на границах  $i$ -го отсека, м;  $b_i$  – ширина  $i$ -го отсека (при длине его основания  $l_i$ ), м;  $h'_i$  и  $h''_i$  – высоты соответственно верхней и нижней грани  $i$ -го отсека, м.

Значения  $A_i$  и  $A_F$  определяются по формулам:

$$A_i = \sin(\alpha_i - \phi_i) / [\cos(\alpha_i - 3\phi_i/2)]; \quad (4.15)$$

$$A_F = \sin(\alpha_F - \phi_{IF}) / [\cos(\alpha_F - 3\phi_{IF}/2)], \quad (4.16)$$

где  $\alpha_F$  – угол наклона к горизонту основания отсека, в котором сила  $F$  пересекает поверхность сдвига.

Если в формулу (4.14) вместо  $\phi'_i, \phi'_{IF}$  и  $c'_i$  подставить соответственно  $\phi_i, \phi_{IF}$  и  $c_i$ , то рассматриваемое условие будет отвечать *пределному равновесию*, при котором (при  $\alpha_F > \phi_{IF}$ )  $F_u = N_u$ , т. е. соответствует вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания. Отсюда

$$N_u = \frac{\sum \left\{ A_i \cos \frac{\phi_{1i}}{2} [z_i \operatorname{ctg}(\alpha_i - \phi_{1i}) - b_i] + (h''_i - h'_i) c_{1i} / \operatorname{tg} \phi_{1i} - \sum A_i g_i \cos \frac{\phi_{1i}}{2} + p_{w,i} \right\}}{\operatorname{tg} \delta + A_F \cos \frac{\phi_{1F}}{2}}. \quad (4.17)$$

Аналогично выполняется расчет устойчивости основания по методу плоских поверхностей скольжения (Пособие..., 1986).

#### 4.4. Расчет устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига, на опрокидывание и при выдергивании

**Расчет фундамента на сдвиг по его подошве.** Производится он во всех случаях, когда на фундамент действуют горизонтальные нагрузки или основание сложено грунтами в нестабилизированном состоянии. При *стабилизированном состоянии* грунтов основания указанный расчет должен производиться обязательно, если не выполняется условие (4.5), т. е. когда  $\operatorname{tg} \delta > \sin \phi_i$ .

Расчетом на сдвиг должно быть удовлетворено условие (4.1), которое можно представить в виде

$$\Sigma F_{sa} \leq \gamma_c \Sigma F_{sr} / \gamma_n, \quad (4.18)$$

где  $\Sigma F_{sa}$  и  $\Sigma F_{sr}$  – соответственно суммы проекций на плоскость сдвига расчетных сдвигающих и удерживающих сил.

В соответствии с расчетной схемой (рис. 4.4) сумму удерживающих и сдвигающих сил можно выразить формулами

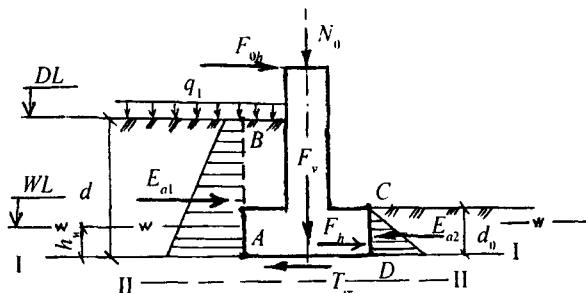


Рис. 4.4. Схема к расчету фундамента на сдвиг по подошве и на опрокидывание:  $T_s$  – сила трения подошвы фундамента по грунту;  $WL$  – положение ниже уровня подземных вод

$$\Sigma F_{sr} = (F_v - U) f_s + E_{a2}; \quad (4.19)$$

$$\Sigma F_{sa} = F_h + E_{a1}, \quad (4.20)$$

где  $F_v$  – нормальная к плоскости скольжения составляющая расчетной нагрузки;  $U$  – гидростатическое противодавление (при уровне подземных вод выше подошвы фундамента);  $E_{a1}$  и  $E_{a2}$  – равнодействующие активного давления грунта соответственно на переднюю ( $AB$ ) и заднюю ( $CD$ ) грани фундамента;  $F_h$  – касательная к плоскости скольжения составляющая расчетной нагрузки на фундамент;  $f_s$  – коэффициент сдвига (при сдвиге по касательной к плоскости подошвы фундамента (I–I) принимается равным коэффициенту трения материала фундамента по грунту  $f_s$ , а при сдвиге в слое грунта ниже подошвы фундамента (II–II) – коэффициенту внутреннего трения грунта  $f_2 = \operatorname{tg} \phi_i + c_i / p_i$ ;  $p_i$  – среднее расчетное давление по подошве фундамента).

Горизонтальное давление по грани  $CD$  принимают как активное, так как для развития пассивного отпора  $E_p$  необходимо значительное перемещение фундамента по направлению сдвигающей силы  $F_h$ , что чаще всего недопустимо.

От горизонтального давления грунта, действующего на фундамент по боковым граням  $E'_a$  и  $E''_a$ , параллельным направлению сдвигающей нагрузки, будут возникать силы трения. В большинстве случаев эти силы малы и учет их существенно не повлияет на величину силы сопротивления сдвигу, но в некоторых случаях учесть их будет полезно. Тогда выражение (4.19) запишется в виде

$$\Sigma F_{sr} = (F_v - U) f_s + E_{a2} + E'_a + E''_a. \quad (4.21)$$

Устойчивость фундамента при действии горизонтальной нагрузки может быть повышена путем придания его подошве наклонного положения (рис. 4.5, а) или зуба (рис. 4.5, б). Этим достигается уменьшение сдвигающей силы  $F_{h0}$  вдоль наклонной подошвы фундамента.

Наклонную подошву фундамента целесообразно применять в грунтах, обладающих большим удельным сцеплением: чем больше в грунте силы сцепления, тем под большим углом к горизонту можно располагать подошву фундамента. В скальных грунтах сопротивление фундамента с основанием осуществляется при помощи зубьев. Зубья фундамента и грунт работают на скальвание, при котором сопротивление намного больше сопротивления трению.

**Расчет устойчивости фундамента на опрокидывание.** Продолжается такой расчет в случаях, когда может иметь место *отрыв части подошвы фундамента от основания*: при монтаже оборудования; в безраспорных конструкциях; фундаментах, имеющих большую высоту и нагруженных горизонтальными силами (подпорные стенки, фундаменты береговых опор мостов, дымовые трубы, башни, опоры линий электропередач). Устойчивость фундаментов или сооружений на опрокидывание определяется по вели-

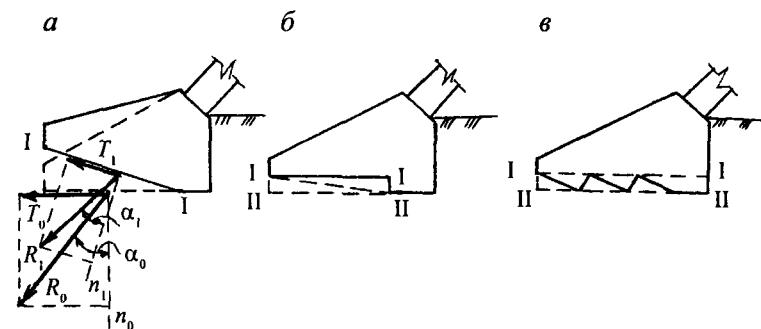


Рис. 4.5. Схема увеличения устойчивости фундамента на сдвиг: а – наклон подошвы и распределение сил по подошве; б – устройство зуба; в – то же при скальном основании; I–I и II–II – возможные поверхности сдвига

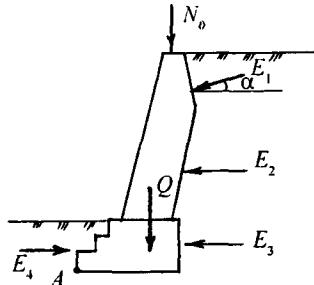


Рис. 4.6. Схема к расчету устойчивости фундамента на опрокидывание

чине отношения суммы моментов удерживающих и опрокидывающих сил относительно центра возможного поворота  $A$  (рис. 4.6).

#### Условие устойчивости

$$k_s = \frac{\sum M_{sr}}{\sum M_{sa}} \geq k_{sr}, \quad (4.22)$$

где  $k_{sr}$  – расчетный коэффициент запаса устойчивости.

Суммы моментов сил, удерживающих и опрокидывающих, определяются выражениями:

$$\sum M_{sr} = M_{N_0} + M_q + M_{(E_1 \sin \alpha)} + M_{E_4}; \quad (4.23)$$

$$\sum M_{sa} = M_{(E_1 \cos \alpha)} + M_{E_2} + M_{E_3}. \quad (4.23')$$

Здесь индексы у моментов показывают, от действия какого усилия они возникли.

Расчет устойчивости фундаментов на опрокидывание, в основном, производится, когда равнодействующая силы выходит за пределы ядра сечения подошвы фундамента. Величина коэффициента запаса устойчивости зависит от величины относительного эксцентриситета  $e_0 = e / b$ , где  $e$  – величина действующего эксцентризита относительно центра тяжести площади подошвы фундамента;  $b$  – размер подошвы фундамента в направлении возможного опрокидывания. Расчеты показывают, что при обычных коэффициентах надежности по нагрузке коэффициент запаса устойчивости на опрокидывание  $k_s$  следующим образом связан со значением  $e_0$ : при  $e_0 = 0,10; 0,167; 0,25; k_s$  соответственно равен  $3,33; 2,00; 1,33$ .

Следовательно, при соблюдении нормируемых ограничений величины краевых давлений по подошве внецентренно нагруженного фундамента устойчивость последнего против опрокидывания обеспечена.

*Расчет на опрокидывание фундаментов, защемленных в грунте*, является особым случаем расчета на горизонтальную нагрузку.

Это относится к фундаментам или стойкам (например, опор линий электропередач), у которых ширина подошвы значительно меньше глубины заложения (Пособие..., 1986) и рассматривается по схеме работы фундаментов глубокого заложения (см. гл. 7).

Высокие легкие сооружения, например мачты для линий электропередач, анкерные опоры для крепления газопроводов, прокладываемых через болота II и III типов и неглубокие озера, телевизионные ретрансляционные вышки и т. д., не имеют достаточного веса для обеспечения устойчивости на опрокидывание. Поэтому их закрепляют (анкеруют) за фундаменты, на которые передаются выдергивающие усилия.

*Расчет устойчивости фундамента при действии выдергивающей нагрузки.* Производится он исходя из условия

$$F - \gamma_f G_n \leq \gamma_c F_{u,a} / \gamma_n, \quad (4.24)$$

где  $F$  – расчетная величина выдергивающей нагрузки;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 0,9;  $G_n = G_f + G_g$  – нормативное значение веса фундамента и грунта на его обрезах;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным единице;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения;  $F_{u,a}$  – сила предельного сопротивления основания выдергиваемого фундамента.

Сила предельного сопротивления грунта выдергиванию фундамента определяется в соответствии с расчетной схемой (рис. 4.7) по формуле

$$F_{u,a} = \sum_{i=1}^{n=4} E_{ai} \operatorname{tg} \psi_i, \quad (4.25)$$

где  $E_{ai}$  – расчетная средняя величина равнодействующей активного давления грунта по  $i$ -й вертикальной поверхности, проходящей через наружный контур анкерной плиты фундамента;  $\operatorname{tg} \psi_i = \operatorname{tg} \phi'_i + c'_{ii} / \sigma_{ai}$  – расчетное среднее значение коэффициента сдвига грунта по вертикальным поверхностям, проходящим через каждую сторону контура анкерной плиты;  $\phi'_i$  – среднее расчетное значение угла внутреннего трения грунта обратной засыпки каждой из четырех вертикальных поверхностей сдвига;  $c'_{ii}$  – среднее расчетное значение удельного

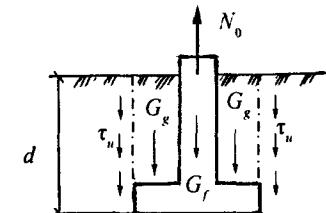


Рис. 4.7. Расчетная схема фундамента, работающего на выдергивание

сцепления обратной засыпки грунта по каждой из вертикальных поверхностей сдвига в пределах глубины заложения фундамента;  $\sigma_a$  – среднее значение активного давления грунта по  $i$ -й вертикальной поверхности сдвига.

Сумма  $\Sigma E_{ai} \operatorname{tg} \psi_i$  соответствует силе предельного сопротивления сдвигу грунта по вертикальным поверхностям, проходящим по контуру анкерной плиты фундамента. При определении указанной силы для грунтов обратной засыпки принимают  $\phi'_i = 0,9\phi_i$ ;  $c'_i = 0,5c_i$ ;  $\gamma'_i = 0,95\gamma_i$  ( $\phi_i$ ,  $c_i$ ,  $\gamma_i$  – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения, сцепления и удельного веса грунта природного сложения).

Расчет устойчивости фундамента на выдергивание под действием касательных сил морозного пучения грунтов рассматривается в подразд. 10.3.5 настоящего учебника. Анкерующая плита и стойка фундамента должны быть рассчитаны соответственно на изгиб и растяжение.

**Расчет фундамента на скальном основании.** Производится он по несущей способности в соответствии с условием (4.1). Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания  $N_u$ , сложенного скальными грунтами, определяют по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (4.26)$$

где  $b'$  и  $l'$  – размеры подошвы фундамента, рассчитываются по формуле (4.3);  $R_c$  – расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта, кПа.

При действии в рассматриваемых условиях на фундамент больших горизонтальных нагрузок необходимо выполнить проверку устойчивости на плоский сдвиг и опрокидывание, а при наличии выдергивающих усилий – на выдергивание в соответствии с методикой, изложенной выше. При наличии в основании сооружений наклоннопадающих зон сдвигов скальных грунтов (особенно при расположении сооружений на откосах) необходимо выполнение расчетов устойчивости, с использованием расчетной схемы сдвига по заданной ломаной или плоской поверхности.

Расчет фундаментов на скальном основании по деформациям, как правило, не производится. Однако разломы (крупные тек-

тонические трещины), впадины, неоднородная трещиноватость отдельных частей скального массива могут явиться причиной неравномерных деформаций оснований. В этих случаях сооружения, к которым предъявляются жесткие требования по ограничению неравномерных осадок, необходимо проектировать как по прочности и устойчивости, так и по деформациям оснований.

Для выполнения требований расчетов фундаментов сооружений по первой группе предельных состояний следует рассмотреть необходимость применения мероприятий, направленных на увеличение несущей способности грунтов основания и устойчивости фундаментов. К таким мероприятиям, кроме возможности и целесообразности изменения размеров фундаментов в плане или глубины их заложения, следует отнести устройство полов в подвалах зданий, введение затяжек в растворных конструкциях, армирование оснований, объединение фундаментов в жесткую пространственную систему. Все это ограничивает или полностью исключает горизонтальное перемещение фундаментов. При расположении сооружений на склоне используется также анкерное закрепление неустойчивых объемов грунта, часто во взаимодействии с подпорными стенками или свайными конструкциями. Более подробные указания по выбору наиболее предпочтительных мероприятий приведены в гл. 9 настоящего учебника, посвященной особенностям проектирования оснований сооружений в специфических грунтовых условиях.

## Глава 5

### СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

*Свайный фундамент* – это инженерная конструкция, предназначенная для передачи нагрузки на плотные (прочные) грунты, расположенные на глубине, на которой опирание на них фундаментов мелкого или глубокого заложения нецелесообразно (неэкономично). Свайный фундамент состоит из *свай* – стержней, выполняемых из различных материалов, и *растяжек* – железобетонной плиты, распределяющей усилия от надземных конструкций на отдельные сваи.

#### 5.1. Типы свай и виды свайных фундаментов

Сваи различаются по материалу, конструкции, способу изготовления и погружения, по характеру работы и пр., а свайные фундаменты – в зависимости от конструкции растяжек.

##### 5.1.1. Классификация свай по материалу

В качестве материала для свай используют железобетон, бетон, металл и дерево, а иногда их комбинации. Учитывая неблагоприятные условия воздействия температурно-влажностного режима грунтовой среды на сваи, к материалам свай предъявляют повышенные требования. Так, в зависимости от способа изготовления сваи марка бетона может находиться в пределах от В15 до В40, а класс рабочей арматуры – от кл. AIII до кл. AIV.

Металлические сваи обладают повышенной прочностью материала, и для таких свай основной проблемой является их коррозийная устойчивость. При использовании металлических свай для капитальных сооружений необходимо предусматривать анткоррозионное их покрытие или использование легированных сталей.

Деревянные сваи раньше широко применялись в строительстве. В качестве материала использовались хвойные смолистые породы деревьев (лиственница, сосна, ель). Они пропитывались антисептическими материалами для предохранения от загнивания.

Если сваи находятся в водной среде, то она предохраняет древесину от гниения. Так, сваи Ростральных колонн и набережных Биржевой площади Санкт-Петербурга, находящиеся постоянно ниже уровня подземных вод, полностью сохранили свои прочностные и деформационные свойства в течение длительного срока эксплуатации – более 200 лет (Бронин В.Н., 1999).

##### 5.1.2. Классификация свай по конструкции

По конструкции сваи отличаются необычным разнообразием. Они различаются по форме поперечного сечения, продольному профилю, характеру армирования свай и др. Рациональная область использования различных типов свай регламентирована «Рекомендациями...» (1982).

Поперечное сечение свай бывает круглым, кольцевым, квадратным, прямоугольным, многоугольным, в виде двутавра или тавра (рис. 5.1). Если наружный диаметр сваи кольцевого сечения превышает 800 мм, то они называются сваями-оболочками.



Рис. 5.1. Сечения железобетонных свай:  
а – круглое; б – круглое пустотелое; в – квадратное; г – прямоугольное;  
д – многоугольное; е – двутавровое; ж – тавровое

По длине сваи также могут менять поперечное сечение, то есть изменять профиль. По продольному профилю различают сваи призматические, цилиндрические, ромбовидные, трапециoidalные, булавовидные, камуфлетные, лопастные (рис. 5.2). Наиболее распространены призматические сваи с квадратным поперечным сечением, постоянным по длине сваи.

Конструкция сваи зависит от способа ее изготовления. Сваи могут изготавливаться вне строительной площадки, а затем погружаться в грунт в готовом виде. Возможно изготовление сваи в грунте непосредственно на строительной площадке.

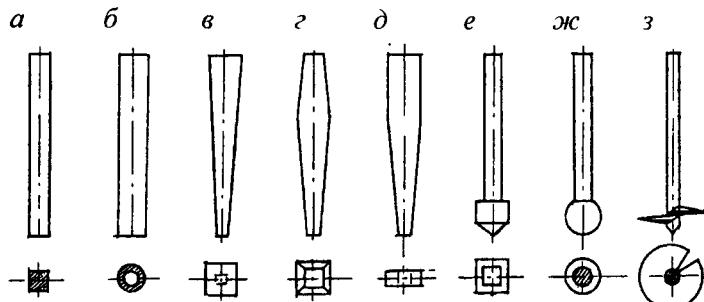


Рис. 5.2. Железобетонные сваи различного профиля: а – призматические; б – цилиндрические; в – пирамидальные; г – ромбовидные; д – трапециoidalные; е – булавовидные; жс – камуфлетные; з – лопастные

### 5.1.3. Сваи, погружаемые в грунт в готовом виде (забивные по СНиП)

В готовом виде могут погружаться сваи деревянные, железобетонные, металлические и комбинированные.

*Деревянные сваи* в настоящее время применяют редко. Их целесообразно использовать в местностях, богатых лесом, где отсутствуют заводы ЖБИ. Для предотвращения от гниения деревянные сваи следует располагать ниже уровня подземных вод. Эти сваи изготавливают из бревен, на нижнем конце которых устраивают заострение. Длина свай ограничивается сортаментом бревен, производимых лесной промышленностью. При необходимости использования свай большей длины их стыкуют из нескольких бревен. Во время забивки деревянной сваи на ее верхний конец одевают металлический бугель, который предохраняет древесину от размочаливания.

*Железобетонные сваи* более универсальны и получили большое применение в строительстве. Распространенными сечениями таких свай являются квадратное, квадратное с круглым отверстием, кольцевое. Конструкция этих свай показана на рис. 5.3 и 5.4. В зависимости от грунтовых условий и вида действующих на них нагрузок железобетонные сваи могут изготавливаться с попереч-

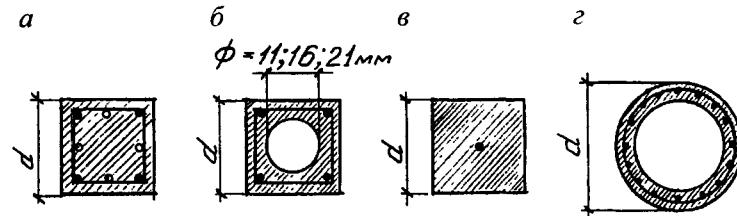


Рис. 5.3. Конструкции сечений забивных железобетонных свай: а – призматической с поперечным армированием ствола,  $d = 200\ldots400$  мм,  $L = 3\ldots16$  м (ГОСТ 19804.1-79); б – то же с круглой полостью,  $d = 250, 300$  и  $400$  мм,  $L = 3\ldots8$  м (ГОСТ 19804.3-80); в – то же без поперечного армирования ствола,  $d = 250, 300$  мм,  $L = 3\ldots12$  м (ГОСТ 19804.4-78); г – полой круглой сваи и сваи-оболочки,  $d = 400\ldots1600$  мм, цельной,  $L = 4\ldots12$  м (ГОСТ 19804.5-83) и составной  $L = 14\ldots48$  м (ГОСТ 19804.6-83)

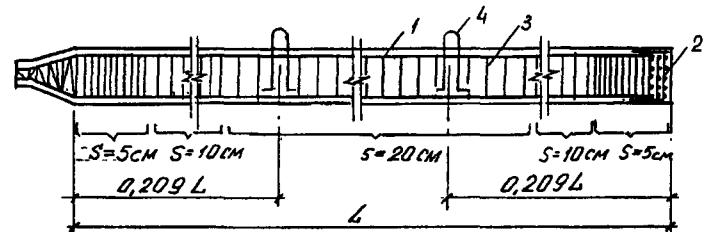


Рис. 5.4. Армирование железобетонной призматической сваи:  
1 – продольная рабочая арматура; 2 – арматурные сетки;  
3 – поперечная спиральная арматура; 4 – строповочная петля

ной арматурой или без нее, с предварительно напряженной продольной арматурой или ненапрягаемой.

Наибольшее применение нашли квадратные (призматические) сваи сплошного поперечного сечения от  $0,2 \times 0,2$  м до  $0,4 \times 0,4$  м и длиной  $3\ldots16$  м с поперечной арматурой и ненапрягаемой продольной. При необходимости использования свай большей длины их стыкуют из отдельных звеньев. Например, в Санкт-Петербурге на Васильевском острове, чтобы прорезать толщу слабых грунтов, применяли сваи сечением  $0,4 \times 0,4$  м и длиной 32 м (два звена по 16 м). Обычно сваи стыкуют сварными или болтовыми соединениями.

В слабых грунтах целесообразно использование пустотелых квадратных или круглых свай с закрытым нижним концом. Ввиду

низкой несущей способности грунта прочность сваи, ослабленной полостью, оказывается достаточной. Устройство полости в свае позволяет экономить бетон.

Круглые пустотелые сваи изготавливают наружным диаметром от 0,4 до 0,8 м, сваи-оболочки – от 0,8 до 1,2 м и оболочки – более 1,2 м. Сваи диаметром до 0,6 м производят с закрытым нижним концом. Пустотелые сваи изготавливают цельными и армируют продольной предварительно напряженной или горячекатаной арматурой периодического профиля и спиралью. Эти сваи используют при значительных сосредоточенных нагрузках и моментах.

Пирамидальные, ромбовидные сваи целесообразно применять, когда в основании имеются прослойки плотных грунтов. В области этих прослоек грунта следует располагать уширенную часть сваи. К недостаткам этих свай относятся сложность их вертикального погружения и плохое восприятие горизонтальных нагрузок и моментов. Опыт массового строительства панельных зданий на пирамидальных сваях в г. Одессе дал плохие результаты, поэтому эти сваи не нашли широкого применения.

Булавовидные сваи – сваи с уширением в нижней части – выгодно применять в слабых оплывающих грунтах, подстилаемых плотными. Уширенная часть острия сваи опирается на плотный грунт, а образующаяся за булавой полость заполняется оплывающим грунтом и формирует сопротивление грунта по его боковой поверхности.

*Металлические сваи* из-за высокой стоимости металла и подверженности коррозии для капитальных сооружений используются крайне редко. Их применяют в аварийных ситуациях для обеспечения устойчивости основания и устройства временных опор несущих конструкций сооружений. В качестве свай используют стальные трубы с открытым или закрытым нижним концом, широкопрофильные двутавры и швеллеры. Для устройства разделительных стенок (см. разд. 12.3) применяют металлический шпунт, который может воспринимать значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Металлические лопастные сваи наиболее целесообразно использовать как анкеры. При наличии соответствующего оборудования они быстро погружаются в грунт и могут воспринимать значительные осевые нагрузки. Изгибающие моменты такие сваи воспринимают плохо.

#### 5.1.4. Способы погружения готовых свай в грунт

В строительной практике используют следующие способы погружения готовых свай в грунт: забивку, вибропогружение, вдавливание, ввинчивание.

*Забивку свай* в грунт осуществляют молотами различной конструкции (механическими, паровоздушными, дизельными, электрическими). Масса ударной части свайного молота должна быть не меньше массы сваи с наголовником, располагаемым на верхнем конце сваи для защиты ее от разрушения ударами молота. Для смягчения удара в наголовники укладывают прокладки из дерева, резины и других материалов.

Забивку свай трудно осуществлять через слои плотных маловлажных песков, гравелистых грунтов и грунтов, имеющих твердые включения, например, в виде валунов. В песчаных грунтах применяют подмыв под нижним концом погружаемой сваи. В грунтах, имеющих твердые включения, перед забивкой сваи бурят *лидерные* (опережающие) скважины, в которые забивают сваи. Подмыв и проходку лидерных скважин заканчивают не менее чем на 1 м выше проектного положения острия сваи.

*Погружаемые вибранием сваи* целесообразно применять при наличии толщи насыщенных водой песков. Для погружения свай используют вибропогружатели и вибромолоты. При действии вибратора создаваемые им колебания передаются грунту через погружаемую сваю. При этом грунт разжижается, что приводит к снижению сил трения грунта о сваю и снижению усилия вдавливания сваи. После прекращения вибрации трение грунта по боковой поверхности сваи оказывается больше, чем у забивных свай.

*Вдавливаемые сваи* применяют там, где для их погружения нельзя использовать динамические воздействия (ударные воздей-

ствия молота, вибропогружение). Такие условия возникают при устройстве свайных фундаментов вблизи существующих зданий в условиях плотной городской застройки. В Санкт-Петербурге разработана установка на гусеничном ходу с усилием вдавливания 1200 кН. Следует отметить, что вдавливание свай вблизи существующих зданий не всегда безопасно для последних. Так, при вдавливании свай сечением  $0,35 \times 0,35$  м, длиной 14 м рядом с 2-этажным (легким) жилым домом по Рижскому пр. Санкт-Петербурга наблюдался первоначально его неравномерный подъем на несколько сантиметров, а затем опускание, что привело к появлению трещин в кирпичных стенах дома.

*Ввинчиваемые (лопастные) сваи* целесообразно применять, когда с поверхности залегают слабые грунты, подстилаемые малоожимаемыми, и для устройства фундаментов, работающих на выдергивание. Давление на грунт основания такими сваями передается через винтовые лопасти диаметром до 2 м. Для завинчивания легких металлических анкерных свай применяют агрегаты, аналогичные буровым установкам. Железобетонные сваи ввинчивают с помощью кабестана, закрепляемого анкерами.

#### 5.1.5. Сваи, изготавляемые в грунте

Сваи, изготавляемые в грунте, подразделяются на набивные, буронабивные и буровые. Это разделение зависит от способа устройства скважины и бетонирования сваи. Скважину можно устроить с помощью забивки в грунт цилиндрического стержня или полой трубы с закрытым наконечником. В связных маловлажных грунтах скважину можно пробурить без крепления ее стенок. В слабых водонасыщенных грунтах при бурении необходимо обеспечивать устойчивость стенок скважины, для чего используют два способа: погружают в грунт в процессе бурения обсадную трубу или заполняют скважину глинистым раствором.

*Набивные сваи* изготавливают при образовании скважины с полным вытеснением грунта в объеме бетонируемой сваи. Последовательность устройства набивной сваи с полным вытеснением грунта показана на рис. 5.5. В грунт забивается полая металличес-

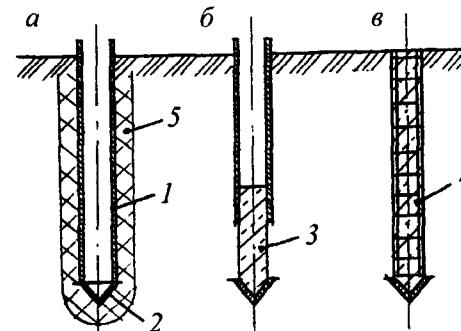


Рис. 5.5. Последовательность изготовления набивной сваи: *а* – погружение инвентарной трубы с закрытым нижним концом; *б* – укладка бетона в трубу с одновременным ее подъемом; *в* – установка металлического каркаса; 1 – инвентарная труба; 2 – теряемый башмак; 3 – бетон; 4 – каркас; 5 – уплотненный грунт

кая труба с теряемым башмаком. При этом грунт уплотняется. Затем производится подача бетона в трубу и постепенный ее подъем. В необходимых случаях в бетоне устанавливается арматурный каркас.

К набивным относятся *виброштампованные сваи*, устраиваемые в пробитых скважинах с помощью заполнения их жесткой бетонной смесью, которая уплотняется виброштампом, выполненным в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на верхнем конце трубы вибропогружателем.

*Набивные сваи в выштампованном ложе* устраивают путем выштамповки или вытрамбовывания в грунте пирамидальной, конусообразной или иной формы скважины с последующим заполнением ее бетонной смесью. При устройстве таких свай в нижнюю часть скважин несколько раз укладывают щебень или жесткую бетонную смесь и втрамбовывают в грунт. Это ведет к уширению пяты сваи и увеличению несущей способности грунта.

К буронабивным можно отнести сваи А. Страуса (рис. 5.6), русского инженера, впервые предложившего эти сваи (1889 г.). Бурение скважины производится в обсадной трубе, которая в процессе бетонирования поднимается вверх. При этом бетонная смесь

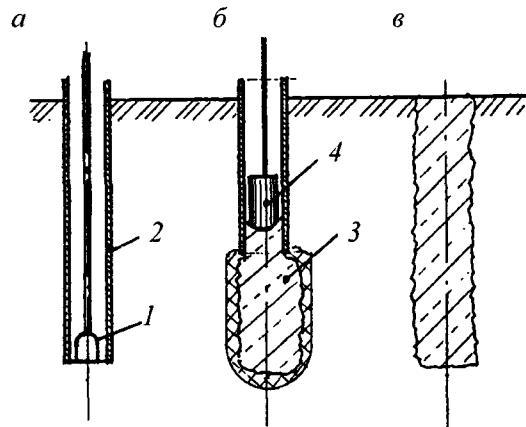


Рис. 5.6. Последовательность изготовления буронабивной сваи (сваи Страуса):  
а – бурение скважины под защитой обсадной трубы; б – бетонирование с трамбованием; в – готовая свая; 1 – разбуравитель со штангой; 2 – обсадная труба; 3 – бетон; 4 – падающий груз

трамбуется падающим грузом, что приводит к уплотнению грунта забоя скважины и расширению ее стенок, а также к уплотнению бетонной смеси.

Способов интенсивного уплотнения бетонной смеси в скважине и соответственно околосвайного грунта существует много. Можно уплотнять бетонную смесь непосредственно обсадной трубой с помощью вибрационных воздействий или возвратно-поступательных перемещений трубы. Возможно уплотнение грунта с помощью энергии взрыва. Такие сваи называют *камуфлетными* (рис. 5.7). На дно буровой скважины опускается заряд взрывчатых веществ и скважина заполняется бетонной смесью. При взрыве внизу скважины в результате уплотнения грунта образуется полость, в которую проваливается бетон из скважины. Затем бетонируется оставшаяся свободной часть скважины.

Возможно использование буронабивных фундаментов с уплотненным забоем, устраиваемым с помощью втрамбовывания щебня или жесткой бетонной смеси в дно скважины. В Санкт-Петербурге для усиления бутовых фундаментов старых зданийши-

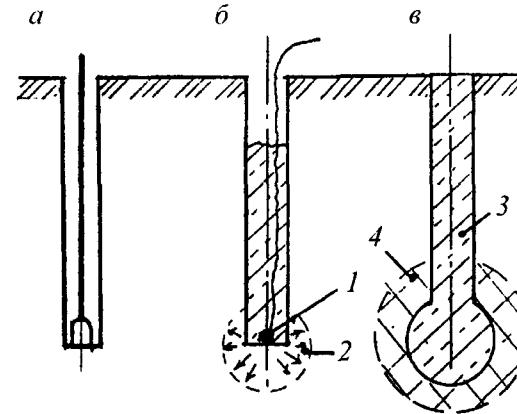


Рис. 5.7. Последовательность изготовления камуфлетной сваи: а – бурение скважины; б – установка на дно скважины заряда взрывчатого вещества и заполнение ее бетоном; в – добетонирование ствола сваи после образования в результате взрыва шаровой полости; 1 – заряд ВВ; 2 – полость, образовавшаяся при взрыве; 3 – бетон; 4 – уплотненный грунт

рокое применение нашли буроинъекционные сваи диаметром 0,13...0,25 м. Скважины пробуривают непосредственно через бутовые фундаменты, и в них под давлением нагнетают цементно-песчаный раствор.

*Буровые сваи* изготавливают высокой несущей способности и большого диаметра (современные буровые станки позволяют бурить скважины диаметром более 3 м неограниченной глубины). Буровые сваи большого диаметра называют *сваями-столбами*. Уплотнить бетон свай в таком объеме крайне затруднительно. Как правило, они заполняются литым бетоном или цементно-песчаным раствором, погружаемыми в воду без виброуплотнения по специальной технологии. При этом диаметр скважины практически не изменяется, то есть грунт вокруг сваи не уплотняется. Целесообразно такие сваи заглублять в подстилаемые плотные (прочные) грунты или устраивать в них уширение.

На рис. 5.8 показана последовательность работ по изготовлению буровых свай по технологии фирмы «Бауэр». Бурение сква-

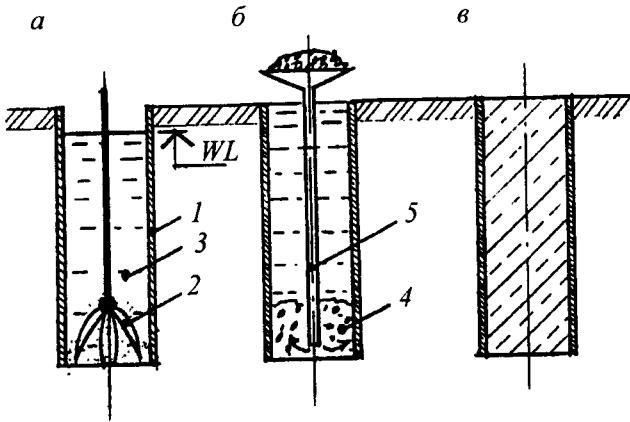


Рис. 5.8. Последовательность изготовления буровой сваи (свай-столба): *а* – разработка грунта внутри оболочки грейферным ковшом; *б* – бетонирование внутренней полости оболочки методом ВПТ; *в* – готовая свая-столб; 1 – оболочка; 2 – грейферный ковш; 3 – вода; 4 – бетон; 5 – бетонолитная труба

жины производится в водонасыщенных грунтах в обсадной трубы. Скважина заполнена водой до уровня подземных вод. Бетонирование скважины производится методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Бетонолитная труба опускается до забоя скважины. По мере заполнения скважины бетоном (раствором) труба поднимается, а бетон постепенно вытесняет воду из скважины. Одновременно поднимается обсадная труба.

Значительно увеличить несущую способность сваи можно с помощью устройства уширения в плотном грунте, например, с помощью разбуривания ствола сваи уширителем (рис. 5.9).

К буровым современным сваям следует отнести шнековые сваи. Труба с закрытым теряемым наконечником и шнековой спиралью ввинчивается в грунт. Затем труба со шнеком поднимается и в образовавшуюся скважину через внутреннюю полость трубы подается цементный раствор.

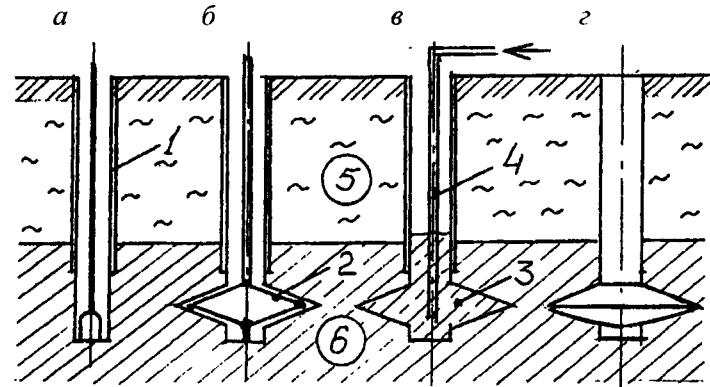


Рис. 5.9. Последовательность изготовления сваи с разбуриваемым уширением: *а* – бурение скважины; *б* – разбуривание уширения; *в* – бетонирование сваи; *г* – готовая свая; 1 – обсадная труба; 2 – уширитель; 3 – бетон; 4 – бетонолитная труба; 5 – слабый грунт; 6 – прочный грунт

### 5.1.6. Технологические особенности устройства свай в грунте

Машиностроительные фирмы геотехнического профиля, отечественные и зарубежные, выпускают оборудование, позволяющее изготавливать сваи с выемкой или вытеснением грунта из объема сваи.

*Бетонирование скважин насухо* (рис. 5.10) требует простейшего оборудования, но применимо только в устойчивых грунтах. Проходка скважин диаметром до 2 м выполняется ударно-канатным, шнековым, шарошечным бурением или грейферной откопкой. В пористых грунтах типа лессов скважины могут быть пройдены методом раскатывания. В пройденную скважину опускается арматурный каркас, и она заполняется бетоном. В грунтах с отрицательной температурой используются противоморозные добавки в бетон, электроподогрев бетона и «метод термоса» (бетонирование подогретым раствором).

*Проходка и бетонирование скважин под глинистым раствором* (рис. 5.11) применимы в обводненных малосвязанных грунтах и также не требуют сложного оборудования. Устойчивость стенок

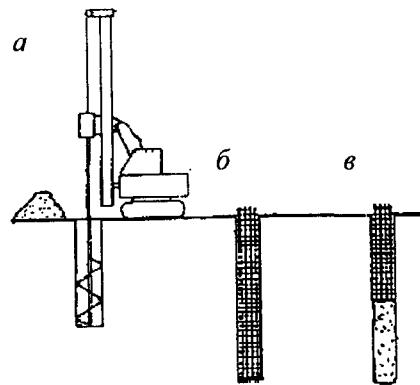


Рис. 5.10. Бетонирование скважин без крепления стен:  
а – проходка скважины; б – погружение арматурного каркаса; в – заполнение скважины бетоном

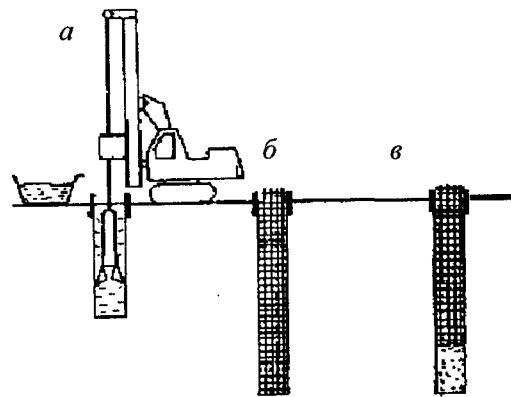


Рис. 5.11. Изготовление свай под глинистым раствором:  
а – проходка скважины; в – погружение арматурного каркаса; г – заполнение скважины бетоном методом ВПТ

скважины в процессе проходки и бетонирования обеспечивается глинистым раствором. Бетонирование ведется методом ВПТ. Для качественного бетонирования без пустот требуется жесткий контроль состава глинистого раствора и режима бетонирования (согласование скорости подъема бетонолитной трубы с подачей бетона), что трудно выполнять на строительной площадке. Глинистый раствор и его приготовление доброго, а разливы загрязняют окружающую среду.

*Метод полого шнека*, международное название «Contiguos Flight Auger», сокращенно CFA) применим в любых дисперсных грунтах (рис. 5.12). Мощный буровой станок с высокой мачтой ввинчивает шnekовую колонну на проектную глубину сваи. Затем шнек с вращением поднимается, а по центральной трубе шнека под его нижний конец бетононасосом под давлением до 2 МПа подается бетон. После извлечения шнека в бетон с помощью вибратора погружается армокаркас, при этом обычно армируется верхняя треть сваи.

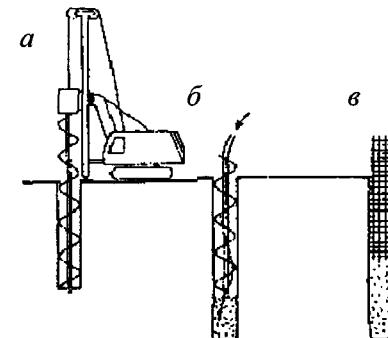


Рис. 5.12. Изготовление свай методом полого шнека:  
а – проходка скважины; б – заполнение скважины бетоном; в – погружение арматурного каркаса

Метод очень производительный. Один станок может обеспечить изготовление 5...10 свай в смену. Однако для обеспечения качественного бетонирования требуется согласование объема поднимаемого грунта из скважины и объема закачиваемого бетона, что не всегда удается даже при использовании совершенного компьютеризированного оборудования и наличии опытного персонала.

При изготовлении нескольких сотен свай диаметром 600 мм в слабых грунтах Санкт-Петербурга бригадой и станком известной зарубежной фирмы наблюдались оседания зданий на расстоянии

30 м от стройплощадки, а на некоторых скважинах объем закачанного бетона в 4 раза превышал теоретический объем сваи.

Отмеченные обстоятельства не позволяют рекомендовать применение этого метода в слабых водонасыщенных грунтах при наличии близкорасположенных зданий.

*Устройство свай в обсадной трубе* (рис. 5.13) выполняется станками с двумя рабочими механизмами: один – для вращения и вдавливания обсадной трубы, другой – для шнекового выбуривания или грейферной откопки грунта из трубы. После проходки скважины в полость опускается армокаркас и загружается бетон, затем труба с помощью вибратора извлекается.

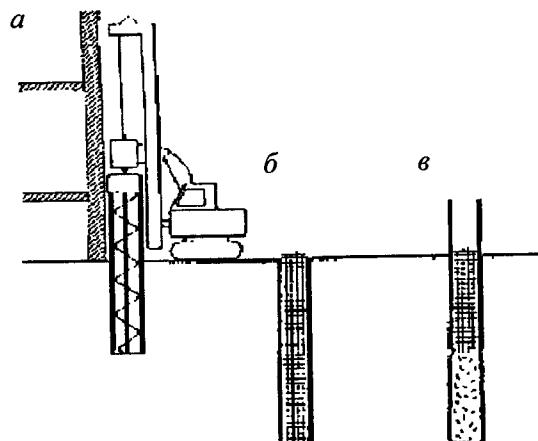


Рис. 5.13. Изготовление свай под защитой обсадной трубы:  
а – проходка скважины; б – погружение арматурного каркаса; в – заполнение скважины бетоном

В плавунных грунтах важно, чтобы в процессе синхронизированного погружения обсадной трубы и выемки из нее грунта в трубе постоянно поддерживалась грунтовая пробка не менее определенной расчетом высоты. В противном случае возможен наплы whole in the tube of the floating soil and subsidence of adjacent buildings, which happened in Saint-Petersburg during pile construction.

диаметром 1200 мм. В то же время в городе есть положительный опыт изготовления по этой технологии свай диаметром 600 мм в непосредственной близости к строениям.

Наиболее мощные из существующих станков позволяют по этой технологии изготавливать сваи диаметром до 1500 мм. В слабых грунтах эта технология наиболее надежна в том смысле, что контроль за ходом работ сравнительно прост, а качество бетонирования мало зависит от опыта персонала.

В рассмотренных вариантах грунт вокруг сваи в процессе ее изготовления не уплотняется, как при погружении готовых свай, поэтому их несущая способность по грунту значительно ниже. Особенно неблагоприятным является оставление на дне пройденной скважины разрыхленного при проходке слоя грунта той или иной толщины. Для устранения этого недостатка в арматурный каркас буровой сваи включают одну или несколько трубок, через которые после схватывания бетона нагнетается под давлением 2...3 МПа цементный раствор, опрессовывающий грунт под острием и вокруг сваи и резко повышающий ее несущую способность. Эта процедура особенно важна для дорогих свай большого диаметра.

*Изготовление свай в грунте с вытеснением грунта* (рис. 5.14) достигается погружением в грунт обсадной трубы диаметром до 600...800 мм с теряемым наконечником.

Наконечник обычно плоский в виде сковороды, штампованный или сварной. Погружение трубы может осуществляться забивкой вибро-, дизель- или гидромолотом, вкручиванием под большой осевой нагрузкой (в этом случае используется литой улиткообразный теряемый наконечник с резцами), а также с помощью вибратора. В последнем случае осевые усилия при погружении невелики и можно использовать трубу с раскрывающимся нижним концом.

В погруженную трубу опускается армокаркас и загружается бетон, после чего труба извлекается. Этим способом возможно получение свай самой низкой стоимости при гарантированном качестве, практически не зависящем от ошибок персонала при изготовлении.

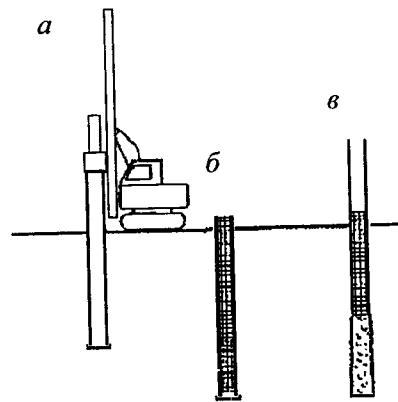


Рис. 5.14. Изготовление набивных свай с вытеснением грунта:  
а – погружение обсадной трубы; б – опускание арматурного каркаса; в – заполнение скважины бетоном и извлечение обсадной трубы

#### 5.1.7. Классификация свай по характеру работы

По характеру передачи нагрузки на основание различают свай-стойки и сваи трения (висячие).

**Сваи-стойки** (рис. 5.15, а) прорезают толщу сжимаемых грунтов и опираются на несжимаемые или малосжимаемые грунты. К несжимаемым грунтам относят скальные породы. Все виды свай, опирающиеся на скальные грунты, считаются сваями-стойками. К малосжимаемым относят грунты с модулем деформации  $E \geq 50$  МПа. Забивные сваи, опирающиеся на малосжимаемые грунты, относят также к сваям-стойкам.

Так как сваи-стойки опираются на практически несжимаемые грунты, то при загрузке их вертикальной силой  $N$  они не получают вертикального перемещения. Поэтому на боковой поверхности сваи не возникает сил трения грунта. Для длинных свай (более 16 м) в верхней части ствола за счет собственных деформаций сваи могут возникать на ее боковой поверхности силы трения. Но они незначительны. В связи с этим принято считать, что сваи-стойки передают нагрузку нижним концом (пятой). Реактивное давление

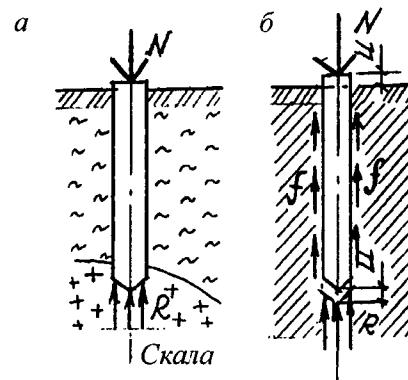


Рис. 5.15. Характер работы свай в грунте:  
а – сваи-стойки; б – висячей сваи (сваи трения)

грунта на пяту сваи называют *сопротивлением грунта R под нижним концом сваи*.

**Сваи трения** (висячие) опираются на сжимаемые грунты (рис. 5.15, б). Под действием вертикальной нагрузки такие сваи получают перемещение и на боковой поверхности сваи возникают силы трения грунта, которые принято называть *сопротивлением грунта f по боковой поверхности сваи*. Расчетное сопротивление  $f$  зависит от способа изготовления сваи. Для забивных свай оно наибольшее, для буровых – наименьшее. Таким образом, у висячих свай работает не только острие, как у свай-стоеек, но и боковая поверхность.

#### 5.1.8. Типы ростверков

Типы свайных ростверков классифицируют в зависимости от их расположения относительно поверхности грунта, которое влияет на характер работы сваи. Различают низкий, повышенный и высокий ростверки.

**Низкий ростверк** (рис. 5.16, а) располагают ниже поверхности грунта. Такой ростверк может передавать часть вертикальной нагрузки от сооружения своей подошвой и воспринимать боковой поверхностью горизонтальные нагрузки. При этом сваи полно-

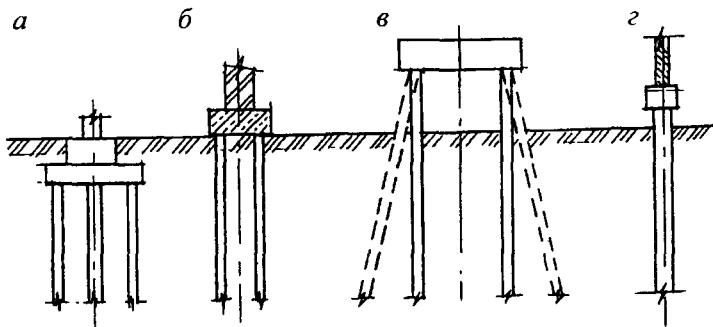


Рис. 5.16. Типы свайных ростверков:  
а – низкий; б – повышенный; в, г – высокий

тью находятся в грунте и продольный изгиб свай от вертикальных нагрузок обычно учитывают только в очень слабых грунтах (торф, ил и др.).

*Повышенный ростверк* (рис. 5.16, б) располагают непосредственно на поверхности грунта. Для одиночных свай с повышенным ростверком при проверке ее на продольный изгиб следует учитывать глубину заделки сваи в грунте. Повышенные ростверки допустимы в непучинистых грунтах. Так как верхние слои обычно сложены насыпными слабыми неуплотненными грунтами, то повышенные ростверки не могут передавать нагрузку на основание от сооружения своей подошвой.

*Высокий ростверк* (рис. 5.16, в) располагают выше поверхности грунта. Проверку прочности вертикальных свай в этом случае выполняют с учетом продольного изгиба. Так как верхняя часть вертикальных свай при действии горизонтальных нагрузок может испытывать значительные изгибающие моменты, то для снижения момента ставят наклонные сваи. Высокие свайные ростверки применяют при строительстве крановых эстакад, надземных трубопроводов, надземных пешеходных переходов, надземных автомобильных дорог, мостов и др. Иногда свайные фундаменты зданий делают без ростверков. На голову сваи надевают оголовник и на него устанавливают панели зданий (рис. 5.16, г).

### 5.1.9. Виды свайных фундаментов

Нагрузка, которую может воспринять одна свая, как правило, значительно меньше, чем нагрузка, передаваемая на фундамент от несущего элемента здания, например колонны, поэтому свайный фундамент приходится делать из нескольких свай. В зависимости от характера размещения свай в плане различают следующие виды свайных фундаментов: свайные кусты (рис. 5.17, а), ленточные с размещением в них свай рядами (рис. 5.17, б), одиночные – одна свая в фундаменте (рис. 5.17, в) и сплошное свайное поле (рис. 5.17, г).

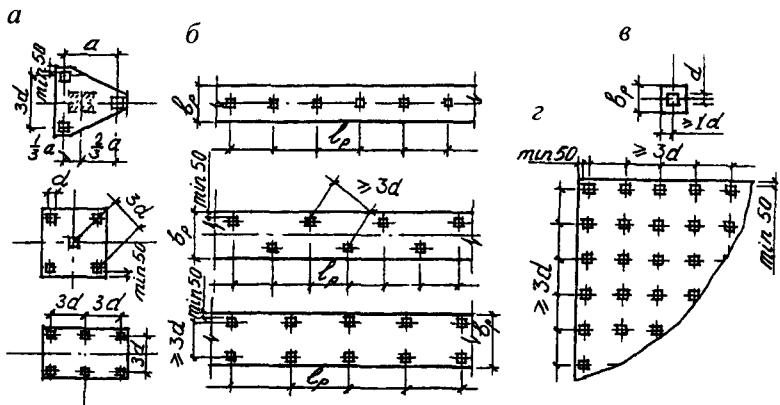


Рис. 5.17. Виды свайных фундаментов: а – свайный куст; б – ленточный; в – одиночный; г – сплошное свайное поле

*Свайные кусты* – это группы свай, обычно расположенные под отдельными конструкциями (например, под колоннами). Минимальное число свай в кусте – 3. Иногда допускается делать свайные кусты из двух свай, если отсутствует изгибающий момент относительно оси, проходящей через поперечные сечения 2 свай. Сваи размещают рядами или в шахматном порядке. Минимальное расстояние между центрами поперечных сечений свай  $3d$ , где  $d$  – размер поперечного сечения (диаметр, сторона) сваи.

*Ленточные свайные фундаменты* устраивают под стенами зданий и другими протяженными конструкциями. Различают однорядное и многорядное расположение свай в ленте. Сваи могут

располагаться правильными рядами или в шахматном порядке. При многорядном размещении свай свайный фундамент хорошо воспринимает изгибающие моменты, действующие перпендикулярно оси ленты. При однорядном размещении свай внецентренно приложенная к фундаменту нагрузка вызывает изгибы свай. В случае однорядного размещения свай под внутренними и наружными стенами здания, обладающего пространственной жесткостью, верхние части свай не будут испытывать изгиба, так как надподвальные перекрытия и поперечные стены воспринимают изгибающие моменты и препятствуют изгибу свай.

*Одиночные сваи* применяют под сооружения, когда нагрузку от колонны или другой несущей конструкции здания может воспринять одна свая. Иногда сваи являются одновременно колоннами здания. Такие несущие конструкции называют сваями-колоннами.

*Сплошное свайное поле* устраивают под тяжелые сооружения (точечные многоэтажные здания, башенные сооружения, дымовые трубы и пр.), когда сваи располагают по некоторой сетке под всем сооружением. По свайному полу устраивается сплошная железобетонная плита, на которую опираются все надземные конструкции (стены, колонны, оборудование).

*Свайным полем* строители называют также систему свай под сооружением, включая одиночные сваи, свайные ленты и кусты свай.

## 5.2. Определение несущей способности и силы расчетного сопротивления свай

*Несущая способность* сваи определяется исходя из двух условий: прочности материала сваи и грунта, воспринимающего нагрузку от сваи. При проверке прочности сваи по материалу находят непосредственно силу расчетного сопротивления сваи по материалу  $F_{Rm}$ . Несущую способность сваи по грунту  $F_d$  определяют следующими способами: 1) расчетным, основанным на использовании табличных значений расчетных сопротивлений грунта по СНиП 2.03.01–84 или территориальным строительным нормам

ТСН 50-302–96, и экспериментальными: 2) динамическим; 3) пробными статическими нагрузками; 4) статическим зондированием; 5) испытанием эталонной сваей.

Для проверки прочности сваи по грунту первоначально определяют несущую способность сваи  $F_d$ , а затем, используя коэффициент надежности  $\gamma_k$ , по формуле (5.1) находят силу расчетного сопротивления сваи по грунту  $F_{Rs}$ .

$$F_{Rs} = F_d / \gamma_k, \quad (5.1)$$

где коэффициент надежности  $\gamma_k$  зависит от способа определения несущей способности сваи и принимается равным 1,4 для теоретического метода и динамических испытаний сваи, выполненных без учета упругих деформаций грунта: 1,25 – для метода зондирования и динамических испытаний сваи, выполненных с учетом упругих деформаций грунта и испытания грунтов эталонной сваей; 1,2 – для испытания сваи пробной нагрузкой.

На стадии ТЭО, а также для сооружений III класса допустимо применять расчетный метод. Для разработки рабочего проекта сооружений I и II классов определение несущей способности сваи должно быть основано на ее прямых испытаниях (статических, динамических или методе зондирования). В последующих расчетах используют меньшее из двух значений  $F_{Rm}$  и  $F_{Rs}$ .

Несущая способность сваи по грунту зависит от способа ее изготовления, размеров сваи, вида и состояния грунтов, окружающих сваю.

### 5.2.1. Определение силы расчетного сопротивления сваи по материалу

Необходимость проверки прочности материала сваи возникает для свай-стоеч, опирающихся на скальные породы. Силу расчетного сопротивления сваи по материалу  $F_{Rm}$ , кН, на действие осевой нагрузки для железобетонных свай сплошного постоянного сечения определяют как для центрально-сжатого элемента по формуле СНиП 2.03.01–84

$$F_{Rm} = \gamma_c \Phi(\gamma_{cb} R_b A_b + \gamma_a R_{sc} A_s), \quad (5.2)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи ( $\gamma_c = 0,9$  при размере поперечного сечения сваи  $d \leq 0,2$  м и  $\gamma_c = 1$  при  $d > 0,2$  м; здесь  $d$  – максимальный размер поперечного сечения сваи);  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона при сжатии;  $A_b$  – поперечная поверхность бетона;  $R_{sc}$  – расчетное сопротивление стальной арматуры при сжатии;  $A_s$  – поперечная поверхность стальной арматуры.

речного сечения сваи);  $\phi$  – коэффициент продольного изгиба (для низкого речного сечения сваи)  $\phi = 1$ , для высокого –  $\phi$  находится с учетом свободной длины сваи  $l_1$ , стверка  $\phi = 1$ , для высокого –  $\phi$  находится с учетом свободной длины сваи  $l_1$ , определяемой по п. 3.7 СНиП 2.02.03–85;  $\gamma_{cb}$  – коэффициент условий работы бетона (для забивных свай  $\gamma_{cb} = 1$ , для набивных и буровых –  $\gamma_{cb} = 0,85$ , кроме того,  $\gamma_{cb}$  зависит от способа бетонирования скважины: при бетонировании насухо  $\gamma_{cb} = 1$ , при бетонировании насухо в обсадной трубе  $\gamma_{cb} = 0,9$ , при бетонировании в обводненной скважине с обсадными трубами  $\gamma_{cb} = 0,8$ , при бетонировании под глинистым раствором  $\gamma_{cb} = 0,7$ );  $\gamma_a$  – коэффициент условий работы арматуры, принимается  $\gamma_a = 1$ ;  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $R_{as}$  – расчетное сопротивление арматуры сжатию, кПа;  $A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры, м<sup>2</sup>.

#### Расчетные сопротивления тяжелого бетона

Класс бетона	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B60
$R_b$ , МПа	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	33,0
$R_{bs}$ , МПа	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,65

#### Расчетные сопротивления стержневой арматуры

Класс арматуры	A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI
при диаметре, мм			6...8	10...40		
$R_a$ , МПа	225	280	355	365	400	400
$R_{as}$ , МПа	225	280	355	365	510	680

Если в свае действуют продольное усилие и момент, то она должна быть проверена по сопротивлению материала как внецентрально сжатый стержень. Сваи, работающие на выдергивание, должны быть проверены по прочности ствола на растяжение.

#### 5.2.2. Явления, происходящие в грунте при погружении (изготовлении) сваи

В процессе погружения свая вытесняет объем грунта, равный объему тела сваи. Это приводит к уплотнению окружающего ее грунта, что обычно наблюдается в рыхлых песках и в не насыщенных водой, недоуплотненных глинистых грунтах. При этом наблюдается незначительное поднятие дна котлована.

Водонасыщенные глины и суглинки могут уплотняться только в результате отжатия поровой воды. Так как погружение свай осуществляют сравнительно быстро, то вода из пор не успевает отжиматься. Грунт практически без уплотнения раздвигается в сто-

роны и выдавливается вверх. Перемещающийся вверх грунт способен поднимать ранее забитые сваи. Такие сваи необходимо повторно добивать до проектной отметки. При забивке свай в указанных грунтах происходит нарушение структурных связей (сцепления) между грунтовыми частицами.

Нарушение связности грунта и возникновение больших по-ровых давлений существенно снижают силы трения грунта по боковой поверхности сваи. После забивки сваи и выдержки ее без нагрузки, что называют *отдыхом сваи*, происходит рассеивание порового давления, тиксотропное восстановление структурных связей в грунте, которые приводят к значительному увеличению несущей способности сваи.

О сопротивлении грунта и его несущей способности судят по интенсивности перемещения сваи при ее погружении. Измеряют перемещение сваи при определенной энергии воздействия на нее. Погружение сваи от одного удара молота или за 1 минуту работы вибропогружателя называют *отказом сваи*. Сразу после погружения сваи отказ является *ложным* (недостоверным). После «отдыха» отказ сваи называют *действительным* (истинным) *отказом*, то есть соответствующим восстановленным свойствам грунта. Различают также *проектный отказ*, рассчитанный проектной организацией по требуемой величине несущей способности сваи, заложенной в проект. При погружении сваи на строительной площадке сравнивают проектный и действительный отказы сваи и принимают решение о соответствии несущей способности сваи, полученной по результатам испытания, ее величине, заложенной в проект. Действительный отказ сваи достигается после времени ее отдыха в течение 4...7 сут в супесях, 10...15 сут в суглинках, 21 сут и больше в глинах.

Применение подмыва для погружения свай в пески приводит к их разрыхлению. Нижний конец сваи должен быть заглублен в грунт, не подвергавшийся размыву. Весьма эффективно погружение свай в водонасыщенные пески вибророванием. При этом происходит интенсивное уплотнение песка вокруг погружаемых

свай, они получают более высокую несущую способность, чем сваи, погруженные забивкой.

Использование бурения для изготовления скважин приводит к разуплотнению грунта и в определенных случаях к уменьшению горизонтальных природных напряжений, что вызывает снижение несущей способности таких свай по сравнению с забивными.

### 5.2.3. Определение несущей способности сваи-стойки по грунту расчетным методом

Несущую способность  $F_d$ , кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой свай, опирающихся на скальный грунт, а также забивных свай, опирающихся на малоожимаемый грунт, следует определять как для сваи-стойки по формуле

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (5.3)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы; принимается  $\gamma_c = 1$ ;  $A$  – площадь опирания на грунт сваи, м<sup>2</sup>, принимаемая для сплошных свай равной площади поперечного сечения бруто, а для полых свай (в случае отсутствия заполнения полости бетоном) – нетто;  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа.

Для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малоожимаемые грунты, принимают  $R = 20000$  кПа. К малоожимаемым грунтам относят грунты с модулем деформации  $E = 50$  МПа. Для набивных и буровых свай и сваи-оболочек, заделанных в невыветрелый скальный грунт не менее чем на 0,5 м, расчетное сопротивление определяется по формуле (СНиП 2.02.03–85, п. 4.1)

$$R = R_{c,n} [(l_d/d_f) + 1,5] / \gamma_g, \quad (5.4)$$

где  $R_{c,n}$  – нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа;  $l_d$  – глубина заделки сваи в скальный грунт, м;  $d_f$  – наружный диаметр части сваи, заделанной в скальный грунт;  $\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Для сваи-оболочек, опираемых на невыветрелый скальный грунт, расчетное сопротивление определяется по формуле

$$R = R_{c,n} / \gamma_g, \quad (5.5)$$

где  $R_{c,n}$ ,  $\gamma_g$  – то же, что в формуле (5.4).

Силу расчетного сопротивления сваи по грунту  $F_{rs}$ , кН, определяют по формуле (5.1)  $F_{rs} = F_d / \gamma_k$ , в которой для теоретического метода коэффициент надежности  $\gamma_k = 1,4$ .

### 5.2.4. Определение несущей способности висячей сваи по грунту расчетным методом

Несущую способность  $F_d$ , кН, висячей забивной сваи по грунту находят по п. 4.2 СНиП 2.02.03–85 как сумму сил сопротивлений грунтов под нижним концом и боковой поверхностью сваи (рис. 5.18) по формуле

$$F_d = \gamma_c [y_{cR} RA + u \sum_{i=1}^n \alpha \gamma_{c,f_i} f_i h_i], \quad (5.6)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое для забивных свай по табл. 1 СНиП 2.02.03–85 или территориальным нормам (для Санкт-Петербурга по ТСН 50-302-96);  $A$  – площадь поперечного сечения нижнего конца сваи, м<sup>2</sup>;  $u$  – периметр поперечного сечения сваи, м;  $f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по табл. 2 СНиП 2.02.03–85;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкаса-

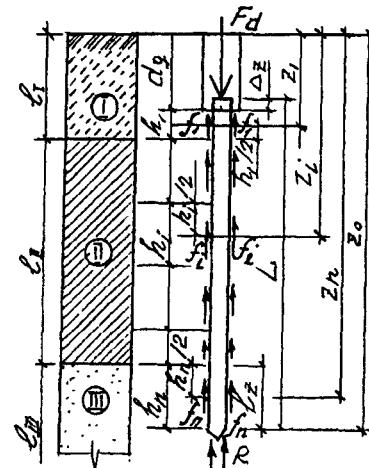


Рис. 5.18. Расчетная схема к определению несущей способности сваи расчетным методом

ющегося с боковой поверхностью сваи, м; принимается  $h_s \leq 2$  м;  $\gamma_{cR}$ ,  $\gamma_{cf}$  – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа изготовления сваи и принимаемые для забивных свай по табл. 3 СНиП 2.02.03–85.

Несущую способность забивных булавовидных свай следует определять по формуле (5.6), при этом за периметр  $i$  на участке ствола следует принимать периметр поперечного сечения ствола сваи, на участке уширения – периметр сечения булавы (уширения).

Для набивных, буровых свай и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта, их несущую способность определяют по формуле (5.6), а значения параметров  $R$ ,  $\gamma_{cR}$  и  $\gamma_{cf}$  находят по пп. 4.6...4.8 СНиП 2.02.03–85.

Силу расчетного сопротивления по грунту висячей сваи  $F_{Rs}$ , кН, определяют по формуле (5.1), принимая для расчетного метода коэффициент надежности  $\gamma_k = 1,4$ .

#### 5.2.5. Определение несущей способности свай расчетным методом при наличии в пределах их длины слабых грунтов

При проектировании свайных фундаментов различают открытые залегание очень слабых грунтов (торф, неуплотненный ил, просадочные грунты и рыхлые пески) и слабых грунтов в виде отдельных слоев и прослоев, за счет деформаций которых развиваются существенные осадки свайных фундаментов.

При открытом залегании торфа и других очень слабых грунтов их трение не учитывается. Несущая способность свай в таком случае зависит от сопротивления грунта по острию и по боковой поверхности свай о нижерасположенные подстилающие грунты. При залегании открытого торфа и ила считают, что свая заглублена только в минеральные грунты, их трение учитывают, считая от основания слоя очень слабого грунта.

В случае погребенного торфа или других очень слабых грунтов загруженные сваи трения передают часть давления на грунты, залегающие от подошвы ростверка. На кровле слабого грунта возникает давление (рис. 5.19), которое приводит к уплотнению этого слоя, в результате чего верхние слои грунта будут перемещаться

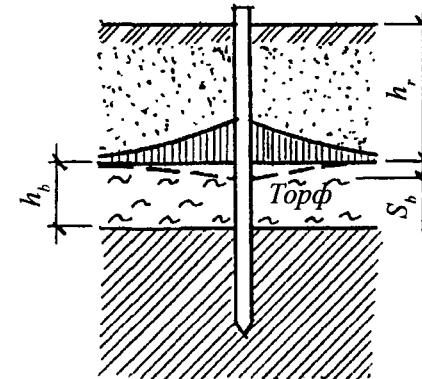


Рис. 5.19. Расчетная схема к определению несущей способности сваи при наличии слоя слабого грунта

ся вниз. Это приведет к снижению трения указанных слоев грунта о сваю, т. е. снижению трения в пределах верхних слоев. Тогда трение их можно определить по формуле

$$f_r = k_r f, \quad (5.7)$$

где  $k_r$  – коэффициент снижения трения сваи о грунт выше слоя слабого грунта.

Используя решение задачи Р. Миндлина о распределении напряжений в массиве грунта от силы, приложенной в точке внутри него, Д.Пати нашел значение вертикальных напряжений в грунте около сваи трения. Эти напряжения показаны в виде эпюр на рис. 5.19. Напряжения около боковой поверхности свай

$$\sigma_f = \alpha f_r, \quad (5.8)$$

где  $\alpha$  определяется в зависимости от отношения  $h_z/r_p$ :

$h_z/r_p$	5	10	20	30
$\alpha$	1,121	1,147	1,150	1,151

Здесь  $r_p$  – радиус сваи;  $f_r$  – удельное трение грунта по боковой поверхности сваи выше кровли слабого грунта;  $h_z$  – глубина кровли слабого грунта.

Зная вертикальные напряжения, можно найти осадку слабого слоя грунта, а следовательно, определить значение  $k_r$ :

$$k_r = s_u E_b / (0,8 \alpha f h_b + s_s E_b), \quad (5.9)$$

где  $s_u$  – предельная осадка свайного фундамента;  $E_b$  – модуль деформации слабого слоя грунта;  $h_b$  – толщина слоя слабого грунта;  $s_s$  – сдвиговая осадка сваи по слабому грунту от 0,5 см для песков до 1,5 см – для суглинков. Вывод формулы приведен в учебнике Б.И.Далматова (1988).

Зная  $k_r$ , определяют  $f_r$  и находят несущую способность сваи обычным способом. Если по расчету  $k_r$  окажется больше единицы, то, следовательно, снижения трения в верхних слоях не происходит, и принимают  $k_r = 1$ . Если слой слабого грунта залегает около нижнего конца сваи, возможен выпор грунта из-под сваи вверх, поэтому ее следует заглубить в подстилающий плотный грунт не менее чем на 3...4 размера поперечного сечения сваи.

#### 5.2.6. Определение несущей способности сваи расчетным методом при возникновении отрицательного трения

При наличии в пределах длины сваи слоя сильно сжимаемого грунта отрицательно направленное (негативное) трение может возникнуть, когда верхние слои грунта дают осадку из-за сжимаемости слоя слабого грунта в результате следующих причин: планирования территории подсыпкой; загружения поверхности грунта или пола по грунту длительно действующими полезными нагрузками; снятия взвешивающего действия воды в результате понижения уровня грунтовых вод; динамических воздействий на грунты, способные уплотняться от этих воздействий (рыхлые пески, тиксотропные грунты); уменьшения объема грунта, содержащего растворимые соли и гниющие органические вещества; замачивания просадочных грунтов; незавершенного уплотнения молодых отложений.

Для оценки влияния сил отрицательного трения на величину несущей способности сваи целесообразно построить по длине сваи прямоугольную эпюру 1 (рис. 5.20) с интенсивностью перемещения, равного половине предельно допустимой осадки фундамента, и эпюру 2 послойной осадки грунтов около боковой поверхности сваи. В нулевой точке (НТ) пересечения эпюр на глубине  $z_0$

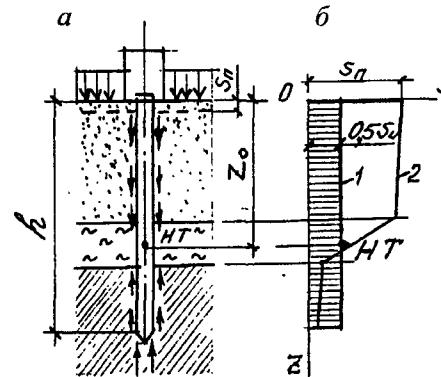


Рис. 5.20. Расчетная схема к определению сил отрицательного трения:  
а – силы отрицательного трения (направлены вниз); б – эпюры осадок

вертикальные перемещения грунта равны осадке сваи. Выше этой точки действует отрицательно направленное трение. В таком случае несущая способность сваи

$$F_d = \gamma_c [\gamma_{cR} RA + u \sum_{z_0}^h \gamma_{cf} f_i h_i - u \sum_0^{z_0} \gamma_{cf} \gamma_{neg} f_i h_i], \quad (5.10)$$

где  $z_0$  – расстояние от подошвы ростверка (НТ);  $h$  – длина сваи;  $\gamma_{neg}$  – коэффициент условий работы при развитии отрицательного трения, зависящий от величины перемещения грунта: остальные обозначения даны в формуле (5.6).

Если перемещение грунта относительно боковой поверхности сваи больше сдвиговой осадки, следует принимать  $\gamma_{neg} = 0,8$ , как для свай, работающих на выдергивание. Необходимо учитывать, что чем меньше осадка сваи, тем больше силы отрицательного трения.

Для минеральных грунтов в пределах глубины  $z_0$  расчетные сопротивления  $f$  принимаются по табл. 5.4, а для насыпных грунтов, торфов – по пп. 4.12 и 4.13 СНиП 2.02.03–85. Сила расчетного сопротивления сваи определяется по формуле (5.1) с коэффициентом надежности  $\gamma_k = 1,4$ .

### 5.2.7. Определение несущей способности сваи по грунту на выдергивание расчетным методом

Для забивной сваи и сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, несущую способность сваи на выдергивание  $F_{du}$ , кН, следует определять по формуле

$$F_{du} = \gamma_c u \sum_{i=1}^n \gamma_{ci} f_i h_i + \gamma_r G_r, \quad (5.11)$$

где  $u$ ,  $\gamma_c$ ,  $f_i$  и  $h_i$  – то же, что в формуле (5.6);  $\gamma_r$  – коэффициент условий работы: для свай, погружаемых в грунт на глубину менее 4 м,  $\gamma_r = 0,6$ , на глубину 4 м и более,  $\gamma_r = 0,8$ ;  $\gamma_r = 0,9$  – коэффициент надежности по нагрузке;  $G_r$  – вес сваи, кН.

Несущую способность на выдергивание набивной, буровой сваи и сваи-оболочки, погружаемой с выемкой грунта, находят также по формуле (5.11) с использованием значений  $f_i$  и  $\gamma_{ci}$ , определяемых по пп. 4.2 и 4.6 СНиП 2.02.03–85.

Сила расчетного сопротивления на выдергивание сваи по грунту  $F_{Rsu}$ , кН, определяется по формуле (5.1)  $F_{Rsu} = F_{du}/\gamma_k$ , в которой для расчетного метода  $\gamma_k = 1,4$ .

### 5.2.8. Определение несущей способности сваи по результатам испытания ее статической (пробной) нагрузкой

При испытании сваи в полевых условиях ее несущую способность  $F_d$ , кН, находят по формуле

$$F_d = \gamma_c F_{u,n}/\gamma_g, \quad (5.12)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы (для вдавливающих нагрузок  $\gamma_c = 1$ );  $F_{u,n}$  – нормативное значение силы сопротивления сваи, определяемое по величине частных значений предельных сопротивлений свай  $F_u$  в зависимости от количества испытанных свай: при количестве испытаний менее 6 принимают наименьшее значение  $F_{u,\min}$ ; при количестве испытаний 6 и более – на основании статистической обработки;  $\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту (при количестве испытаний менее 6  $\gamma_g = 1$ , более 6 – по методике ГОСТ 20522 – 75).

*Статические испытания сваи вертикальной нагрузкой* осуществляют с помощью приложения усилия  $N$  к пробной свае. Пробную сваю 1 (рис. 5.21, а) погружают на строительной площадке. Нагружение сваи осуществляют домкратом 4, упираемым в бал-

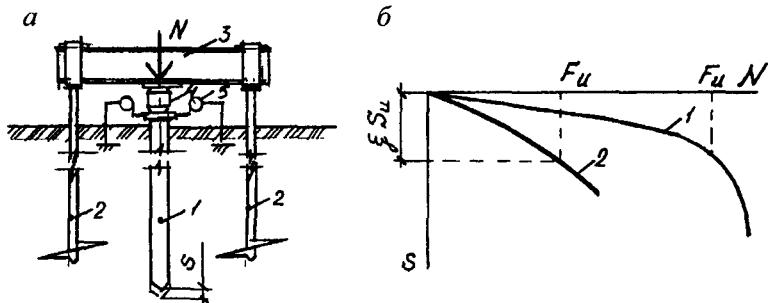


Рис. 5.21. Испытание свай вертикальной (пробной) нагрузкой: а – схема испытания; б – графики зависимости осадки сваи от пробной нагрузки; 1 – испытываемая свая; 2 – анкерные сваи; 3 – загрузочная балка; 4 – домкрат; 5 – измерители перемещений сваи

ку 3, жестко соединенную с анкерными сваями 2. Вертикальное перемещение измеряют прогибомерами 5. Перед началом испытания сваи дается время на ее «отдых». Нагрузку прикладывают ступенями по 0,1...0,15 ожидаемой несущей способности сваи. Каждую ступень нагрузки выдерживают до условной стабилизации осадки сваи согласно ГОСТ 5686–78 «Сваи пробные. Методы испытаний». Затем прикладывают следующие ступени нагрузки до достижения несущей способности сваи. По результатам измерения осадки сваи  $s$  при приложении нагрузки  $N$  строят график зависимости осадки сваи  $s$  от  $N$  (рис. 5.21, б).

Несущая способность сваи определяется по рекомендациям СНиП 2.02.03–85 в зависимости от характера графиков  $s - N$ . Различают два случая:

1. Предельное сопротивление грунта  $F_u$  при вдавливании сваи соответствует нагрузке, на одну ступень меньшую нагрузки, при которой возникают незатухающие осадки сваи (график 1 на рис. 5.21, б) без увеличения нагрузки на нее (при  $s \leq 20$  мм).

2. Если не наблюдается интенсивного нарастания осадки сваи при постоянной нагрузке (график 2 на рис. 5.21, б), за частное значение предельного сопротивления сваи  $F_u$  принимают нагрузку, соответствующую осадке сваи  $s = \zeta s_u$ , где  $s_u$  – предельное значение средней осадки здания по СНиП 2.02.01–83;  $\zeta$  – коэффициент пе-

рехода от предельного значения средней осадки фундамента здания к осадке сваи, принимаемый равным 0,2. Если значение  $\zeta s_u$  окажется больше 40 мм, то за частное значение сопротивления сваи  $F_u$  принимают нагрузку, соответствующую осадке сваи  $s = 40$  мм.

Коэффициент  $\zeta$  учитывает, что осадка свайного куста больше, чем осадка одиночной сваи. Согласно нормам этот коэффициент принят постоянным. На самом деле он должен зависеть от числа свай в кусте (Бронин В.Н., Далматов Б.И., 1982), а также от критерия условной стабилизации осадки сваи при испытании пробной нагрузкой (в ГОСТ 5686–78, за условную стабилизацию осадки принял критерий 0,1 мм/ч).

*Статические испытания сваи горизонтальной нагрузкой* осуществляют с помощью приложения усилия  $F$  к пробной свае. Пробную сваю 1 (рис. 5.22, а) нагружают ступенчато-гидравлическим домкратом 2, упираемым в опорный блок 5. Горизонтальное усилие, прикладываемое к свае, измеряют с помощью манометра 3, горизонтальное перемещение сваи и фиксируют прогибомером 4. Каждую ступень нагрузки выдерживают до условной стабилизации перемещения сваи и. Горизонтальное усилие доводят до величины, при которой начинаются незатухающие перемещения сваи. За предельное сопротивление сваи  $F_u$  (рис. 5.22, б) принимают ступень, предшествующую той, при которой начались

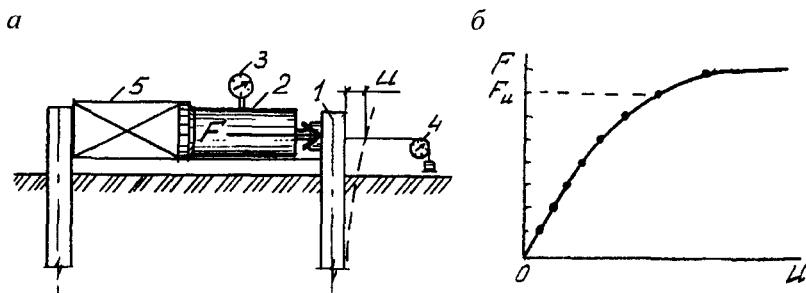


Рис. 5.22. Испытание свай горизонтальной (пробной) нагрузкой: а - схема испытания; б - графики зависимости перемещения сваи от пробной нагрузки; 1 - испытываемая свая; 2 - гидравлический домкрат; 3 - манометр; 4 - прогибомер; 5 - упорный блок

незатухающие перемещения сваи. Несущую способность сваи при действии горизонтального усилия  $F_{dh}$  определяют по формуле (5.12), в которой  $\gamma_c = 1$ .

Статические испытания сваи являются наиболее достоверными, и поэтому при нахождении силы расчетного сопротивления сваи  $F_{Rs}$ , кН, коэффициент надежности принимают минимальным ( $\gamma_k = 1,2$ ).

### 5.2.9. Определение несущей способности сваи по результатам динамических испытаний

Динамический метод заключается в определении несущей способности сваи по величине истинного *отказа* (погружения сваи в грунт после ее «отдыха») от удара молота. Чем глубже погружается забивная свая, тем большее сопротивление оказывает грунт ее внедрению. В результате от каждого удара получается все меньший и меньший «отказ». Метод динамических испытаний свай регламентирован ГОСТ 5686–78.

Работа, совершаемая при ударе молота о сваю (рис. 5.23), равна  $GH$ , где  $G$  – масса ударной части молота;  $H$  – высота его падения, расходуется на погружение сваи, на упругие деформации системы «молот – свая – грунт», на рассеивание энергии удара молота (на превращение механической энергии удара в тепловую и на разрушение подбака и головы сваи), что можно выразить формулой

$$GH = F_u s_a + Gh + GHa\alpha, \quad (5.13)$$

где  $F_u$  – предельное сопротивление грунта погружению сваи;  $s_a$  – «отказ» сваи после «отдыха»;  $h$  – высота отскока свайного молота после удара, зависящая от упругих деформаций системы «молот – свая – грунт»;  $\alpha$  – коэффициент, характеризующий потерю работы молота на рассеивание энергии удара.

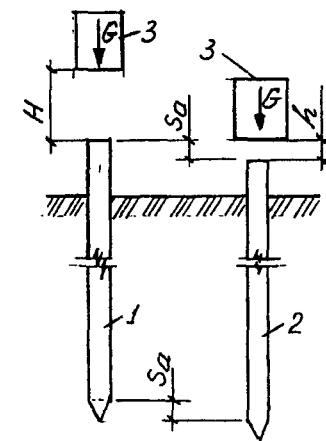


Рис. 5.23. Погружение сваи при забивке молотом: 1 – свая до удара; 2 – свая после удара; 3 – молот

После принятия ряда допущений и преобразования формулы (5.13) Н.М.Герсеванов получил формулу для предельного сопротивления сваи, которая с небольшими изменениями приводится в СНиП для определения отказов свай  $s_a \geq 0,002$  м в следующем виде:

$$F_u = 0,5\eta A M (\sqrt{1 + \{4E_d/(\eta A s_a)\}} \times \frac{\rightarrow}{\leftarrow \times \{[m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)] / (m_1 + m_2 + m_3)\} - 1}), \quad (5.14)$$

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от материала сваи, кПа (для железобетонных свай с наголовником 1500 кПа, деревянных свай без подбабка 1000 кПа, деревянных свай с подбабком 800 кПа);  $A$  – площадь поперечного сечения сваи,  $m^2$ ;  $M$  – коэффициент, зависящий от способа погружения сваи (при забивке свай молотами  $M = 1$ );  $E_d$  – расчетная энергия удара, кДж, принимаемая для молота одиночного действия, равной  $GH$ , для трубчатого дизель-молота – 0,9  $GH$  и штангового дизель-молота – 0,4  $GH$ ;  $s_a$  – остаточный «отказ» сваи после отдыха, м:  $m_1$  – полный вес молота, кН;  $m_2$  – вес сваи и наголовника, кН;  $m_3$  – вес подбабки, кН;  $\varepsilon^2$  – коэффициент восстановления удара молота (для молотов ударного действия  $\varepsilon^2 = 0,2$ ).

Число испытаний должно быть не менее 6. Нормативное значение предельного сопротивления сваи  $F_{u,n}$  и коэффициент надежности по грунту  $\gamma_g$  необходимо определять методами математической статистики по ГОСТ 205222–75.

Между весом молота и весом сваи (для молотов одиночного действия и штанговых) рекомендуется выдерживать следующее соотношение: в слабых грунтах  $G/m_2 = 1$ ; в грунтах средней плотности  $G/m_2 = 1,25$ ; в грунтах плотных  $G/m_2 = 1,5$ ; для трубчатых дизель-молотов  $G/m_2 = 0,7$ .

При малых «отказах» ( $s_a < 0,002$  м) необходимо учитывать упругие деформации системы грунт – свая. Для этого с помощью отказомера замеряют упругий и остаточный «отказы» сваи и по формуле (19) СНиП 2.02.03–85 определяют частное значение предельного сопротивления сваи.

Сила расчетного сопротивления сваи  $F_R$ , кН, определяется по формуле (5.1) с использованием коэффициента надежности  $\gamma_k = 1,4$  при измерении остаточных отказов и 1,25 – при измерении упругих.

В проектной практике часто решают обратную задачу. Задавшись сваебойным оборудованием по величине несущей способ-

ности  $F_d$  сваи, найденной теоретическим методом по формуле (5.6), используя формулу (5.14), вычисляют проектный (контрольный) «отказ» сваи  $s_{ap}$ , м:

$$s_{ap} = \frac{\eta A E_d [m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)]}{(m_1 + m_2 + m_3)(F_d/M)[(F_d/M) + \eta A]}, \quad (5.15)$$

где  $\eta$ ,  $A$ ,  $M$ ,  $E_d$ ,  $m_1$ ,  $m_2$ ,  $m_3$ ,  $\varepsilon^2$  – то же, что в формуле (5.14).

Если измеренный при динамических испытаниях «отказ» сваи после отдыха окажется больше проектного, то свая, заложенная в проект, имеет недостаточную несущую способность и необходимо корректировать проект.

### 5.2.10. Определение несущей способности сваи по результатам зондирования грунта

Метод зондирования заключается в измерении сил сопротивления грунта под наконечником  $P_q$ , кПа, и по боковой поверхности  $P_f$ , кПа, штанги или муфты трения зонда. Разделив их на соответствующие площади основания конуса зонда  $A_q$  и боковой поверхности штанги  $A_f$ , или муфты трения, определяют интенсивность сопротивления грунта под конусом  $q$ , и по боковой поверхности  $f$ , по формулам  $q = P_q/A_q$ ;  $f = P_f/A_f$ . Испытания выполняют по ГОСТ 20069–81 «Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием».

Несущую способность сваи находят по формуле (5.12). Число испытаний должно быть не менее 6. Частное значение предельного сопротивления забивной сваи в точке зондирования  $F_u$ , кН, следует определять по формуле

$$F_u = R_s A + f h u, \quad (5.16)$$

где  $R_s$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным зондирования, кПа,  $A$  – площадь поперечного сечения сваи,  $m^2$ ,  $h$  – длина сваи, м,  $u$  – периметр поперечного сечения сваи,  $f$  – среднее значение сопротивления грунта по боковой поверхности сваи по данным зондирования, кПа.

Сопротивление грунта  $R_s$  необходимо определять по формуле

$$R_s = \beta_1 q_s, \quad (5.17)$$

где  $\beta_1$  – коэффициент перехода от  $q_s$  к  $R_s$ , принимаемый по табл. 19 СНиП 2.02.03–85;  $q_s$  – среднее значение сопротивления грунта, кПа, под наконечником зонда, полученное на участке, расположенному в пределах одного диаметра (стороны) выше и четырех диаметров ниже отметки острия сваи.

Среднее значение сопротивления грунта  $f$  следует определять:

а) при применении зондов типа I, когда трение грунта происходит по всей длине штанги зонда, – по формуле

$$f = \beta_2 f_s; \quad (5.18)$$

б) при применении зондов типа II и III, когда трение грунта происходит по муфте, – по формуле

$$f = \left( \sum_{i=1}^n \beta_i f_{v,i} h_i \right) / h, \quad (5.19)$$

где  $\beta_1, \beta_2$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 19 СНиП 2.02.03–85;  $f_s$  – среднее сопротивление грунта по боковой поверхности штанги зонда при глубине ее погружения в грунт, равной длине сваи;  $f_{v,i}$  – среднее сопротивление  $i$ -го слоя грунта по боковой поверхности зонда, кПа;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта.

Типы зондов различаются способом измерения расчетного сопротивления грунта (или по всей длине штанги или по муфте трения) и регламентируются ГОСТ 20069–81.

Сила расчетного сопротивления сваи  $F_{R_s}$ , кН, определяется по формуле (5.1) при коэффициенте надежности  $\gamma_k = 1,25$ .

Определение несущей способности сваи по результатам испытания эталонной сваи аналогично определению ее несущей способности по результатам статического зондирования грунта. Основное отличие заключается в размерах эталонной сваи и зонда. У эталонной сваи размеры поперечного сечения значительно больше, чем у стандартного зонда, поэтому испытание грунта эталонной сваей более достоверно, чем зондом. Однако вдавливание эталонной сваи требует больших усилий, которых не могут развить современные стандартные установки статического зондирования. В связи с этим область испытания грунтов эталонной сваей крайне ограничена.

Испытание грунта эталонной сваей регламентировано ГОСТ 20069–81 и ГОСТ 24942–81, а методика определения несущей способности сваи с использованием результатов испытания грунта эталонной сваей изложена в пп. 5.8...5.10 СНиП 2.02.03–85.

### 5.3. Проектирование свайных фундаментов

#### 5.3.1. Работа свай в кусте

По характеру работы висячих свай под действием вертикальной нагрузки различают работу одиночной сваи и одной сваи в кусте. Висячие сваи передают усилия на грунты основания через боковую поверхность и нижний конец. В зависимости от соотношения этих усилий эпюры вертикальных напряжений, возникающих в горизонтальной плоскости, проходящей через нижний конец сваи, будут иметь различную форму. Приближенно такую объемную эпюру можно представить в виде конуса, который проецируется на вертикальную плоскость в виде треугольника (рис. 5.24, а). Под действием этих напряжений основание будет давать осадку.

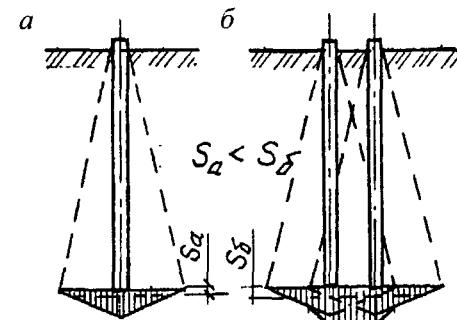


Рис. 5.24. Схемы работы сваи в грунте:  
а – одиночной; б – в составе свайного куста

При загрузке свайного куста эпюры нормальных вертикальных напряжений в основании свай накладываются друг на друга (при шаге свай менее  $6d$ ) и суммарная эпюра напряжений в основании свайного куста (рис. 5.24, б) существенно превышает эпюру напряжений одиночной сваи как по интенсивности, так и по размерам площади. Это приводит к большей величине осадки свай-

ного куста ( $s_a < s_{\delta}$ ). При шаге свай от  $6d$  до  $3d$  наложение эпюор напряжений не приводит к уменьшению несущей способности свай, а в то же время осадка свайного куста больше, чем осадка одиночной сваи. Это объясняется взаимным влиянием загружения основания свай в кусте.

### 5.3.2. Основные принципы и последовательность проектирования свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

а) первая группа – по прочности свай и свайных ростверков; по несущей способности свай; по устойчивости оснований свайных фундаментов в целом при действии горизонтальных или выдергивающих нагрузок;

б) вторая группа – по абсолютным осадкам и неравномерностям осадок оснований свайных фундаментов; по перемещениям свай от совместного действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций.

По первой группе предельных состояний проверяется усилие, действующее в свае, согласно формуле

$$N \leq F_d / \gamma_k = F_R, \quad (5.20)$$

где  $N$  – расчетная нагрузка первой группы предельных состояний, передаваемая на отдельную сваю, кН;  $F_d$  – несущая способность сваи, кН;  $\gamma_k$  – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности сваи;  $F_R$  – сила расчетного сопротивления сваи (по прочности материала сваи или грунта).

При определении  $N$  учитываются нагрузка, действующая по обрезу ростверка, собственный вес ростверка и грунта на его уступах. При расчете свай на выдергивание в нагрузку включается собственный вес сваи с отрицательным знаком. Если в сочетание нагрузок включают временные ветровые и крановые, то при проверке несущей способности крайних свай в ростверке  $F_d$  можно увеличивать на 20 %.

Оценка устойчивости оснований свайных фундаментов, как условных массивов выполняется, если на них передаются боль-

шие горизонтальные нагрузки или если основания ограничены откосами либо сложены крутопадающими слоями грунта (см. п. 3.13 СНиП 2.02.03–85). При расчете свай на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов проверяется местная устойчивость грунта, окружающего сваю (см. прил. 1 СНиП 2.02.03–85).

По второй группе предельных состояний ограничиваются абсолютная осадка  $s$  и неравномерности осадок ( $\Delta s/L$ ), основания свайных фундаментов согласно условиям

$$s \leq s_u, \quad (5.21)$$

$$\Delta s/L \leq (\Delta s/L)_u, \quad (5.22)$$

где  $s_u$ ,  $(\Delta s/L)_u$  – соответственно предельные абсолютные и относительные неравномерности осадок сооружения, устанавливаемые в задании на проектирование, а при их отсутствии в задании – по СНиП 2.02.01–83.

*Последовательность проектирования свайных фундаментов* включает следующие этапы: оценку инженерно-геологических условий площадки строительства; выбор глубины заложения ростверка; назначение типа, конструкции и размеров сваи; определение несущей способности сваи; определение приближенного веса ростверка и назначение количества (шага) свай в ростверке; конструирование ростверка; проверку усилий, передаваемых на сваи; проверку прочности ростверка; расчет осадки свайного фундамента.

### 5.3.3. Выбор глубины заложения ростверка

Глубина заложения ростверка  $d_g$  зависит от тех же факторов, что и у фундаментов мелкого заложения на естественном основании. В пучинистых грунтах значение  $d_g$  должно быть не меньше расчетной глубины промерзания  $d_f$ . Ростверк, как правило, для промышленных и гражданских сооружений располагают ниже пола подвала, кроме однорядного размещения свай под стены.

Для удобства производства работ ростверк стремятся по возможности располагать выше уровня подземных вод. Исключение

составляет случай применения деревянных свай, тогда подошва ростверка опускается ниже наименее высокого уровня подземных вод.

При непучинистых грунтах ростверки бесподвальных зданий могут закладываться у поверхности земли на 0,1...0,15 м ниже планировочных отметок. Сваи располагают вдоль стен в один или несколько рядов. В несильно пучинистых грунтах под ростверками наружных стен в пределах глубины промерзания укладывают слой керамзита (шлака) толщиной не менее 30 см или песка не менее 50 см. Техническое подполье и подвалы на период строительства защищаются от промерзания.

Ростверки под внутренние стены бесподвальных зданий устраивают выше пола технического подполья с отметкой верха ростверка на уровне низа надподвального перекрытия. При значительных уклонах местности допускаются уступы (перепады) в ростверке. Осадочные швы прорезают и ростверк.

#### 5.3.4. Определение типа, конструкции и размеров свай

Вид и размеры свай намечают одновременно с назначением глубины заложения ростверка  $d_g$ . Рациональная область применения различных видов свай определяется инженерно-геологическими условиями строительной площадки и конструктивными особенностями сооружения (Рекомендации..., 1982).

Забивные сваи рекомендуется применять при любых сжимаемых грунтах, подлежащих прорезке, за исключением насыпи с твердыми включениями, прослоек или линз твердого глинистого грунта или плотного песка, а также других видов грунтов с включениями валунов. Сваи-оболочки наиболее целесообразно применять при необходимости прорезки слабых грунтов значительной мощности и при действии на фундаменты больших нагрузок.

Буронабивные сваи рекомендуется использовать при значительных сосредоточенных нагрузках в связных грунтах, особенно когда несущий слой имеет значительные колебания кровли. Буровые сваи применяют в сложных инженерно-геологических условиях, когда требуется прорезка слабых отложений, содержащих включения валунов, гравия, гальки, при реконструкции зданий

и усилении фундаментов, в местах примыканий возводимых зданий и существующих.

Длина свай  $L$  (см. рис. 5.18) зависит от глубины расположения слоя, который принимается в качестве несущего и в который свая погружается (кроме скалы) на величину заделки  $l_z \geq 1,5$  м, но не менее 3 диаметров сваи. Несущим принимается слой грунта, обладающий хорошими строительными свойствами. При однородных (сжимаемых) грунтах длина свай назначается на основании технико-экономического сравнения вариантов свай различной длины. Свая, воспринимающая сжатие, заделывается в ростверк на величину  $\Delta_z \geq 0,05$  м. Для свай, работающих на выдергивание (изгибы), глубина их заделки в ростверк  $\Delta_z$  принимается из условия обеспечения прочности заделки. Общая длина свай

$$L = \Delta_z + \sum_{i=1}^n h_{gi} + l_z, \quad (5.23)$$

где  $h_{gi}$  – мощности прорезаемых, в том числе слабых грунтов, расположенных выше несущего слоя.

При использовании забивных свай  $L$  округляется в большую сторону до ближайшего номенклатурного размера, для свай, изготавливаемых в грунте,  $L$  округляется до размеров, кратных 0,1 м.

Короткие сваи обладают низкой несущей способностью, и из-за большого числа их в фундаменте ростверк имеет значительные размеры. Увеличение длины свай приводит к сокращению расхода бетона за счет сокращения как количества свай, так и объема ростверка. В то же время увеличение глубины погружения свай вызывает удорожание стоимости их устройства.

После определения длины свай назначают ее поперечное сечение. Если длина свай более 16 м, их делают стыкованными из 2 и даже 3 звеньев. В общем случае размер поперечного сечения свай уточняется в соответствии с требованиями обеспечения необходимой несущей способности сваи. Окончательное решение по конструкции и размерам свай принимают на основе технико-экономического сравнения вариантов свайного фундамента с учетом стоимости ростверка.

### 5.3.5. Определение приближенного веса ростверка и назначение количества (шага) свай в ростверке

Для определения количества свай в ростверке необходимо знать не только нагрузку, действующую по обрезу ростверка, но и вес ростверка с грунтом на его уступах, а также несущую способность свай. В начале проектирования свайного фундамента, когда неизвестны число свай и конструкция ростверка, для определения приближенного веса ростверка пользуются инженерным приемом. Учитывая, что минимальное расстояние между сваями  $3d$ , где  $d$  – размер поперечного сечения свай, условное давление под подошвой ростверка находят из предположения, что вся нагрузка, воспринимаемая сваями, передается на грунт. В этом случае среднее давление на основание под ростверком

$$p_g = F_R / (3 d)^2, \quad (5.24)$$

где  $F_R$  – сила расчетного сопротивления свай, кН.

Площадь подошвы ростверка  $A_g$ , м<sup>2</sup>, и приближенный его вес с грунтом на уступах  $N_g$  определяются по формулам

$$\begin{aligned} A_g &= N_{oi} / (p_g - \gamma_f \gamma_m d_g), \\ N_g &= \gamma_f A_g \gamma_m d_g, \end{aligned} \quad (5.25)$$

где  $N_{oi}$  – вертикальная нагрузка по обрезу фундамента I группы предельных состояний;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке (для собственного веса грунта  $\gamma_f = 1,1$ );  $\gamma_m$  – среднее значение удельного веса материала ростверка и грунта на его уступах (для здания с подвалом  $\gamma_m = 16\dots18$  кН/м<sup>3</sup>, без подвала –  $\gamma_m = 20\dots22$  кН/м<sup>3</sup>);  $d_g$  – глубина заложения ростверка.

Число свай в ростверке под колонну определяют из формулы

$$n_p = \eta_M (N_{oi} + N_g) / F_R, \quad (5.26)$$

где  $\eta_M = 1\dots1,6$  – коэффициент, учитывающий действие момента. Для центрально нагруженных фундаментов  $\eta_M = 1$ .

Для ленточных ростверков под стены здания определяют шаг свай  $l_p$ , м

$$l_p = k_n F_R / (N_{lp} + N_{lg}), \quad (5.27)$$

где  $k_n$  – число рядов свай;  $N_{lp}$  – нагрузка первой группы предельных состояний на 1 м длины обреза фундамента;  $N_{lg}$  – собственный вес 1 пог. м ростверка и грунта на

его уступах со стеновыми блоками (при их наличии). Размеры ростверка и стеновых блоков назначаются вначале конструктивно исходя из глубины заложения ростверка, толщины стены. Впоследствии прочность ростверка проверяется.

### 5.3.6. Конструирование ростверка

Конструирование ростверка начинают с размещения свай в плане. При этом необходимо стремиться к компактному размещению свай таким образом, чтобы линия равнодействующей всех сил при наиболее неблагоприятном сочетании нагрузок проходила через центр тяжести свайного куста в уровне подошвы ростверка. Характер размещения свай (шахматный или правильными рядами) зависит от числа свай. Для центрально-нагруженных фундаментов сваи размещают симметрично относительно осей поперечного сечения колонны.

Для внецентренно нагруженных фундаментов возможны три схемы размещения свай:

1. Сваи размещают симметрично относительно центра колонны, но число их увеличивают для восприятия момента введением коэффициента  $\eta_M > 1$  (см. формулу (5.26)). При этом сваи нагружены неравномерно. Наиболее нагружены сваи, максимально удаленные от центра колонны в направлении действия момента.

2. Сваи размещают неравномерно, но так, чтобы равнодействующая всех сил проходила через центр тяжести свайного поля. При этом все сваи нагружены равномерно, а  $\eta_M = 1$ .

3. Сваи размещают равномерно, но центр подошвы ростверка смещают в направлении действия момента относительно центра поперечного сечения колонны на среднюю величину эксцентриситета  $e_M$ . При этом все сваи оказываются нагруженными равномерно, а  $\eta_M = 1$ .

Размещение свай по схемам 2 и 3 возможно, если момент действующих на фундамент сил является постоянным.

Под стены зданий сваи размещают рядами вдоль осей стен (см. рис. 5.17, б). При размещении свай в один ряд наличие свай в углах здания обязательно, в местах пересечения стен – желательно. Круглые в плане сооружения имеют обычно ростверки круглые или кольцеобразные. Сваи размещают по концентрическим окружностям.

Минимальное расстояние между осями забивных висячих свай принимают не менее  $3d$ , где  $d$  – сторона или диаметр поперечного сечения сваи. Расстояние между сваями-стойками не регламентируется и зависит от нагрузок и возможности их погружения в грунт. Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай, свай-оболочек принимается не менее 1 м. Расстояние в свету от края сваи до края ростверка с учетом возможного отклонения от проектного положения сваи при забивке должно быть не менее 5 см. Отклонение сваи при забивке для однорядного расположения свай допускается  $0,2 d$ .

Ростверки под колонны, как правило, устраивают монолитные, из бетона класса не ниже В12,5. Для возможности использования стандартных опалубок высота ступеней ростверка принимается кратной 150 мм. В текучепластичных и текучих связных грунтах под ростверком устраивают подготовку из втрамбованного в грунт щебня или бетона толщиной 100 мм.

Ростверки под стены проектируют из железобетона или бетона класса не ниже В12,5. Сопряжение свай с ростверком возможно и как свободное опирание, и как жесткая заделка. Свободное опирание ростверка на сваи устраивается с помощью заделки головы сваи в монолитный ростверк на 5...10 см. Жесткая заделка свай в ростверке предусматривается в слабых грунтах (рыхлых песках, торфах, илах, текучих глинах), а также при действии на фундамент значительных моментов и горизонтальных сил, восприятии сваями выдергивающих нагрузок. Жесткое сопряжение свай с ростверком обеспечивается заделкой сваи или рабочей арматуры в ростверк в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84 на глубину, достаточную для анкеровки.

Ростверки армируют по расчету или конструктивно. По верху свай обычно укладывают арматурную сетку.

Конструирование ростверка завершается определением веса ростверка и грунта на его уступах. Вес ростверка под колонну  $N_g$ , кН, определяется по формуле

$$N_g = \gamma_f V_g \gamma_b, \quad (5.28)$$

где  $\gamma_f = 1,1$  – то же, что в формуле (5.25);  $V_g$  – объем ростверка, м<sup>3</sup> (определяется по его конструктивным размерам);  $\gamma_b = 24 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес железобетона.

Вес грунта  $N_{gg}$ , кН, на ступенях ростверка

$$N_{gg} = \gamma_f V_{gg} \gamma', \quad (5.29)$$

где  $V_{gg} = (A_g d_g - V_g) \gamma'$  – объем грунта на ступенях ростверка, м<sup>3</sup>;  $\gamma'$  – средневзвешенное значение удельного веса грунта, кН/м<sup>3</sup>, расположенного выше подошвы ростверка.

### 5.3.7. Проверка усилий, передаваемых на сваи

В общем случае на обрез фундамента могут действовать нормальное усилие  $N_0$ , горизонтальное усилие  $F_{0y}$  и изгибающий момент  $M_{0x}$  (рис. 5.25). В уровне подошвы ростверка нормальное усилие и изгибающий момент будут определяться по формулам  $N_1 = N_0 + N_g + N_{gg}$ , где  $N_g$  – вес ростверка, кН;  $N_{gg}$  – вес грунта на его уступах, кН и  $M_x = M_{0x} + F_{0y} d_g$ .

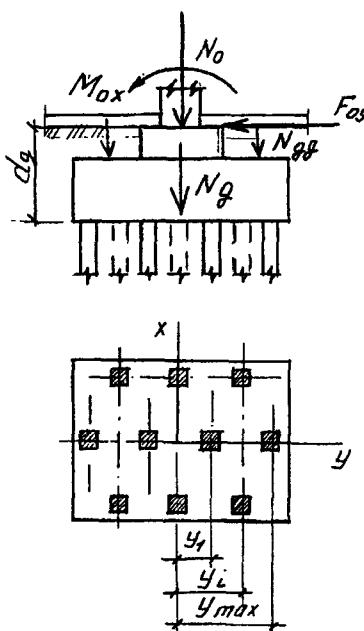


Рис. 5.25. Схема к определению усилий в сваях внецентрично нагруженного фундамента

Напряжение в  $i$ -й свае можно вычислить по следующей формуле:

$$\sigma_i = N_i / (n_p A_c) \pm M_y y_i / I_c, \quad (5.30)$$

где  $n_p$  – число свай в фундаменте;  $A_c$  – площадь поперечного сечения сваи;  $y_i$  – расстояние от центра тяжести свайного поля до центра тяжести поперечного сечения  $i$ -й сваи;  $I_c$  – момент инерции поперечных сечений свай фундамента (свайного поля).

**Момент инерции свайного поля**

$$I_c = I_c A_c + A_c \sum_{i=1}^n y_i^2, \quad (5.31)$$

где  $I_c$  – момент инерции поперечного сечения сваи.

Учитывая, что первое слагаемое в формуле (5.31) значительно меньше второго, с небольшой погрешностью момент инерции свайного поля можно вычислять из зависимости

$$I_c = A_c \sum_{i=1}^n y_i^2. \quad (5.32)$$

Подставив в формулу (5.30) значение  $I_c$  из формулы (5.32) и умножив полученное выражение на  $A_c$ , приходим к формуле

$$N_i = (N_1 / n_p) \pm (M_x y_{\max} / \sum_{i=1}^n y_i^2), \quad (5.33)$$

где  $N_i = \sigma_i A_c$  – усилие в  $i$ -й свае.

Для нахождения экстремальных значений  $N_{\max, \min}$  выбирают крайние сваи в ростверке, для которых  $y = y_{\max}$ .

$$N_{\max, \min} = (N_1 / n_p) \pm (M_x y_{\max} / \sum_{i=1}^n y_i^2). \quad (5.34)$$

При суммировании слагаемых в формуле (5.34) получают  $N_{\max}$  и проверяют условие (5.1)

$$N_{\max} \leq F_R,$$

при вычитании слагаемых – получают  $N_{\min}$ . Если окажется, что  $N_{\min} < 0$ , то необходимо выполнить проверку свай на выдергивание согласно условию

$$|N_{\min}| < F_{d_u} / \gamma_k = F_{R_u}, \quad (5.35)$$

где  $F_{R_u}$  – сила расчетного сопротивления сваи на выдергивание, кН.

В случае одновременного действия изгибающих моментов относительно осей  $x$  и  $y$  экстремальные значения усилий в сваях находят по формуле

$$N_{\max, \min} = (N_1 / n_p) \pm (M_x y_{\max} / \sum_{i=1}^n y_i^2) \pm (M_y x_{\max} / \sum_{i=1}^n x_i^2), \quad (5.36)$$

где  $M_x$  – расчетный изгибающий момент относительно оси  $x$ , кН·м;  $x_i$  – расстояние от главных осей до оси центра тяжести поперечного сечения каждой сваи, м;  $y_{\max}$  – расстояние от центра тяжести свайного поля до центра тяжести поперечного сечения наиболее удаленной сваи, м.

Для центрально-нагруженных фундаментов расчетную нагрузку на сваю проверяют по условию

$$N = (N_1 / n_p) < F_R, \quad (5.37)$$

где  $N_1$  и  $n_p$  – то же, что в формуле (5.33).

Для внецентренно нагруженных фундаментов при расчете на сочетание нагрузок, включающее ветровые и крановые, необходима дополнительная проверка нагрузки на сваи по условию (5.37) без указанных временных нагрузок. При этом сила расчетного сопротивления свай уменьшается на 20 %.

### 5.3.8. Проверка прочности ростверка

Расчет выполняется по I группе предельных состояний и заключается в проверке прочности ростверка: на продавливание колонной; угловой сваей; по поперечной силе в наклонных сечениях; на смятие под торцом колонн; на изгиб плитной части (Рекомендации..., 1974). Основное отличие в прочностном расчете ростверков от фундаментов мелкого заложения заключается в том, что пирамиду продавливания строят от наружных граней сечения колонны или подколонника до граней поперечного сечения свай, обращенных к колонне и выходящих за пределы ее сечения. При этом проверяемые сечения не обязательно будут направлены под углом  $45^\circ$  к направлению продавливающей (поперечной силы).

В качестве продавливающей (поперечной) силы принимается сумма расчетных усилий в сваях, расположенных вне пирамиды продавливания (наклонного сечения). Несущую способность пирамиды продавливания и наклонных сечений определяют в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01–84.

### 5.3.9. Расчет осадки свайного фундамента

Указанный расчет относится к проверке основания по второй группе предельных состояний, поэтому в расчете используют нагрузку  $N_{\text{оп}}$  действующую на обрез фундамента. СНиП рекомендуют применять при определении осадки висячих свай расчетную схему, согласно которой осадка грунта происходит только ниже концов свай от некоторого условного фундамента  $ABCD$  (рис. 5.26), включающего сваи и окружающий их грунт.

Условный массив ограничивают контурами: сверху – поверхностью планировки; с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстояние  $h \operatorname{tg}(\varphi_{\text{II},m}/4)$ , но не больше  $2d$  в случаях, когда под нижними концами свай залегают глинистые грунты с показате-

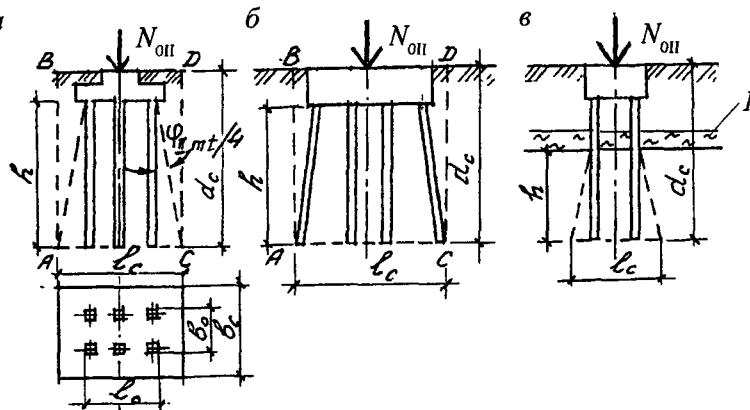


Рис. 5.26. Схемы условных свайных фундаментов для расчета их осадки: а – с вертикальными сваями; б – с наклонными сваями; в – при наличии в пределах длины свай сильноожимаемого грунта; 1 – сильноожимаемый грунт; ABCD – условный фундамент;  $b_c, l_c$  – ширина и длина подошвы условного фундамента

лем  $I_L > 0,6$ ; снизу – плоскостью в уровне нижних концов свай (рис.5.26, а); здесь  $\varphi_{\text{II},m}$  – осредненное значение угла внутреннего трения, град, в пределах длины свай  $h$ , м, определяемое по формуле

$$\varphi_{\text{II},m} = \sum_{i=1}^n \varphi_{\text{II},i} h_i / \sum_{i=1}^n h_i, \quad (5.38)$$

где  $\varphi_{\text{II},i}$  – расчетные значения угла внутреннего трения, град, для отдельных слоев толщиной  $h_i$ , м.

Размеры условного массива при наклонных сваях, наличии прослоек торфа, ила в пределах длины свай показаны на рис. 5.26, б, в. Ширину и длину подошвы условного свайного фундамента, показанного на рис.5.26, а,  $b_c$  и  $l_c$ , м, определяют по формулам

$$\begin{aligned} b_c &= b_0 + 2 h \operatorname{tg}(\varphi_{\text{II},m}/4), \\ l_c &= l_0 + 2 h \operatorname{tg}(\varphi_{\text{II},m}/4), \end{aligned} \quad (5.39)$$

где  $b_0, l_0$  – расстояния между наружными гранями крайних рядов свай вдоль меньшей и большей сторон подошвы ростверка, м.

Вес условного массива вычисляют по формуле

$$N_c = b_c l_c \sum_{i=1}^n \gamma_{\text{II},i} h_i, \quad (5.40)$$

где  $\gamma_{\text{II},i}$  – значение удельного веса отдельных слоев грунта, кН/м<sup>3</sup>, толщиной  $h_i$ , м, в пределах глубины заложения условного фундамента  $d_c$ , м.

Для возможности выполнения расчета осадки методами, регламентируемыми СНиП 2.02.01–83 и основанными на использовании теории линейно деформируемых сред, необходимо выполнение условия

$$p_{\text{II}} = (N_{\text{оп}} + N_c) / (b_c l_c) < R, \quad (5.41)$$

где  $p_{\text{II}}$  – давление на грунт по подошве условного фундамента, кПа;  $N_{\text{оп}}$  и  $N_c$  – соответственно нагрузка на обрез ростверка и вес условного свайного фундамента, кН;  $b_c$  и  $l_c$  – соответственно ширина и длина подошвы условного фундамента;  $R$  – расчетное сопротивление грунта, кПа, расположенного под подошвой условного фундамента, определяемое при  $d = d_c$  и  $b = b_c (b_c l_c)$  (см. рис. 5.26, а).

В случае невыполнения условия (5.41) увеличивают или длину свай или их количество. При выполнении условия (5.41) производят

расчет осадки свайного фундамента. Наиболее часто используют метод послойного суммирования. Осадку грунтов основания, расположенных ниже конца свай, определяют от дополнительного давления  $p_0 = p_{II} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$ , кПа, действующего по подошве условного фундамента.

Последовательность расчета осадки (см. разд. 6.2.1 и 6.2.2 учебника «Механика грунтов», 2000) включает этапы: а) построение эпюры природных напряжений; б) построение эпюры дополнительных напряжений; в) определение мощности сжимаемого слоя; г) подсчет осадки.

Расчетная осадка фундамента должна быть меньше предельно допустимой для сооружения согласно условию (5.21). При большой неравномерности нагрузок на фундаменты и при слабых грунтах возникает необходимость проверки относительной неравномерности осадок свайных фундаментов по условию (5.22). Для этого определяют осадки наиболее близко расположенных фундаментов с наибольшей разницей в нагрузках.

### 5.3.10. Расчет горизонтально нагруженного свайного фундамента

Фундаменты арок, сводов, эстакад путепроводов, колонн с крановыми нагрузками и других сооружений испытывают значительные горизонтальные усилия. Свай, нагруженная горизонтальным усилием, подвергается изгибу. Смещению свай в горизонтальном направлении препятствует грунт. При смещении свай грунт уплотняется и сопротивление его возрастает, у поверхности грунта наблюдается выпор. Характер изгиба свай зависит от ее жесткости и условий заделки свай в ростверк (рис. 5.27). Жесткие сваи поворачиваются без изгиба. При жесткой заделке свай в ростверк горизонтальное смещение свай уменьшается.

Жесткость сваи оценивают по приведенной глубине погружения свай  $\bar{l}$ , определяемой по формуле

$$\bar{l} = l\alpha_3, \quad (5.42)$$

где  $l$  – действительная глубина погружения свай в грунт, м (расстояние от поверхности грунта до острия свай);  $\alpha_3$  – коэффициент деформации, 1/м, определяемый из зависимости

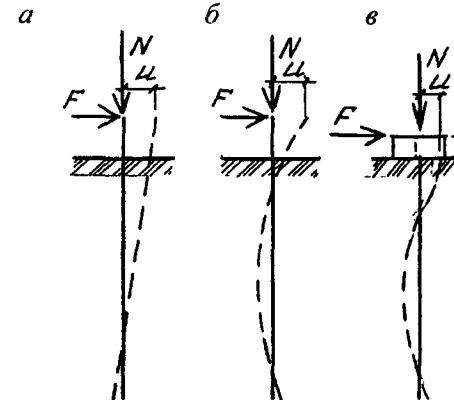


Рис. 5.27. Расчетные схемы работы горизонтально нагруженных свай:  
а – жесткой; б – гибкой; в – гибкой, жестко заделанной в ростверк

$$\alpha_3 = \sqrt[5]{Kb_p / (\gamma_c EI)}, \quad (5.43)$$

здесь  $K$  – коэффициент пропорциональности, кН/м<sup>4</sup>;  $b_p$  – условная ширина сваи, м, принимаемая равной  $1,5d + 0,5$  м;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы;  $E$  – модуль упругости материала сваи, кПа;  $I$  – момент инерции поперечного сечения сваи, м<sup>4</sup>.

Если  $\bar{l} \leq 1$ , сваю считают жесткой, при  $\bar{l} > 1$  – гибкой. Свая считается жестко защемленной в ростверке, если она заделана в ростверк на глубину не менее  $2d$ .

Расчет горизонтально нагруженных свайных фундаментов состоит из двух этапов: первого – на вертикальную нагрузку, как это было изложено раньше, и второго – проверки свай на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Расчет свай на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов выполняют в две стадии (см. прил. 1 СНиП 2.02.03–85). В *первой стадии* грунт рассматривается как упругая линейно деформируемая среда с коэффициентом постели, линейно увеличивающимся с глубиной. В статическом отношении свая работает как балка на упругом винклеровском основании, имеющая заданное поперечное сечение и заданные нагрузки на одном конце.

На основе решений строительной механики получены формулы для определения горизонтального перемещения сваи в уровне подошвы ростверка  $u$  и угла ее поворота  $\psi$ , расчетного давления  $\sigma_z$ , оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай, а также для определения изгибающих моментов  $M$  и поперечных сил  $H$  в различных сечениях по длине сваи. Последовательность расчета свай включает:

а) расчет свай по деформациям, который сводится к проверке условий допустимости расчетных значений горизонтального перемещения головы свай и угла их поворота

$$u < u_{\text{н}}; \quad \psi < \psi_{\text{н}}, \quad (5.44)$$

где  $u_{\text{н}}$  и  $\psi_{\text{н}}$  – предельно допустимые значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад, устанавливаемые в задании на проектирование сооружения;

б) расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю (только для свай  $d > 0,6$  м), заключающейся в сопоставлении расчетного давления  $\sigma_z$  с несущей способностью грунта;

в) проверку прочности свай как внецентренно сжатых элементов по предельным состояниям первой и второй групп.

Во *второй стадии* в верхней зоне грунта вокруг сваи образуется зона предельного равновесия и возникает необходимость проверки несущей способности сваи при действии горизонтальной нагрузки согласно условию

$$H \leq F_{dh} / \gamma_k, \quad (5.45)$$

где  $H$  – расчетное горизонтальное усилие, кН, действующее на 1 сваю;  $F_{dh}$  – несущая способность сваи, кН, при действии горизонтальной нагрузки, определяемая экспериментально или расчетом;  $\gamma_k$  – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности сваи.

При определении  $H$  нормы допускают равномерное распределение общей горизонтальной нагрузки, действующей на фундамент, на отдельные сваи. В случае действия значительных горизонтальных усилий (угол наклона равнодействующей к нормали превышает  $5^\circ$ ) сваи в фундаменте ставят под углом к вертикали. Наклонные сваи называют *козловыми*.

Систему «сваи – грунт – ростверк» принято рассматривать как пространственную рамную конструкцию (статически неопределенную), взаимодействующую с упругим основанием. Ригелем этой рамы является ростверк, а стойками – сваи. Взаимодействие грунта и свай в зависимости от необходимой точности расчета может быть учтено двумя способами: как жесткая условная заделка свай в грунте или как деформация гибкого стержня в упругой среде. Для низких ростверков учитывается дополнительно сопротивление грунта по его боковым поверхностям.

## Глава 6

### ИСКУССТВЕННО УЛУЧШЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ

#### 6.1. Виды искусственно улучшенных оснований

Вторая половина XX столетия характеризуется во всем мире масштабным строительством, в связи с чем многие здания и сооружения закладываются на площадках, сложенных слабыми грунтами. Для не очень тяжелых объектов, требующих длинные сваи или фундаменты глубокого заложения, целесообразным может являться искусственное улучшение работы основания в целом либо свойств слагающих его грунтов, что иногда называют технической мелиорацией грунтов.

Существует большое количество методов улучшения свойств грунтов и связанных с этим соответствующих обзоров и классификаций. Большинство классификаций рассматривает искусственное изменение свойств тех или иных групп грунтов для отдельных видов строительства. При этом наиболее подробные исследования проводились для дорожного и гидротехнического строительства, то есть для областей, где грунт является материалом сооружений. В настоящей главе вопросы технической мелиорации грунтов излагаются, в основном, применительно к задачам промышленного и гражданского строительства, в котором грунт рассматривается как основание зданий и сооружений.

При ПГС методы искусственного улучшения свойств грунтов оснований можно подразделить на способы подготовки оснований и способы усиления оснований существующих зданий и сооружений.

Подготовка оснований производится до начала строительства и может осуществляться:

- **конструктивными методами**, когда развитие деформаций в зоне влияния сооружения ограничивается в том или ином направлении;

- **физико-механическим методом**, а именно **уплотнением грунтов** с доведением их свойств до значений, гарантирующих устойчивость и допустимую осадку возводимого сооружения.

Способы усиления оснований существующих зданий и сооружений могут быть весьма различными (см. гл. 12). Одним из весьма эффективных является **физико-химический метод**, а именно **закрепление грунтов** инъекцией различных вяжущих (цемент, силикат натрия, смола и т. п.). Сюда же можно отнести и термическую обработку лессовых и глинистых грунтов.

Конструктивные методы включают в себя устройство грунтовых подушек, применение шпунтового ограждения, боковых пригрузок и армирования грунта.

Уплотнение грунта может быть поверхностным или глубинным. С помощью уплотнения грунта возможно устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах.

Закрепление грунтов в основаниях существующих промышленных и гражданских сооружений производится с помощью различных реагентов на некоторую глубину под фундаментами, то есть является глубинным.

Необходимо отметить, что приведенное разделение методов улучшения свойств грунтов оснований является в некоторой степени условным. Например, такие конструктивные методы, как шпунтовое ограждение и армирование, могут применяться и при усилении оснований существующих зданий и сооружений. С другой стороны, закрепление грунта с помощью термической обработки в последние годы используется и для подготовки оснований. Активно внедряемый в практику усиления оснований гидроразрывной метод наряду с закреплением обеспечивает также и уплотнение грунта.

Таким образом, в настоящее время в сложных инженерно-геологических условиях могут применяться самые разнообразные методы усиления оснований. Выбор этих методов, а также и их комбинаций зависит от характера напластований и свойств грунтов, интенсивности передаваемых нагрузок, особенностей сооружений и возможностей строительных организаций.

## 6.2. Конструктивные методы улучшения работы грунтов в основании

### 6.2.1. Устройство грунтовых подушек

Как известно, вертикальные нормальные напряжения концентрируются непосредственно под подошвой фундаментов, рассеиваясь с глубиной. Горизонтальные нормальные, а также касательные напряжения распространяются в стороны от углов жесткого фундамента, однако их изобары при значениях  $0,2p$  (где  $p$  – вертикальное давление по подошве фундамента) не простираются далее чем на полуширину фундамента (см. ч. I, гл. 5). Отсюда следует, что если в пределах области ожидаемых значительных уплотнений и сдвигов заменить слабый грунт на прочный и малосжимаемый, то работа основания существенно улучшится. Такое конструктивное мероприятие носит название грунтовой подушки (рис. 6.1, а).

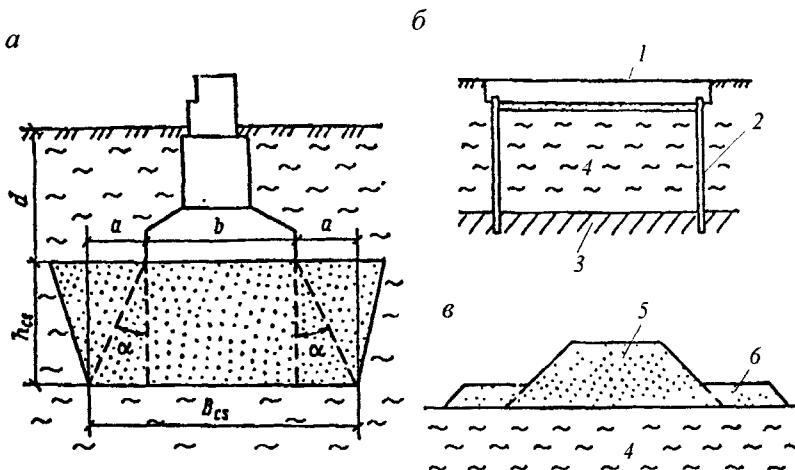


Рис. 6.1. Устройство в слабых грунтах: а – песчаных подушек; б – шпунтового ограждения; в – боковых пригрузок

Материалами для подушек служат, как правило, щебень, песок и другие зернистые грунты, которые хорошо уплотняются. Реже подушки устраивают из местных грунтов (супеси, суглинки или глины). Эти грунты следует укладывать при оптимальной

влажности, что часто требует их сушки или доувлажнения. Кроме того, фундаменты, устраиваемые на таких подушках, следует закладывать ниже расчетной глубины промерзания.

### 6.2.2. Шпунтовые ограждения

Применение этих ограждений призвано предотвратить выпор грунта в стороны из-под фундамента. Кроме того, при симметричном устройстве резко снижаются также горизонтальные деформации грунта, который сжимается в шпунтовой обойме преимущественно в вертикальном направлении.

Конструктивное решение в этом случае обычно принимается следующим (рис. 6.1, б): по контуру фундаментной плиты 1 через слабый грунт 4 забивается шпунт 2, нижние концы которого доводятся до относительно плотного грунта 3. Верхние концы шпунта не должны перемещаться в горизонтальном направлении, для чего их задельвают в фундаментную плиту.

Очевидно, при большой толще слабых грунтов и значительных нагрузках следует ожидать больших осадок устроенного таким образом сооружения, однако устойчивость основания будет гарантированной.

### 6.2.3. Боковые пригрузки

Использование боковых пригрузок также имеет целью предотвращение выпора грунта из-под подошвы фундамента. Однако выпор развивается при исчерпании несущей способности основания, что недопустимо для любых сооружений. В связи с этим применение боковых пригрузок эффективно тогда, когда нагрузка на основание должна быть увеличена. Такая ситуация чаще всего возникает при компенсационных досыпках претерпевших большие осадки насыпей 5 (например, железнодорожных) до проектных отметок, при этом пригрузки 6 повышают устойчивость их оснований (рис. 6.1, в).

### 6.2.4. Армирование грунтов

Это мероприятие, заимствованное из практики конструирования железобетонных изделий, сравнительно недавно начало при-

меняться к грунтам. Суть его заключается в заблаговременной укладке (для насыпных сооружений) или забивке (для массивов естественного сложения) в грунты армирующих элементов. Последние изготавливаются из различных материалов (от геотекстиля до металла) и могут иметь вид лент, матов или отдельных стержней.

При надлежащей прочности на растяжение и хорошем сцеплении с грунтом армирующие элементы способны увеличить несущую способность оснований, а также устойчивость подпорных стенок. При устройстве выемок забиваемые по мере отрывки котлованов арматурные стержни позволяют устраивать откосы вертикальными (рис. 6.2, *a*, *b*, *c*).

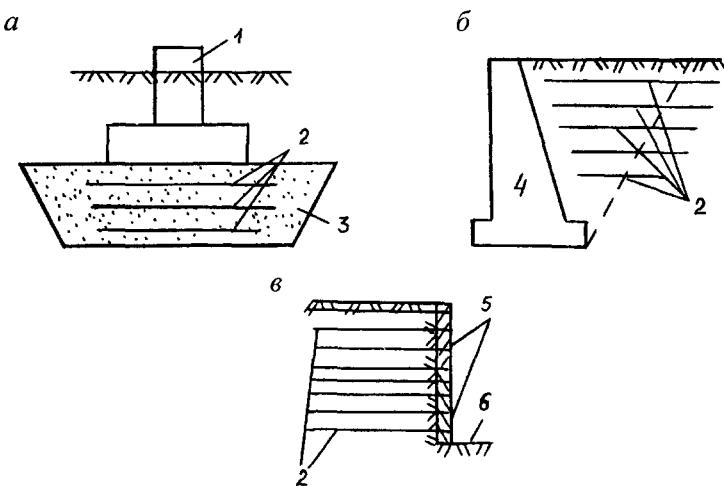


Рис. 6.2. Армирование грунта: *a* – в искусственном основании; *b* – в засыпке у подпорной стенки; *c* – в стене котлована; 1 – фундамент; 2 – армирующие элементы; 3 – песчаная подушка; 4 – подпорная стенка; 5 – сборная облицовка; *b* – дно котлована

Общим достоинством всех рассмотренных выше конструктивных методов является возможность их применения при любых условиях, так как они не связаны с улучшением характеристик грунтов. К недостаткам конструктивных методов следует отнести их значительную материалоемкость.

Расчетное обоснование применения конструктивных мероприятий в ряде случаев может быть выполнено с помощью простых аналитических методов. При проектировании подушек следует установить их размеры – толщину и в плане. Для этого, первоначально задавшись материалом подушки, определяют размеры фундамента в предположении, что он опирается на подушку неограниченной мощности. Оптимальную толщину подушки  $h_{cz}$  определяют исходя из величины вертикальных напряжений, которая может быть передана на слабый грунт, залегающий под ее подошвой. Расчетное сопротивление слабого грунта  $R_s$  устанавливается, как на подстилающий слой слабого грунта (Далматов Б.И. и др., 2000). Обычно  $h_{cz}$  варьируется в пределах от 1 до 2,5 м. Расчет ведут методом последовательных приближений, добиваясь выполнения условия на кровле слабого слоя

$$p_z \leq R_s, \quad (6.1)$$

где  $p_z$  – сумма давлений, передаваемых на слабый слой от фундамента и веса подушки.

Плановые размеры подушки, и в частности  $B_{cz}$ , определяются из условия ограничения горизонтальных давлений на слабый грунт. При этом исходят из распределения давлений в материале подушки под углом  $\alpha = 30\ldots45^\circ$ . Отсюда

$$B_{cz} = b + 2 h_{cz} \operatorname{tg} \alpha. \quad (6.2)$$

Расчет шпунтовых ограждений следует производить по деформированной схеме, что требует обязательного применения численных методов. При расчетных оценках величин боковых пригрузок могут использоваться аналитические выражения СНиП 2.02.01-83\* (раздел расчета оснований по несущей способности). Эта методика позволяет выполнять расчеты и для нестабилизированных состояний. Влияние на устойчивость и деформации оснований армирования грунтов может эффективно моделироваться с помощью некоторых компьютерных программ, и в частности последней версии пакета «Геомеханика», включающей использование стержневых элементов (Фадеев А.Б. и др., 1997).

## 6.3. Уплотнение грунтов

### 6.3.1. Поверхностное уплотнение грунтов

Поверхностное уплотнение грунтов может производиться укаткой, трамбованием и вибрационным воздействием. Для этого используются катки, тяжелые трамбовки, сбрасываемые обычно с высоты 5...10 м, и виброплиты.

Уплотнение грунта реализуется вследствие уменьшения объема пор. Так как применяемые для поверхностного уплотнения механизмы оказывают на грунт кратковременное действие, это уменьшение возможно, если в порах грунта в той или иной степени будет присутствовать воздух. Для пылевато-глинистых грунтов способность их к поверхностному уплотнению оценивается по степени водонасыщенности  $S_v$ , которая не должна превышать 0,7.

В результате укатки, трамбования или вибрационных воздействий, а также в ряде случаев их комбинации на площадке образуется слой уплотненного грунта, толщина которого зависит от массы, опорной площадки и скорости проходки (для катков) или высоты падения (для трамбовок). Общая толщина уплотненного слоя в зависимости от использованных механизмов может варьироваться в широких пределах – от 0,1 до 3 м.

Наименьшие значения толщины уплотнения достигаются катками, при этом даже тяжелые вибрационные катки способны обеспечить толщину уплотнения не более 1,2 м. В связи с этим катки используются при подготовке оснований только для уплотнения песчаных подсыпок, имеющих небольшую толщину. Кроме того, катки обычно применяются при устройстве песчаных подушек, устраиваемых выше уровня подземных вод, когда песок укладывается слоями толщиной 0,2...0,3 м.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками впервые в СССР было исследовано и применено для целей ирригационного строительства в 1940–1941 гг. Г.М. Ломизе и С.Г. Хлебниковым. Позднее, в 1954 г., этот метод был внедрен и в промышленное и в гражданское строительство.

Тяжелыми трамбовками массой от 2 до 5 т можно уплотнить грунты на глубину до 2...3 м. При этом удары трамбовки наносятся по одному месту до отказа, то есть до одинакового понижения от удара в пределах 0,5...2 см, где меньшие значения соответствуют пескам, а большие – глинистым грунтам. Число ударов по одному месту может достигать 6...12 раз.

Режим уплотнения устанавливается экспериментально. Для этого определяют оптимальные плотность и влажность. Грунты с влажностью меньше оптимальной перед уплотнением доувлажняются путем подачи воды в открытый котлован. Уплотнение производят до определенной плотности сложения, выражаемой коэффициентом уплотнения  $k_{comp}$  равным отношению плотности скелета уплотненного грунта к оптимальной плотности грунта  $\rho_d / \rho_{d,max}$ , которое обычно должно быть не менее 0,95.

Ввиду того, что при уплотнении дно котлована понижается, его отметку до начала работ принимают выше проектной на величину возможного понижения. Уплотнение обычно признается целесообразным, если понижение трамбуемой поверхности превышает 5 см для песчаных и 8 см для глинистых грунтов. В зависимости от коэффициента пористости грунта в природном состоянии и глубины уплотнения величина понижения трамбуемой поверхности тяжелыми трамбовками может достигать 40...60 см. Ширина уплотняемой полосы за пределами фундаментов должна быть не менее 0,3 м.

Достоинствами поверхностного уплотнения грунтов природного сложения с помощью тяжелых трамбовок являются возможность уплотнять любые (связные или несвязные) грунты, а также фактически нулевая материалоемкость. К недостаткам трамбования традиционно относятся низкая производительность труда, высокая степень изнашиваемости тросов и лебедок.

Расчет фундаментов на поверхностно уплотненных грунтах следует производить как для двухслойного основания. Прочностные и деформативные характеристики верхнего слоя должны определяться по результатам испытаний. При отсутствии экспери-

ментальных характеристик в расчетах можно пользоваться данными табл. 6.1 и 6.2 (Справочник..., 1985).

Таблица 6.1

**Расчетные сопротивления основания из уплотненных грунтов**

Грунты	$R_o$ , МПа, при коэффициенте уплотнения $k_{com}$		
	0,92	0,95	0,97
Супеси	0,2	0,25	0,28
Суглинки	0,25	0,3	0,32
Глины	0,3	0,35	0,4
Крупные пески	0,3	0,4	0,5
Средние пески	0,25	0,3	0,4
Мелкие пески	0,2	0,25	0,3

Таблица 6.2

**Нормативные значения модулей деформации некоторых видов уплотненных грунтов**

Грунты	$E$ , МПа			
	при влажности уплотнения, равной $w_{opt}$		в водонасыщенном состоянии	
	$k_{com} = 0,92$	$k_{com} = 0,95$	$k_{com} = 0,92$	$k_{com} = 0,95$
Лессовидные супеси	20	25	15	20
Лессовидные суглинки	25	30	20	25
Крупные пески	30	40	—	—
Средние пески	25	30	—	—
Мелкие пески	15	20	—	—

**Вытрамбование котлованов под фундаменты.** Этот метод является некоторой разновидностью поверхностного уплотнения грунтов трамбованием. Суть его заключается в вытрамбовании полости с помощью серии ударов специальной трамбовкой по одному месту. В полость укладывают бетон, который и образует тело фундамента. Несущая способность таких фундаментов может быть повышена за счет уширения, образованного втрамбованным щебнем (рис. 6.3, а, б).

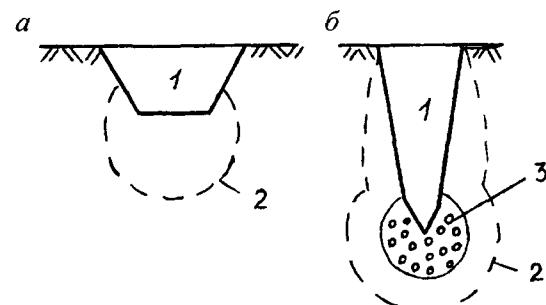


Рис. 6.3. Фундаменты в вытрамбованных котлованах: а – с плоской подошвой; б – с конической подошвой и втрамбованием щебня в грунт: 1 – фундамент; 2 – зона уплотненного грунта; 3 – втрамбованный щебень

Вытрамбовывание котлованов может производиться почти во всех грунтах независимо от степени их водонасыщения. Трамбовки, имеющие форму будущих фундаментов, обычно имеют массу от 1,5 до 10 т и сбрасываются с высоты 4...8 м. Для обеспечения многократного сбрасывания трамбовок в одно и то же место используемые краны или экскаваторы снабжаются направляющими стойками.

При расчетах фундаментов в вытрамбованных котлованах по деформациям используется меньшее из двух расчетных сопротивлений – уплотненного грунта и грунта естественного сложения, подстилающего уплотненную зону. При этом удобно пользоваться структурной схемой расчета, приведенной в книге (Справочник..., 1991).

### 6.3.2. Глубинное уплотнение грунтов

Глубинное уплотнение грунтов широко применяется в мировой практике. Это объясняется тем, что при надлежащем качестве работ глубинное уплотнение способно обеспечить высокую плотность и малую деформативность мощных толщ относительно слабых грунтов.

Методы глубинного уплотнения для сыпучих и связных грунтов имеют отличия, обусловленные различной способностью реа-

гировать на динамические воздействия. Пески при глубинном уплотнении обычно подвергают вибрациям или взрывам. С помощью взрывов в сочетании с предварительным замачиванием до середины 60-х годов уплотняли и лессы. Однако многолетняя практика показала, что этот способ не гарантирует сооружения от больших неравномерных осадок. Для связных грунтов наибольший эффект уплотнения обеспечивается при воздействии статических нагрузок.

**Глубинное уплотнение несвязных грунтов динамическими воздействиями.** С помощью вибрационных воздействий пески обычно уплотняют погружением вибратора (рис. 6.4, а). Впервые в СССР глубинное уплотнение рыхлых среднезернистых песков вибратором было произведено Г.Л. Медведевым и И.А. Физделем в 1939 г. В последующем метод достаточно широко применялся для подготовки оснований, в основном, промышленных сооружений. В зарубежной практике этот метод позволял уплотнять мощные толщи водонасыщенных песков (до 17 м в Па-де-Кале, Франция).

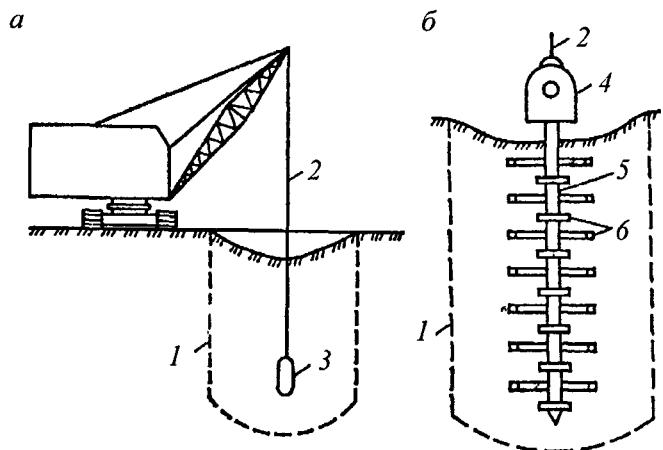


Рис. 6.4. Уплотнение насыщенных водой песков вибрированием с помощью:  
а – глубинного вибратора; б – вибропогружателя с уплотнителем;  
1 – граница уплотнения; 2 – трос; 3 – вибратор; 4 – вибропогружатель;  
5 – стержень из трубы; 6 – приваренные планки Т-образной формы

В настоящее время для увеличения размеров зоны уплотнения вместо глубинного вибратора чаще применяют виброустановки типа ВУУП, состоящие из высокочастотного вибропогружателя, прикрепленного к уплотнителю (рис. 6.4, б). Последний представляет собой металлическую пространственную конструкцию в виде трубчатой штанги с приваренными к ней горизонтальными ребрами. Наиболее распространенный уплотнитель в составе установки ВУУП-6 имеет длину 7 м при диаметре 1 м и позволяет уплотнять водонасыщенные рыхлые пески на глубину 6 м, доводя удельный вес скелета грунта до  $18 \text{ кН}/\text{м}^3$ .

Для эффективности уплотнения с помощью глубинных вибрационных воздействий песок должен быть насыщен водой, что способствует снижению трения между частицами. Если уплотняемая зона находится выше уровня грунтовых вод, то уплотнение производится при предварительном насыщении песка водой. Обычно на 1  $\text{м}^3$  грунта естественной влажности дополнительно расходуется 120...150 л воды.

Весьма эффективным способом уплотнения песков, в том числе пылеватых, является использование энергии взрывов. Впервые опытное уплотнение песчаных грунтов взрывами было произведено Н.Н. Масловым и Н.А. Филимоновым в 1936 г. на строительстве Верхнеспирской гидростанции. Методика расчета основных параметров взрывного уплотнения водонасыщенных несвязных грунтов разработана П.Л. Ивановым (1967).

**Устройство грунтовых свай без статической нагрузки.** Такими сваями можно уплотнить песчаные грунты, содержащие растительные остатки, а также лессовые и насыпные маловлажные глинистые грунты. Суть метода заключается в пробивке скважин с вытеснением грунта в стороны, что создает вокруг них уплотненную зону, и последующим заполнением скважин тем или иным материалом.

При уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов с растительными остатками погружение инвентарной трубы с теряемым башмаком или раскрывающимся на конечником чаще производят-

ся вибрированием, что обеспечивает дополнительное уплотнение окружающего грунта. Последний способ был разработан в 1952 г. Д.Д. Барканом. После достижения требуемой глубины трубы заполняют песком и, раскрывая наконечник, поднимают при работающем вибраторе (рис. 6.5, а, б).

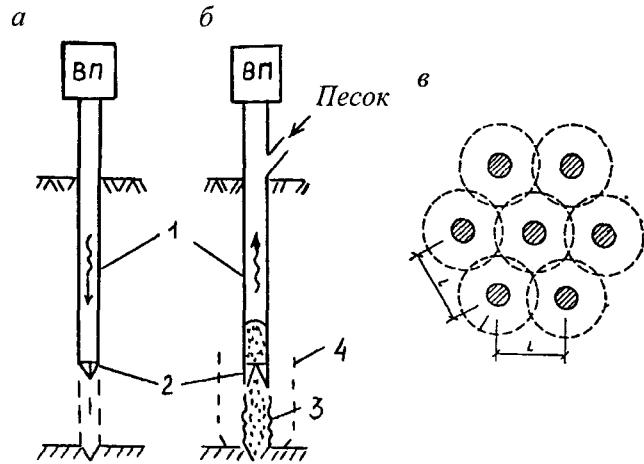


Рис. 6.5. Песчаные сваи: а, б – последовательность изготовления; в – размещение в плане: 1 – труба, 2 – раскрывающийся наконечник; 3 – песчаная свая, 4 – зона уплотнения

В лессовых грунтах, способных удерживать стенки скважины без обсадной трубы, в грунт забивают инвентарный сердечник. Заполнение образовавшихся скважин в лессах нельзя производить песком, так как это может вызвать проникание воды на большую глубину, что приведет к просадкам. В связи с этим заполнение скважин в лессах производится местным грунтом с тщательным трамбованием при оптимальной влажности.

Основные исследования эффективности уплотнения лессов грунтовыми сваями были выполнены Ю.М. Абелевым в 1954 г. Им и М.Ю. Абелевым в 1968 г. было установлено, что это уплотнение обеспечивает устойчивость возведенных сооружений при незначительном замачивании грунтов основания в процессе эксплуатации. Недостатком метода является то, что он не обеспечивает отсутствия просадок при существенном обводнении грунтов и, следовательно, должен применяться в совокупности с водоотводными мероприятиями.

Расчеты песчаных или лессовых оснований, уплотняемых грунтовыми сваями, сводятся к установлению числа свай в котловане и расстояний между их осями. На практике сваи размещают в шахматном порядке в вершинах равносторонних треугольников (рис. 6.5, в). Отношение площади сечения свай к площади уплотняемого основания определяют по формуле

$$\Omega = (e_0 - e_{cn}) / (1 + e_0) = (\rho_{d,cn} - \rho_d) / \rho_{d,cn}, \quad (6.3)$$

где  $e_0$ ,  $\rho_d$  – коэффициент пористости и плотность скелета грунта природного сложения;  $e_{cn}$ ,  $\rho_{d,cn}$  – требуемые по проекту средние значения коэффициента пористости и плотности скелета грунта после уплотнения.

В таком случае число свай под фундаментом

$$n = \Omega A_{cn} / A_p, \quad (6.4)$$

где  $A_{cn}$  – площадь уплотняемого основания с учетом зоны, располагающейся за контуром фундамента;  $A_p$  – площадь поперечного сечения свай.

Расстояние между осями свай находят из выражения

$$L = 0,95d, \quad (6.5)$$

где  $d$  – диаметр свай;  $\rho_{d,cn}$  – средняя плотность скелета грунта после уплотнения;  $\rho_d$  – плотность скелета грунта природного сложения

Для глубинного уплотнения сильнозаторфованных и глинистых грунтов иногда применяют известковые сваи. Технология образования скважин в этом случае аналогична описанной выше, однако скважины заполняются негашеной известью, которая уплотняется трамбовкой.

Дополнительное уплотнение грунтов при этом способе происходит за счет того, что известь в процессе взаимодействия с водой увеличивается в объеме. При этом увеличение диаметра свай может составить 60...80 % (Ухов С.Б. и др., 1994). Кроме того, при гашении извести происходит выделение большого количества тепла, что ведет к снижению влажности уплотняемого грунта.

Расчетное сопротивление грунтов, подвергнутых глубинному уплотнению с использованием песчаных свай, должно определяться, как для разнородной толщи. В связи с этим расчетное сопротивление уплотненных грунтов должно приниматься по результатам штамповочных испытаний.

**Уплотнение грунтов статической нагрузкой.** Если к поверхности водонасыщенного сильноожимаемого глинистого или торфяного грунта приложить статическую нагрузку, то в поровой воде возникнет напор. Движение воды в порах под действием этого напора ввиду малой водопроницаемости грунтов будет очень медленным. Если массив грунта насытить дренами, сообщающимися с безнапорными зонами, находящимися на поверхности, то отжатие избыточной воды будет ускорено и грунт достаточно быстро будет уплотнен (рис. 6.6, а).

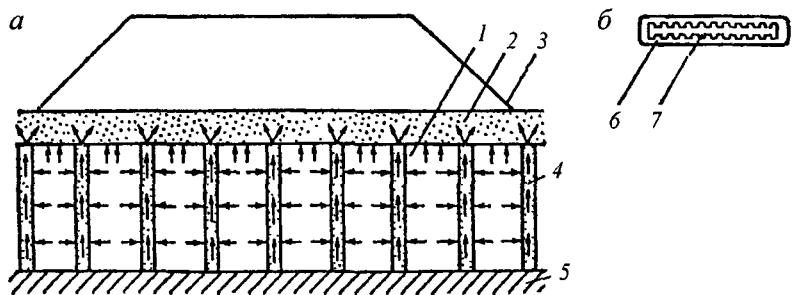


Рис. 6.6. Схема уплотнения слабого грунта статической нагрузкой: 1 – слабый грунт; 2 – пластовый дренаж; 3 – нагрузка в виде насыпи; 4 – вертикальные дrenы; 5 – плотный грунт; 6 – бумажный кожух; 7 – пластмассовая лента (поперечное сечение)

Считается, что для предотвращения длительно действующих осадок, возведенных на уплотненных этим методом грунтах сооружений давление по подошве насыпи должно быть несколько больше давления, передаваемого на основание проектируемым сооружением. Однако приложение вертикальной нагрузки в сочетании с дренированием ускоряет только осадки, развивающиеся в грунтах за счет фильтрационной консолидации. Между тем в грун-

тах наряду с фильтрационными осадками развиваются также деформации ползучести скелета при уплотнении, которые, по современным данным, для некоторых грунтов могут составлять до 30 % общей деформации и развиваться в течение десятилетий.

С целью уменьшения последующего развития осадок грунтов за счет ползучести скелета при уплотнении давление по подошве насыпи следует принять больше ожидаемого давления от сооружения, а после завершения основных фильтрационных осадок произвести частичную срезку насыпи. Аналитический и графический методы установления интервалов давлений на грунт для минимизации последующих деформаций изложены в работе (Сахаров И.И., 1976).

Вертикальные дrenы делают песчаными, из картона или пластмассовой ленты в бумажном кожухе (рис. 6.6, б). Песчаные дrenы изготавливают аналогично песчанным сваям, но располагают значительно реже – обычно через 2...4 м. Картонные и пластмассовые дrenы погружают до глубины 20 м специальными машинами.

В СССР песчаные дrenы впервые были применены Г.И. Графтио на Свирьстрое в 1930 г. С 30-х годов этот способ широко применяется в Европе и США на объектах гидротехнического, дорожного и промышленного строительства.

Недостатком глубинного уплотнения грунтов статическими нагрузками с вертикальным дренированием является потребность в больших объемах грунта для создания насыпей, а также песка (если применяются песчаные дrenы).

Расчетное обеспечение способа фильтрационного уплотнения грунтов статической нагрузкой заключается в оценке степени консолидации и величины осадки для любого момента времени. Кроме того, проектировщик должен располагать аппаратом, позволяющим варьировать размерами дрен и расстояниями между ними. В настоящее время есть большое количество аналитических решений этих задач, многие из которых табулированы и приводятся в соответствующих разделах курсов по механике грунтов.

**Уплотнение грунтов водопонижением.** При понижении уровня грунтовых вод за счет снятия взвешивающего давления

воды напряжения в скелете грунта существенно возрастают. В случае длительно действующих откачек это приведет к уплотнению слабых грунтов, способных отдавать воду (илы, ленточные глины, заторфованные супеси и др.).

Для слабофильтрующих пылевато-глинистых грунтов эффективное уплотнение возможно при помощи электроосмоса. С этой целью в грунт погружают электроды и пропускают через них постоянный электрический ток. По мере прохождения тока поровая вода концентрируется у катода, который делается в виде иглофильтра. В процессе уплотнения вода откачивается из группы иглофильтров (рис. 6.7).

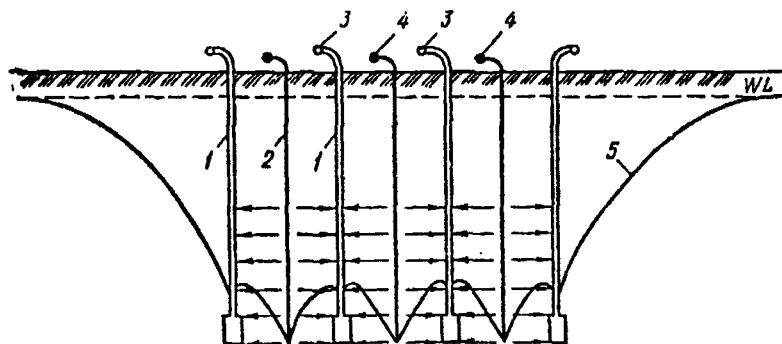


Рис. 6.7. Схема осушения грунтов с использованием электроосмоса:

- 1 – иглофильтры-катоды;
- 2 – металлические стержни-аноды;
- 3 – коллектор;
- 4 – электрические провода;
- 5 – депрессионная кривая

Достоинством электроосмоса слабых грунтов являются быстрые сроки уплотнения, сопровождаемые дополнительным их упрочнением. Кроме того, радиусы депрессионных кривых при электроосмотическом уплотнении невелики, что при надлежащем учете практически исключает влияние осадок грунтов на соседние сооружения. Недостатком электроосмоса является большая стоимость электроэнергии.

## 6.4. Закрепление грунтов

### 6.4.1. Общие положения

Под закреплением грунтов следует понимать искусственное преобразование их свойств. Закрепление осуществляется нагнетанием (инъекцией) в грунт вяжущих материалов и химических растворов, воздействием электрического тока, нагреванием и замораживанием. Инъекционное закрепление грунтов производится с целью уменьшения их водопроницаемости (противофильтрационное) или увеличения прочности (укрепительное). В зависимости от поставленных целей, свойств грунтов и параметров сооружений определяются размеры зон закрепления. Впервые инъекция грунтов была применена в 1802 г. во Франции.

Широкое применение закрепления грунтов в гидротехническом, шахтном и транспортном строительстве началось с 30-х годов XX столетия. До середины 50-х годов инъекционное закрепление грунтов рассматривалось как операция постепенного ввода в поровое пространство вяжущего того или иного состава. При такой медленной инъекции, называемой *пропиткой*, предполагается, что естественное сложение грунта не нарушается, так как давления инъекции малы. Однако после обобщения опыта нефтедобычи, относящегося к исследованиям гидравлических разрывов пластов в нефтяных скважинах, в строительной практике давления инъекции во второй половине XX века в отдельных случаях стали доводить до очень больших величин (в шахтном строительстве до 40 МПа, а в гражданском и гидротехническом строительстве – до 10 МПа). Инъекция при таких давлениях в грунтах ведет к массовым разрывам в массивах с заполнением образующихся трещин твердеющим раствором. Подобная техника закрепления получила название *метода гидроразрыва*.

Следует отметить, что пропитка и гидроразрыв в той или иной степени моделируют природные геологические процессы. Процесс пропитки с привнесением в ранее образовавшиеся обломочные осадочные породы цементирующих веществ носит название эпигенетического диагенеза, в результате чего, например, из песков

образуются песчаники. Образовавшееся в верхних слоях земной коры интрузивное тело (например, лакколит) может служить аналогом результата гидроразрыва.

В литературе по различным отраслям строительства способы инъекционного закрепления грунтов пропиткой традиционно связываются с названием вяжущего. Наиболее распространенные способы – цементация, смолизация и силикатизация. Введение силикатов в грунт под действием постоянного электрического тока носит название электросиликатизации.

#### 6.4.2. Цементация

Цементация применяется для закрепления грунтов, обладающих большой проницаемостью. Это обусловлено соотношением размеров частиц цемента и пор в закрепляемом грунте. Теоретические расчеты, проведенные в 60-х годах, показали, что для проникновения частиц цемента в песок их размер должен быть примерно в 5,5 раза меньше размера частиц песка. Наиболее крупные частицы цемента обычного помола имеют диаметр около 0,1 мм. Следовательно, согласно этим расчетам обычный цемент может проникать только в пески с размерами частиц не менее 0,5 мм, т. е. в крупные пески. Однако эксперименты свидетельствуют, что цементации поддаются только пески с размерами частиц от 2 до 3 мм, т. е. гравелистые. Объяснение этому заключается в том, что размеры частиц в растворе иные, чем в сухом состоянии, а также тем обстоятельством, что частицы цемента связаны между собой.

К достоинствам цементации следует отнести экологическую чистоту вяжущего (цемента), а также его широкое распространение и доступность. Большим недостатком цементации в традиционном исполнении (пропиткой) является ее применимость только к высокопроницаемым грунтам.

#### 6.4.3. Смолизация

Смолизация грунтов заключается в введении в грунты растворов синтетических смол, которые твердеют в поровом пространстве, образуя структурный твердый каркас. Наиболее распространенным материалом для инъекции служит карбамидная смола, хо-

роша растворимая в воде. При введении электролитов (соляная или щавелевая кислоты, хлористый аммоний и др.) смола переходит из жидкого состояния в прочный нерастворимый пространственный полимер. В 70-х годах XX столетия для закрепления оснований в СССР и за рубежом использовались и другие смолы – акриловые (АМ-9), фурановые, фенольные и т. п.

Растворы синтетических смол имеют большую проникающую способность и пригодны для закрепления мелких и пылеватых песков, имеющих коэффициент фильтрации в пределах 0,5...30 м/сут. Прочность закрепленного грунта на одноосное сжатие зависит от концентрации смолы и гранулометрического состава грунта и варьируется от 2 до 8 МПа.

К достоинствам смолизации следует отнести более широкий спектр закрепляемых грунтов (практически любые пески с любой степенью влажности), а также весьма высокую прочность и быстрый ее набор – в первые 10...12 сут после введения. Немаловажным является также устойчивость закрепленного грунта к действию агрессивных сред и замерзанию-оттаиванию. Успешными примерами смолизации грунтов являются упрочнение основания театра оперы и балета в Петербурге.

К недостаткам смолизации необходимо отнести канцерогенность большинства смол, а также высокую токсичность целого ряда реагентов. В связи с этим ввиду возрастания требований к защите окружающей среды абсолютное большинство смол и сопутствующих им электролитов (кислот) в настоящее время не рекомендуется к применению, а в будущем, очевидно, будет полностью исключено.

#### 6.4.4. Силикатизация

Силикатизация грунтов основана на цементирующей способности геля кремниевой кислоты, который выделяется при введении в грунт силикатных растворов. Силикатизация применима для песков крупных и средней крупности (двурастворный метод) и песков мелких и пылеватых (однорастворный метод). Кроме того, с помощью силикатизации достаточно эффективно закрепляются лессовые грунты.

Двухрастворный метод впервые был предложен в Англии в 1925 г. для закрепления рыхлых песков. При двухрастворном методе в грунт последовательно нагнетают растворы силиката натрия и хлористого кальция. Радиус закрепления обычно варьируется от 30 до 100 см, прочность закрепленного грунта может достигать 3,5 МПа. Удачными примерами двухрастворной силикатизации могут служить факты закрепления основания здания Арсенала в Московском Кремле, ряда московских зданий в связи со строительством первой очереди метрополитена и т. п.

При однорастворной силикатизации используется раствор, состоящий из силиката натрия и одной из кислот (фосфорной, серной, кремнефтористой). Одной из самых экономичных является алюмосиликатная рецептура, использованная для создания противофильтрационной завесы Асуанской плотины. Прочность закрепленного с помощью однорастворной силикатизации грунта невелика и через 28 сут не превышает 0,5 МПа. С помощью однорастворной силикатизации были закреплены лессовые грунты в основании Одесского оперного театра, промышленных объектов в Запорожье и Никополе.

Закрепление грунтов силикатизацией имеет ряд недостатков. Наиболее важный из них – высокая стоимость силиката натрия. Специфическим недостатком двухрастворной силикатизации является то, что хлористый кальций, являясь сильным коагулянтом, при соединении с жидким стеклом очень быстро образует гель. Это не дает возможности проникнуть растворам в грунт на значительную глубину.

#### 6.4.5. Электросиликатизация

Электросиликатизация применяется для закрепления малопроницаемых грунтов – пылеватых песков, супесей и легких суглинков. Для ввода в поры этих грунтов силиката натрия и хлористого кальция через грунты пропускают постоянный электрический ток. Исследованиями было показано, что для закрепления хорошего качества на каждый кубометр грунта необходимо затратить от 30 до 60 кВт·ч электроэнергии. При этом электрообработка должна вестись круглосуточно не менее 10...15 сут (Жинкин Г.Н., Кал-

ганов В.Ф., 1967). Способом электросиликатизации были закреплены лессовое основание Дома Советов в Ростове-на-Дону, участок железнодорожной насыпи, основание жилого дома Василеостровского района в Петербурге.

Помимо отмеченных выше больших энергетических затрат, электросиликатизация имеет и другие недостатки. Так, сам способ осуществим только в переувлажненных грунтах, потому что именно в них можно получить сплошной электроосмотический поток. Способ требует дополнительного оборудования (источники тока, насосы для откачки катодной воды, электроды) и соблюдения особых правил техники безопасности. По сравнению с вышерассмотренными методами для электросиликатизации характерна существенная неравномерность прочностных показателей закрепленных грунтов, так как лучшее закрепление отмечается в анодной зоне.

Для способов закрепления грунтов пропиткой используется практически одинаковая технологическая оснастка. Инъекторы представляют собой стальные перфорированные трубы с отверстиями диаметром 2...3 мм (рис. 6.8). Они опускаются в заранее пробуренные скважины или забиваются (в случае рыхлых грунтов). Инъекция производится по зонам (так называемым заходкам) под небольшими

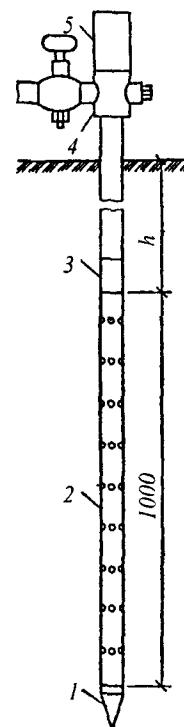


Рис. 6.8 Инъектор для закрепления грунтов растворами в режиме пропитки 1 – заостренный наконечник; 2 – перфорированная труба; 3 – соединительная муфта; 4 – тройник; 5 – оголовок

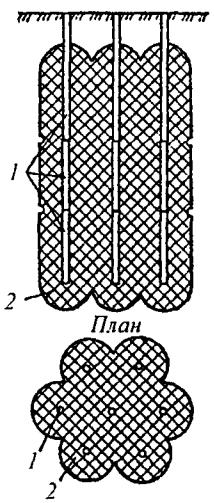


Рис. 6.9. Массив грунта, закрепленного пропиткой при трех заходках инъекции: 1 – инъектор; 2 – массив закрепленного грунта

давлениями – от 0,2 до 0,6 МПа. Именно малые диаметры многочисленных отверстий и незначительность давлений нагнетания позволяют в идеале получить вокруг каждого инъектора цилиндрическое тело с радиусом от 0,2 до 0,8 м, поры которого на 75...80 % заполнены раствором. В наиболее распространенном случае закрепленный грунт представляет собой сплошной массив (рис. 6.9).

#### 6.4.6. Метод гидроразрыва

Помимо забивных инъекторов в практике закрепления нашли применение так называемые инъекторы-тампоны, применяемые в скважинах с манжетами. Исторически эти инъекторы

использовались для инъекции на больших глубинах. Такого рода работы широко распространены в гидротехническом строительстве (устройство противофильтрационных завес) и в тоннелестроении. Теоретическое обоснование различных аспектов инъекции с помощью гидроразрыва или по так называемой «манжетной технологии» с многочисленными примерами приведено в монографии (Камбебор А., 1971).

Метод гидроразрыва позволяет, в принципе, инъектировать любые растворы в любые грунты. Для противофильтрационных завес, устраиваемых на большой глубине, скважины оборудуются манжетными колоннами из стальных труб диаметром 63 мм с четырьмя отверстиями диаметром 6...8 мм, расположенными с шагом 330 мм (рис. 6.10). При укрепительной инъекции на небольших глубинах используют пластмассовые трубы с шагом отверстий до 1000 мм. Отверстия в трубах перекрываются снаружи ре-

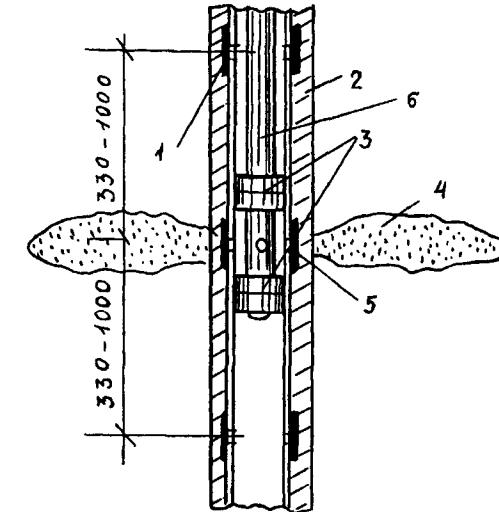


Рис. 6.10. Инъекция в режиме гидроразрыва через трубы с манжетами:  
1 – резиновая манжета; 2 – пластичная обойма; 3 – двойной тампон;  
4 – заинъектированная зона; 5 – отверстие для инъекции; 6 – инъекционная труба

зиновыми манжетами, выполняющими роль обратного клапана. Пространство между грунтом и обсадной трубой заполняется обойменным раствором.

Инъекция с помощью инъектора с двойным тампоном (так называемого пакера), установленного внутри манжетной колонны, производится после набора обойменным раствором необходимой прочности. Давления инъекции разрывают обойму, и раствор в виде плоских струй внедряется в грунт. Величины давлений разрыва обоймы и инъекции зависят от многих причин и варьируются в пределах нескольких мегапаскалей. Давления раствора в трещинах ведут к обжатию грунта; если проницаемость его достаточно велика, то грунт будет дополнительно пропитываться.

С помощью гидроразрывного метода во всем мире успешно выполнено много противофильтрационных завес. Одним из крупнейших объектов являлась завеса Асуанской плотины, где с 1965

по 1970 г. было выполнено около 3900 скважин до глубины 170 м. Упрочнение грунтов оснований зданий и сооружений с использованием метода гидроразрыва в мировой практике ранее практиковалось весьма редко. Так, с помощью этого метода были закреплены основания двух объектов Московского Кремля, одним из которых была церковь Ризоположения. В Чехословакии гидроразрывная технология помимо упрочнения позволила осуществить подъем тоннельных печей, глинистые грунты основания которых подверглись в ходе эксплуатации осадке (Коновалов П.А., 1988).

В 90-х годах XX века метод гидроразрыва начинает весьма широко использоваться для укрепления оснований фундаментов зданий и сооружений. При этом только в Петербурге к концу 2000 г. таких объектов было около 20. Несмотря на малые глубины и давления инъекции, достигающие 2...4 МПа, надземные конструкции зданий в ходе укрепительных работ испытывали малые смещения. Объяснение этому заключается в локальности действия давлений в массиве основания, что ведет прежде всего к местному пластическому деформированию грунта вблизи внедряемого раствора. Это подтверждается данными математического моделирования процессов гидроразрыва и инъекции, разработанную методику которого можно в первом приближении рассматривать как теоретическую основу этого метода для укрепительной инъекции оснований (Сахаров И.И., Аббуд М., 2000).

#### 6.4.7. Термический метод

Этот метод закрепления весьма широко применяют для упрочнения просадочных грунтов. Термическим методом можно закреплять и пылевато-глинистые грунты, обладающие достаточной воздухопроницаемостью. Первоначально термический метод применялся для усиления лессовых оснований деформированных сооружений, однако в последние десятилетия он стал использоваться и для подготовки оснований. Так, на термически упрочненных грунтах на территории бывшего СССР возведено и реконструировано свыше 300 различных зданий и сооружений (Юранов А.П., 1990).

Сущность метода термического закрепления заключается в увеличении прочности структурных связей в грунте под влиянием высокой температуры. Для обжига грунта в пробуренных скважинах сжигают топливо – газообразное, жидкое или твердое. Для поддержания процесса горения в скважины подают воздух под давлением.

Подачу воздуха и топлива регулируют так, чтобы в скважинах поддерживалась температура, обеспечивающая заданное упрочнение грунта или ликвидацию его просадочных свойств, для чего температура обжига лессов должна быть не ниже 350°C.

При сжигании топлива в верхней части скважины столб обожженного грунта получает форму усеченного конуса (рис. 6.11). Для увеличения поперечного сечения нижней части столба обожженного грунта приходится регулировать процесс фильтрации нагретых в скважине газов. С этой целью в скважину опускают трубу, тампонируя затрубное пространство отсекателем.

Обжиг макропористого лессового грунта продолжается 5...10 сут. При расходе жидкого топлива 80...180 кг на 1 м длины скважины вокруг нее образуется столб закрепленного грунта диаметром 1,5...3 м с кубиковой прочностью 1...3 МПа. На просадоч-

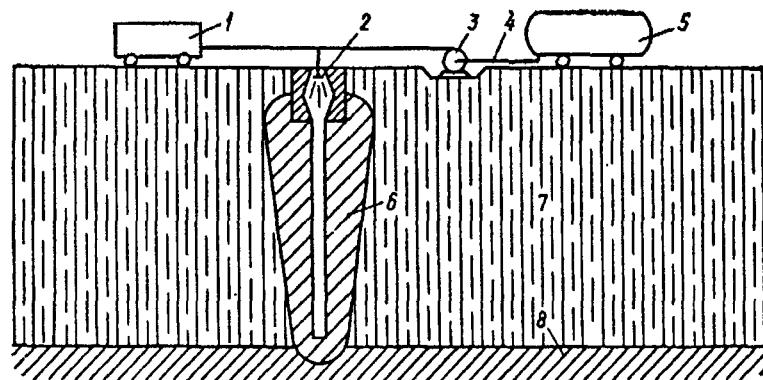


Рис. 6.11. Схема установки для термического закрепления грунтов: 1 – компрессор; 2 – форсунка; 3 – насос для подачи топлива; 4 – трубопровод; 5 – емкость с топливом; 6 – закрепленный грунт; 7 – лессовый грунт; 8 – непросадочный грунт

ных грунтах термическая обработка должна производиться в пределах всей просадочной толщи.

Достоинствами термического упрочнения грунтов является малая материалоемкость и относительная быстрота набора прочности. К недостаткам этого метода следует отнести вариацию формы закрепленных массивов в зависимости от неодинаковой газопроницаемости грунтов по глубине.

#### 6.4.8. Метод струйной технологии

Среди известных способов искусственного улучшения свойств грунтов струйная технология (*jet grouting method* – «метод струйного укрепления» в международной геотехнической практике) выгодно отличается от многих традиционных способов стабилизации грунтов. К ним можно отнести универсальность в плане эффективности способа для стабилизации любых разностей слабых грунтов, использование струйного размыва, управляемого в том числе на больших глубинах. При этом можно формировать любые объемы закрепляемого грунта. Более чем 30-летний отечественный и зарубежный опыт использования струйной технологии позволил решить широкий круг сложных задач геотехнического строительства, обеспечив надежность возводимых и существующих зданий и сооружений. Так, в практике строительства на значительной толще слабого грунта в Японии с использованием стабилизации этих грунтов методом струйной технологии были возведены целые районы жилых зданий, промышленных объектов, дорог, каналов и пр. На рис. 6.12 приводится схема стабилизации грунта с использованием струйной технологии.

Как видно из рис. 6.12, струйная технология предполагает использование известных материалов (цемент либо другой закрепляющий материал, вода, глинистый раствор). Все эти материалы экологически чисты и обеспечивают важный для жизнедеятельности человека природоохраный фактор – экологическую чистоту. Последовательность струйной технологии для стабилизации массива грунта либо создания укрепленных конструкций любой формы заключается в следующем: производят бурение скважины

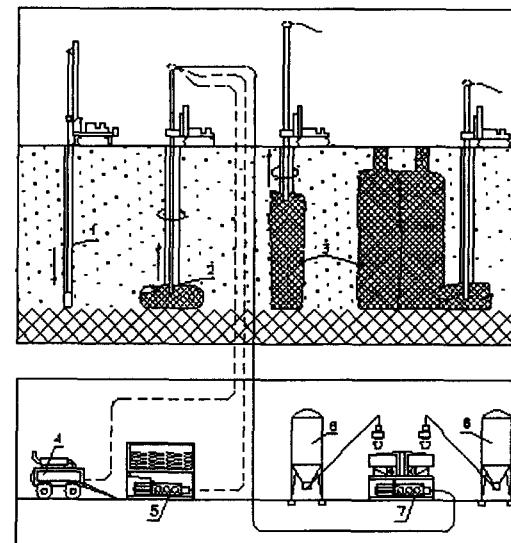


Рис. 6.12. Схема закрепления грунта с использованием струйной технологии (*jet grouting*)  
1 – буровая скважина до плотных грунтов; 2 – инъектор;  
3 – формируемый массив грунта; 4 – компрессор; 5 – насос для подачи воды;  
6 – емкости цемента и песка; 7 – растворонасос

1, в скважину погружают инъектор 2 со специальным калиброванным отверстием – соплом; подают под большим давлением (до 100 МПа) закрепляющий раствор; осуществляют подъем инъектора с одновременным его вращением, формируют массив нужного диаметра (до 3,0 м и более) или стенку из отдельных непрерывных столбов.

При сооружении круглых в плане массивов закрепленного грунта естественный грунт разрушается фактически полностью. В СПБГАСУ была проведена серия экспериментов по регулированию давления в определенном диапазоне, что позволило «вымыть» все глинистые и пылеватые фракции, оставляя в формируемом массиве песчаные грунты средней крупности. Эти пески, перемешанные с твердеющим раствором, создают достаточно прочную конструкцию в грунте. Таким образом, представляется воз-

можным направленно формировать прочность и сплошность возведенной конструкции по глубине, вплоть до создания армированного элемента, близкого по прочности к железобетонной конструкции. Здесь в качестве твердеющего раствора используется цемент, в качестве инертного материала отмытый и оставленный в массиве песок средней крупности.

В качестве примера можно привести успешно реализованные проекты закрепления массивов грунта в основании берегового устоя моста через Дунай (рис. 6.13, а) и памятника военной архитектуры в Вене (Казармы Россауэр). Необходимость стабилизации грунта определили два фактора: резкое увеличение нагрузок и гниение полов свай из-за понижения горизонта подземных вод. В этом случае струйная технология стабилизации грунта удовлетворяла всем геотехническим, конструктивным, экономическим и экологическим требованиям.

Использование струйной технологии позволяет решать широкий круг задач в геотехническом строительстве. Эта техноло-

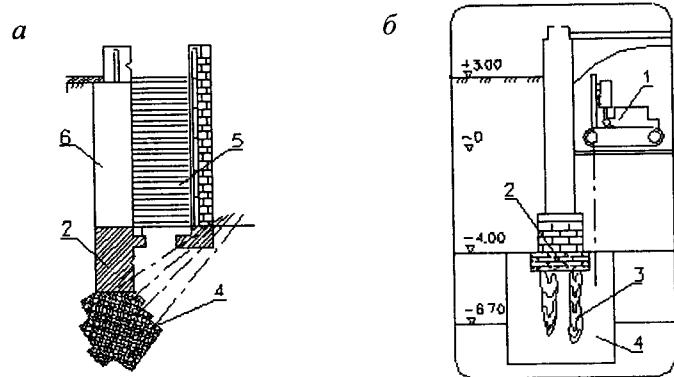


Рис. 6.13 Стабилизация грунта в основании сооружений по струйной технологии. а – подпорная стена берегового устоя моста через Дунай, б – памятник военной архитектуры в Вене (Казармы Россауэр); 1 – буровой станок SC-1 (Keller); 2 – существующий фундамент; 3 – деревянные сваи, 4 – укрепленные массивы грунта, 5 – ступени спуска; б – подпорная стена канала

гия используется в том числе и для глубокого перемешивания грунтов с их закреплением до нужной прочности.

Как видно из рис. 6.14, можно успешно закрепить массив грунта под строящимся зданием, обеспечить устойчивость зданий и сооружений при глубоких проходках в непосредственной близости от них, стабилизировать любые грунты основания. Массивы закрепленного грунта цилиндрической формы в зависимости от вида, состояния и назначения возводимого сооружения могут располагаться на различном расстоянии друг от друга при плотности

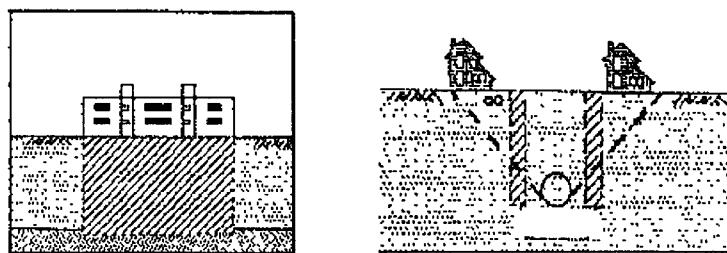


Рис. 6.14 Закрепление массива грунта с использованием струйной технологии

заполнения от 30 до 100 %. Формируя массивы стабилизированного грунта под зданием в виде непрерывных стенок, можно получать дополнительные подземные объемы самого различного назначения (гаражи, склады и пр.).

## Глава 7

### КРЕПЛЕНИЕ СТЕН, ПОДГОТОВКА ДНА И ОСУЩЕНИЕ КОТЛОВАНОВ

Откопка котлована – ответственный этап устройства фундаментов. Во-первых, необходимо обеспечить устойчивость бортов котлована, так как их обрушение не только осложняет работы, но и может явиться причиной травматизма. Во-вторых, необходимо принять меры к осушению котлована, так как его подтопление грунтовыми и атмосферными водами приведет к размоканию и снижению механических свойств грунта под устраиваемыми фундаментами. По размокшему дну затруднено передвижение механизмов. Наконец, необходимо принять меры к недопущению промерзания дна котлована зимой, так как укладка фундаментов на расструктуренный морозным пучением грунт приведет к большим осадкам.

#### 7.1. Обеспечение устойчивости стен котлованов

Если строительные работы ведутся не в стесненных условиях, то наиболее экономичным является приданье бортам котлована таких углов откоса, при которых обеспечивается их устойчивость без специального крепления. При глубине котлована до 5 м наибольшая допустимая крутизна откосов может быть принята по табл. 7.1; при большей глубине – определяется расчетом.

Таблица 7.1

**Отношение высоты откоса к его заложению  
при глубине выемки  $H$**

Грунт	$H < 1,5$ м	$H = 1,5 \dots 3$ м	$H > 3$ м
Песчаный влажный	1 : 0,5	1 : 1	1 : 1
Супесь	1 : 0,25	1 : 0,67	1 : 0,85
Суглинок	1 : 0	1 : 0,5	1 : 0,75
Глина	1 : 0	1 : 0,25	1 : 0,5
Скальный	–	1 : 0	1 : 0,1

Если строительство ведется в стесненных условиях и стенам котлована необходимо придать вертикальную форму, то используется крепление стен распорной, закладной крепью, шпунтовыми стенами, буровыми сваями, стенами в грунте, стенами из закрепленного грунта.

Распорные крепления применяются в грунтах, которые непродолжительное время сохраняют вертикальный откос (рис. 7.1). Щиты выполняются из досок или рифленого металла, распорки – металлические винтовые. В более широких котлованах щиты поддерживаются подкосами.

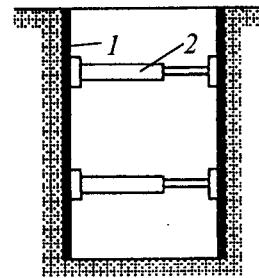


Рис. 7.1. Распорные крепления траншей:  
1 – щит; 2 – инвентарная распорка

Для поддержания стен глубоких и больших в плане котлованов применяют закладные крепления. Они состоят из вертикальных стальных двутавровых стоек, погруженных в грунт забивкой, вибрированием или в заранее пробуренные скважины, и закладываемых между ними по мере откопки деревянных, металлических или железобетонных элементов – забирок (рис. 7.2, а).

При погружении стоек в скважины их засыпают там песком. На рис. 7.2, б изображен вариант такого крепления, в котором стойки, состоящие из двух швеллеров, крепятся к грунтовому массиву анкерами, а вместо закладных забирок использован торкрем-бетон. Если между стойками навесить арматурную сетку и наносить торкрем-бетон по ней, то наносимый слой можно делать не вогнутым, а плоским.

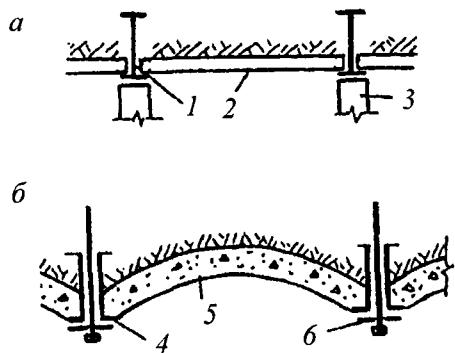


Рис. 7.2. Закладное крепление: а – распорное; б – анкерованное;  
1 – двутавр; 2 – забирка; 3 – распорка; 4 – швеллеры;  
5 – торкред-бетон; 6 – анкер

В водонасыщенных глинистых грунтах и в мелкозернистых песках с плыжными свойствами надежным видом крепления являются шпунтовые стены. Шпунтовая стена – это ряд забитых, вдавленных или погруженных вибрацией по контуру котлована до его откопки вплотную друг к другу деревянных или металлических элементов специального профиля (рис. 7.3).

Деревянный шпунт применяется для крепления малых котлованов глубиной и размерами в плане до 2...3 м.

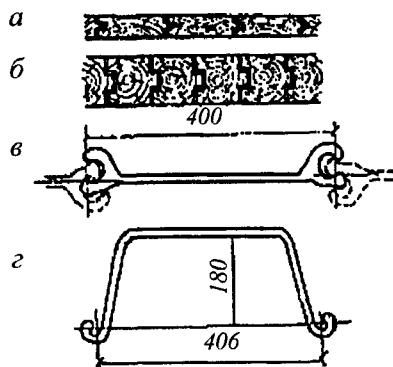


Рис. 7.3. Поперечное сечение шпунтовой стены:  
а, б – деревянной; в – стальной

Для больших котлованов наиболее популярен стальной шпунт корытного профиля, параметры нескольких типоразмеров которого приведены в табл. 7.2. Там же указаны расчетные изгибающие моменты при расчетном сопротивлении стали С255 на изгиб по пределу упругости  $R_y = 250$  МПа. Обращаем внимание на то, что момент сопротивления 1 м шпунтовой стены значительно больше, чем сумма моментов двух с половиной шпунтин. Это происходит за счет того, что пристыковке шпунтин толщина образующейся стены с рифленым сечением удваивается.

Таблица 7.2

Параметры шпунта типа «Ларсен» корытного профиля

Тип	Размеры шпунтины, м		Масса 1 пог. м, кг	Момент сопротивления/момент инерции, см <sup>3</sup> /см <sup>4</sup>		Расчетный изгибающий момент, кН·м	
	ширина	высота		шпунтины	1 м стены	шпунтины	1 м стены
Л-III	0,4	0,163	62	258/2760	1600/23200	64,5	400
Л-IV	0,4	0,18	74	405/4660	2200/39600	101,25	550
Л-V	0,4	0,18	100	420/6243	3000/54000	105	750

При глубине котлована до 6 м применение шпунта корытного профиля, заглубленного ниже дна котлована на некоторую величину, определяемую расчетом, может обеспечить устойчивость стены без дополнительного ее крепления (консольная стена). При большей глубине котлована или при установленной расчетом необходимости погружения шпунта до глубины, более удвоенной глубины котлована, применяется распорное, а в широких котлованах – анкерное крепление шпунтовых стен.

При проектировании шпунтовых стен используется несколько аналитических расчетных схем. Здесь рассматриваются две простейшие схемы для расчета консольной стены и стены с одним рядом анкеров или распорок.

**Расчет минимального заглубления консольной стены.** Предполагается, что стена, деформируясь, поворачивается в грунте вок-

руг точки  $O$ , находящейся на глубине  $f = 0,8t$ , где  $t$  – глубина заделки (рис. 7.4).

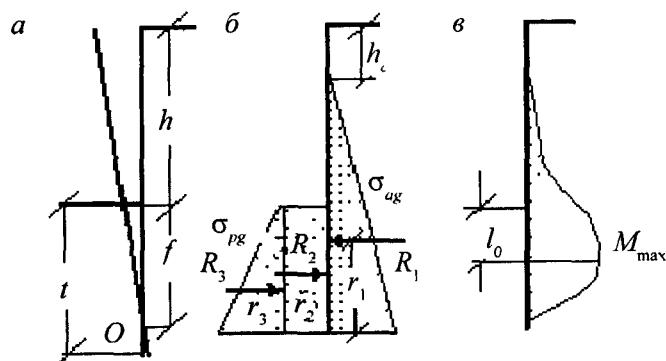


Рис. 7.4 Схема к расчету консольной стены *а* – схема деформирования  
*б* – эпюры давлений грунта и их равнодействующие,  
*в* – эпюра изгибающих моментов

При этом с тыльной стороны на стену выше точки  $O$  действует опрокидывающее активное давление грунта, а с лицевой ниже уровня днища и с тыльной стороны ниже точки  $O$  – удерживающий пассивный отпор. При определении активного и пассивного давления трение грунта о поверхность стены не учитывается.

Условием предельного равновесия стены является равенство моментов опрокидывающих и удерживающих сил относительно точки  $O$ , при этом удерживающая сила пассивного отпора ниже точки  $O$  во внимание не принимается и идет в запас

Горизонтальные составляющие активного и пассивного давления однородного грунта для вертикальных стен при горизонтальной поверхности грунта вычисляют по формулам

$$\sigma_{ag} = \gamma z \lambda_{ag} - c \operatorname{ctg} \phi (1 - \lambda_{ag}), \quad (7.1)$$

$$\sigma_{pg} = \gamma z \lambda_{pg} + c \operatorname{ctg} \phi (\lambda_{pg} - 1), \quad (7.2)$$

где  $z$  – расстояние от поверхности грунта,  $\gamma$ ,  $\phi$  и  $c$  – расчетные значения удельного веса грунта, угла внутреннего трения и сцепления грунта для расчетов по пер-

вой группе предельных состояний ( $\gamma_1, \phi_1, c_1$ ),  $\lambda_{ag}$  и  $\lambda_{pg}$  – коэффициенты активного и пассивного давления грунта, определяемые по формулам

$$\lambda_{ag} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2),$$

$$\lambda_{pg} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2).$$

Активное давление связного грунта действует на стену лишь с глубины от поверхности

$$h_c = 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2)/\gamma = 2c \lambda_{pg}^{1/2}/\gamma$$

Выше этой отметки активное давление по формуле (7.1) имеет отрицательное значение и во внимание не принимается.

По формулам (7.1) и (7.2) на рис. 7.4 строятся эпюры активного давления  $\sigma_{ag}$  и пассивного отпора грунта  $\sigma_{pg}$ .

Трапециевидную эпюру пассивного давления разделим на прямоугольную и треугольную части и вычислим величины равнодействующих сил активного давления и пассивного отпора.

Условие равновесия шпунтовой стены записываем в следующем виде:

$$R_1 r_1 = R_2 r_2 + R_3 r_3, \quad (7.3)$$

где  $R_1, r_1$  – равнодействующая сила эпюры активного давления и плечо ее действия относительно точки  $O$ ;  $R_2, r_2, R_3, r_3$  – равнодействующие силы прямоугольной и треугольной частей эпюры пассивного давления и плечи их действия относительно точки  $O$

В левой части уравнения (7.3) – опрокидывающий момент активного давления, в правой – удерживающий момент пассивного отпора грунта. Решая численно или аналитически это уравнение, найдем необходимую глубину заделки шпунта  $t$ . Далее построим эпюру изгибающих моментов (рис. 7.4, в) и найдем максимальный момент  $M_{max}$ . По значению  $M_{max}$  производится расчет сечения стены на прочность, подбирается профиль шпунта.

В рассматриваемом простейшем случае однородного грунта при подстановке в уравнение (7.3) аналитических выражений сил и плеч получим кубическое уравнение

$$(h + f - h_c)^3 \lambda_{ag}/6 - f^2 c \operatorname{ctg} \phi (\lambda_{pg} - 1)/2 - \gamma f^3 \lambda_{pg}/6 = 0.$$

Решая это уравнение относительно  $f$  (аналитически или численно), найдем необходимую глубину заделки. Максимальный изгибающий момент имеет место на глубине  $l_0$ , где перерезывающая сила равна нулю. Значение  $l_0$  определяется из условия равенства нулю перерезывающей силы в точке максимального момента

$$(h + l_0 - h_c)^2 \gamma \lambda_{ag} / 2 - l_0 c \operatorname{ctg} \varphi (\lambda_{pg} - 1) - \gamma l_0^2 \lambda_{pg} / 2 = 0.$$

Определив из этого уравнения величину  $l_0$ , максимальный изгибающий момент, действующий на 1 м длины стены, находим по выражению

$$M_{\max} = (h + l_0 - h_c)^3 \gamma \lambda_{ag} / 6 - l_0^2 c \operatorname{ctg} \varphi (\lambda_{pg} - 1) / 2 - \gamma l_0^3 \lambda_{pg} / 6.$$

**Расчет заанкерованной (подпертой) стены.** Из множества возможных вариантов (по числу рядов анкеров, по заглублению в дно котлована и др.) рассмотрим простейший: шпунтовая стена с минимально необходимым заглублением в дно (рис. 7.5, а).

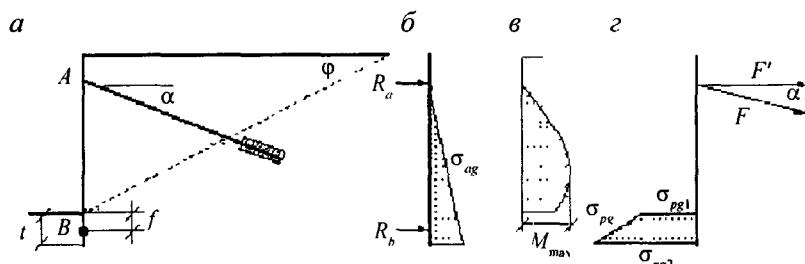


Рис. 7.5. Заанкерованная шпунтовая стена: а – общая схема; б – расчетная схема балки; в – эпюра изгибающих моментов; г – эпюра пассивного отпора и расчетное сопротивление анкера

Стена с одним ярусом анкеров работает как однопролетная статически определимая балка, одной из опор которой является точка упора анкеров (или распорок) А, а другая – точка В – принимается ниже дна котлована на глубине  $f = 0,6t$ , где  $t$  – заглубление стены в дно (см. рис. 7.5, а).

Расчетная схема балки приведена на рис. 7.5, б. Эпюры активного  $\sigma_{ag}$  и пассивного  $\sigma_{pg}$  давления грунта на рис. 7.5, б и 7.5, г

построены по формулам, приведенным в предыдущем примере. Реакции опор  $R_a$  и  $R_b$  от активного давления грунта на рис. 7.5, б и максимальный изгибающий момент на рис. 7.5, г находятся известными приемами статического анализа.

Равнодействующая пассивного отпора грунта  $R_{pg}$  (на рис. 7.5, г не изображена) определяется как произведение полусуммы пассивного отпора на уровне дна котлована  $\sigma_{pg1}$  и на глубине  $t$   $\sigma_{pg2}$  на глубину заделки  $t$ :

$$R_{pg} = (\sigma_{pg1} + \sigma_{pg2}) t / 2,$$

значения  $\sigma_{pg1}$  и  $\sigma_{pg2}$  определяются по формуле (7.2).

По величине максимального изгибающего момента подбирается типоразмер шпунта.

Потеря устойчивости стены происходит в случае, если реакция опоры  $R_a$  в точке А превысит горизонтальную проекцию  $F'$  расчетной несущей способности анкеров  $F$  (см. рис. 7.5, г) или реакция опоры  $R_b$  в точке В превысит величину равнодействующей давления пассивного отпора грунта  $R_{pg}$ . Условия предельного равновесия имеют вид

$$R_a = F', \quad (7.4)$$

$$R_b = R_{pg}, \quad (7.5)$$

где  $R_{pg}$  – равнодействующая эпюры пассивного отпора грунта:  $F' = F \cos \alpha$  – горизонтальная проекция несущей способности анкера  $F$ .

Расчет несущей способности анкеров излагается в разд. 7.2. Если при принятых параметрах левая часть уравнения (7.4) превышает правую, то нужно увеличить несущую способность анкера; если левая часть уравнения (7.5) превышает правую, то нужно увеличить заглубление шпунта.

## 7.2. Анкеры

Анкерами называют временные или постоянные конструкции, предназначенные для передачи выдергивающих усилий на грунт.

товый массив. Некоторые примеры использования анкеров показаны на рис. 7.6.

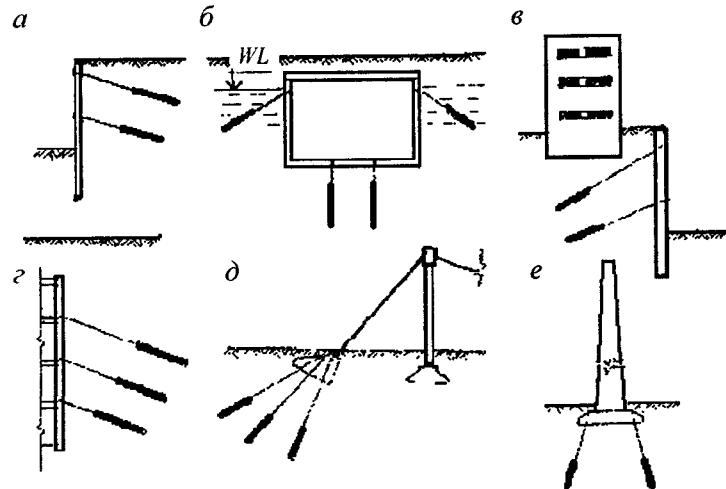


Рис.7.6. Примеры использования анкеров: *а, в* – для поддержания шпунтовых и подпорных стен; *б* – для закрепления резервуаров от всплытия; *г* – для временного или постоянного закрепления сооружений, возводимых способом «стена в грунте»; *д* – как несущий элемент вантовых конструкций; *е* – для закрепления дымовых труб, мачт, вышек

Применение анкеров допускается во всех грунтах, за исключением глинистых текучей и текучепластичной консистенции, торфов, илов. Наиболее распространенные типы анкеров изображены на рис. 7.7.

Простейший анкер траншейного типа (рис. 7.7, *а*) состоит из анкерного блока, воспринимающего горизонтальную нагрузку, и тяги из стального стержня или троса. Анкеры траншейного типа применяются для крепления шпунтовых и подпорных стен небольшой высоты.

Для крепления высоких стен, в том числе и с несколькими ярусами анкерного крепления, обычно используют инъекционные анкеры. Скважины для анкеров пробуриваются или пробиваются

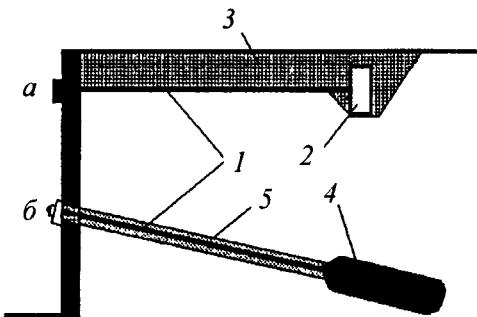


Рис.7.7. Грунтовые анкеры: *а* – траншейный; *б* – инъекционный:  
*1* – тяга; *2* – анкерный блок; *3* – засыпка траншеи; *4* – корень, *5* – заполнитель

ударными механизмами. При устройстве инъекционного анкера (рис. 7.7, *б*) после погружения в скважину несущего элемента придонная часть скважины перекрывается пробкой и туда по центральному каналу в тяге или по отдельной трубке под давлением 1...2,5 МПа подается цементный раствор. В результате в донной части скважины образуется уширение (корень анкера), а остальная часть скважины заполняется песком или цементно-песчаной смесью. Применяется и иной вариант: после введения несущего элемента вся скважина заполняется цементно-песчаной смесью, после схватывания которой в корневую часть скважины подается под давлением цементный раствор.

В качестве тяги у инъекционных анкеров используются стальные стержни или специальные тросы. Особенно удобны стержни с периодическим профилем в виде крупноразмерной винтовой нарезки. Такие стержни легко наращиваются свинчиванием муфтами, фиксируются в натянутом состоянии гайками.

Для постоянных анкеров, рассчитанных на многолетнее нахождение под нагрузкой, необходима надежная противокоррозийная защита или использование нержавеющих материалов.

Каждый установленный анкер подвергается натяжению до расчетной нагрузки специальными натяжными устройствами, гидравлическими или винтовыми. Натяжение обеспечивает отсутствие

Таблица 7.4

Расчетное сопротивление по боковой поверхности корня  $f$ , кПа

Глубина, м	Песчаные грунты			
	крупные и средней крупности	мелкие	пылеватые	-
	Пылевато-глинистые грунты при показателе текучести $I_L$			
	0,2	0,3	0,4	0,5
3	48	35	25	20
5	56	40	29	24
10	65	46	34	27
20	79	56	41	30

### 7.3. Сохранение структуры грунта в дне котлована

При откопке котлована происходит разгрузка его дна от веса извлеченного грунта, что сопровождается упругим восстановлением ранее сжатых слоев грунта и подъемом дна котлована. Поскольку модуль упругости грунта при разгрузке (декомпрессия) и повторном нагружении (рекомпрессия) в 5...10 раз превышает модуль компрессионного сжатия, подъем дна неглубоких котлованов за счет упругого восстановления невелик и при расчете осадок возводимых сооружений им обычно пренебрегают, принимая в расчет давление от сооружения за вычетом природного давления на уровне дна до откопки котлована. Если давление по подошве фундамента не превышает природного давления, то упругая осадка такого фундамента мала, а фундамент именуется *плавающим*. Возможность возведения безосадочных зданий особенно важна для Петербурга с его слабыми сильносжимаемыми грунтами.

Однако если котлован длительное время стоит в откопанном состоянии, то грунт в его дне под воздействием атмосферных факторов начинает разуплотняться, что сопровождается дальнейшим и уже значительно большим подъемом дна. Ф.Г. Габдрахманов (Габдрахманов Ф.Г., 1981) проводил наблюдения за перемещениями ге-

деформаций анкеруемой конструкции в дальнейшем и одновременно является испытанием анкера.

Расчетная несущая способность по грунту анкера траншейного типа (рис. 7.7, а) равна пассивному отпору грунта по площади опорной поверхности анкерного блока:

$$F = A_p (2c_1 \lambda_{pg}^{1/2} + \gamma_l h \lambda_{pg}), \quad (7.6)$$

где  $h$  – глубина центра опорной поверхности блока;  $A_p$  – площадь опорной поверхности.

Несущая способность скважинных инъекционных анкеров определяется по методике расчета несущей способности свай как сумма сопротивлений по торцу и боковой поверхности корня:

$$F = A_s f + AR, \quad (7.7)$$

где  $A_s = \pi DL$  – площадь боковой поверхности корня ( $D$  – диаметр корня, принимаемый равным  $3d$ ,  $d$  – диаметр скважины;  $L$  – длина корня);  $f$  – удельные сопротивления по боковой поверхности и по торцу корня, принимаемые по табл. 1 и 2 СНиП 2.02.03–85 в зависимости от глубины заложения корня и грунтовых условий. Табл. 7.3 и 7.4 представляют собой упомянутые таблицы СНиП 2.02.03–85 в сокращенном виде.

Таблица 7.3

Расчетное сопротивление по торцу корня  $R$ , кПа

Глубина, м	Песчаные грунты средней плотности (в числителе)				
	гравелистые	крупные	средней крупности	мелкие	пылеватые
	Пылевато-глинистые грунты при показателе текучести $I_L$ (в знаменателе)				
	0	0,1	0,3	0,4	0,5
3	7500	6600/4000	3100/2000	2000/1200	1100
5	8800	7000/6200	3400/2800	2200/2000	1300
10	10500	7700/7300	4000/3500	2600/2400	1500
20	12600	8500	4800/4500	3200	1800

дезических марок, установленных в глубине грунта ниже уровня будущего дна, в процессе откопки котлована и в последующее время.

На рис. 7.8 приведена эпюра подъема марок в дне котлована глубиной 4,5 м в мягкопластичном четвертичном суглинке. Из рисунка следует, что большая часть деформаций обеспечена верхним метровым слоем грунта в дне.

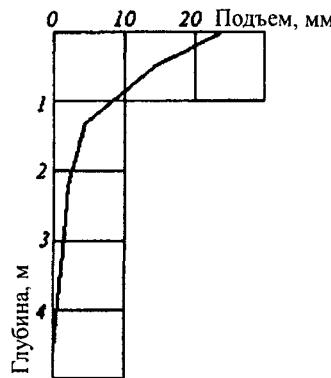


Рис. 7.8. Подъем геодезических марок, установленных на разной глубине ниже дна котлована

Подъем марок продолжался и после полной откопки котлована, что сопровождалось снижением прочности грунта. На рис. 7.9 приведены эпюры изменения по глубине сопротивления врача- тельному срезу грунта в дне котлована в различные моменты времени. Если на день откопки грунт в метровом слое ниже дна был однороден по прочности, то через две недели приповерхностный слой снизил прочность в три раза.

Грунт разуплотняется особенно сильно при затоплении котлована атмосферными водами, поступлении сквозь дно напорных подземных вод и промораживании дна котлована. Осадка сооружения на таком разуплотненном основании будет определяться полным давлением от сооружения без вычета ранее существовавшего природного давления и ее величина может оказаться в не- сколько раз выше, чем на неразуплотненном.

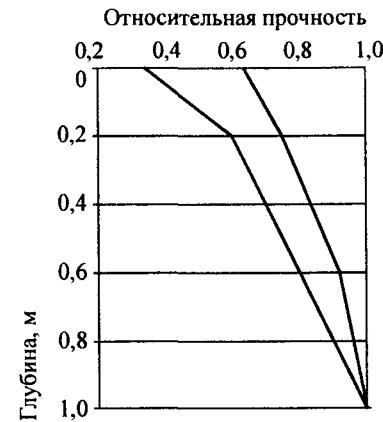


Рис. 7.9. Относительная прочность грунта в дне котлована:  
1 – на день откопки; 2 – через три дня; 3 – через 28 дней

Обычной мерой защиты дна котлованов является их засыпка слоем песка 0,4...0,6 м.

Для более надежного предохранения грунтов основания от разуплотнения следует придерживаться следующих правил:

- осуществлять предварительное водонижение до откопки котлована;
- избегать длительногоостояния откопанных котлованов;
- откопку последнего слоя грунта толщиной 0,5...1 м производить непосредственно перед устройством фундаментов;
- не допускать промораживания грунта под фундаментами до и после их устройства.

Как показала практика, выполнение этих правил позволяет строить даже на слабых грунтах Петербурга дома с подземными этажами практически без осадок.

#### 7.4. Осушение строительных котлованов

Надежная защита от подземных вод – главное условие успешного строительства и сохранения структуры грунта в дне котлована. Защита от подземных вод осуществляется двумя способами:

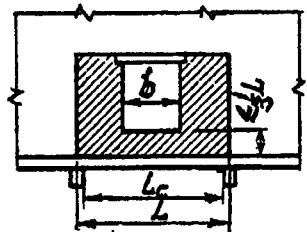


Рис. 9.8. Схема к расчету ростверка под стену на нагрузки строительного периода

проемных перемычек. Если перемычки каменные, то вес кладки стен определяют до отметки, превышающей отметку верха проема на 1/3 его ширины. Расчет на эксплуатационные нагрузки производят в зависимости от местных условий по различным схемам. Длина полуоснования эпюры нагрузки

$$a = 3,14 \sqrt{EI / (E_k b_k)}, \quad (9.37)$$

где  $E$  и  $E_k$  – модули упругости соответственно бетона ростверка и кладки стены, кПа;  $I$  – момент инерции поперечного сечения ростверка,  $\text{м}^4$ ;  $b_k$  – толщина стены в месте опирания на ростверк, м.

Значения ординат эпюры нагрузки над гранью  $p$ , кН, и над осью  $p_0$ , кН, сваи

$$p = q L_c / a, \quad p_0 = q L / a, \quad (9.38)$$

где  $q$  – равномерно распределенная расчетная нагрузка от здания на уровне плоскости подошвы ростверка, кН/м.

Дополнительно определяют расчетные опорные и пролетные моменты, возникающие в эксплуатационный период (Руководство, 1980).

Кроме того, проверяется прочность кирпичной кладки над сваей на смятие. Расчет ростверков под стены крупнопанельных зданий приведен в (Руководстве, 1980).

#### 9.4.6. Расчет осадки свайного фундамента

Указанный расчет относится к проверке основания по второй группе предельных состояний, поэтому в расчете используют нагрузку  $N_{\text{оп}}$ , действующую на обрез фундамента. СНиП рекомендует применять при определении осадки висячих свай расчетную схему, согласно которой осадка грунта происходит только ниже

концов свай от некоторого условного фундамента  $ABCD$  (рис. 9.9), включающего сваи и окружающий их грунт.

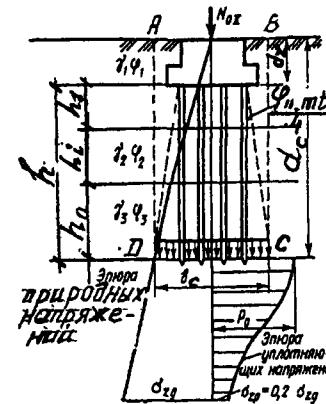


Рис. 9.9. Схема к проверке напряжений под условным фундаментом и определению осадок свайного фундамента

Условный массив ограничиваются контурами: сверху – поверхностью планировки; с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $htg(\phi_{ll,mm}/4)$ , но не больше  $2d$  в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем  $I_L > 0,6$  (см. рис. 9.9); снизу – плоскостью в уровне нижних концов свай, здесь  $\phi_{ll,mm}$  – осредненное значение угла внутреннего трения, град, в пределах длины свай  $h$ , м, определяемое по формуле

$$\phi_{ll,mm} = \sum \phi_{ll,h} / \sum h, \quad (9.39)$$

где  $\phi_{ll,h}$  – расчетные значения угла внутреннего трения, град, для отдельных слоев толщиной  $h$ , м.

Рекомендации по определению условного массива при наклонных сваях, наличии прослоек торфа, ила в пределах длины свай даны в пп. 6.1 и 6.2 СНиП. Размеры подошвы условного фундамента  $b_c$  и  $l_c$ , м, определяют по формулам

$$b_c = b_o + 2 h \operatorname{tg}(\phi_{ll,mm}/4), \quad l_c = l_o + 2 h \operatorname{tg}(\phi_{ll,mm}/4), \quad (9.40)$$

где  $b_o$ ,  $l_o$  – расстояния между наружными гранями крайних рядов свай вдоль меньшей и большей сторон подошвы ростверка, м.

Вес условного массива определяют по формуле

$$N_c = b_c l_c \sum \gamma_{ii} h_i, \quad (9.41)$$

где  $\gamma_{ii}$  – значение удельного веса отдельных слоев грунта, кН/м<sup>3</sup>, толщиной  $h_i$ , м, в пределах глубины заложения условного фундамента  $d_c$ , м.

Для возможности выполнения расчета осадки методами, регламентируемыми СНиП 2.02.01 – 83 и основанными на использовании теории линейно деформируемых сред, необходимо выполнение условия

$$p_{ii} = (N_{0ii} + N_c) / (b_c l_c) < R, \quad (9.42)$$

где  $p_{ii}$  – давление на грунт по подошве условного фундамента, кПа, от суммарных нагрузок второй группы предельных состояний;  $R$  – расчетное сопротивление грунта, кПа, расположенного под подошвой условного фундамента, определяемое по формуле (4.8) при принятии  $d = d_c$  и  $b = b_c$ .

В случае невыполнения условия (9.42) увеличивают или длину свай или их количество. При выполнении условия (9.42) производят расчет осадки свайного фундамента. Наиболее часто используют метод послойного суммирования. Осадку грунтов основания, расположенных ниже свай, определяют от дополнительного давления  $p_0 = p_{ii} - \sum \gamma_{ii} h_i$ , кПа, действующего по подошве условного фундамента.

Последовательность расчета осадки включает этапы: а) построение эпюры природных напряжений; б) построение эпюры дополнительных напряжений (см. рис. 9.9); в) определение мощности сжимаемого слоя по условию (6.15); г) подсчет осадки по формуле (6.14).

Расчетная осадка фундамента должна быть меньше предельно допустимой для сооружения согласно условию (9.2). При большой неравномерности нагрузок на фундаменты и при слабых грунтах возникает необходимость проверки относительной неравномерности осадок свайных фундаментов по условию (9.3). Для этого определяют осадки наиболее близко расположенных фундаментов с наибольшей разницей в нагрузках.

**Пример 9.10.** Спроектировать фундамент на призматических сваях под колонну промышленного здания.

1. Исходные данные. Семиэтажный корпус имеет полный железобетонный каркас ( $s_h = 8$  см). Колонны сборные сечением 40 × 60 см. Здание бесподвальное. Толщина конструкций пола 1-го этажа 0,4 м. Наиболее невыгодное сочетание нагрузок на уровне обреза фундамента  $N_{01} = 7530$  кН;  $M_{01} = 810$  кНм;  $T_{01} = 190$  кН. Напластование и необходимые свойства грунтов показаны на рис. 9.10. Расчетная глубина промерзания  $d_f = 1$  м. Погружение сваи принимаем дизельным молотом.

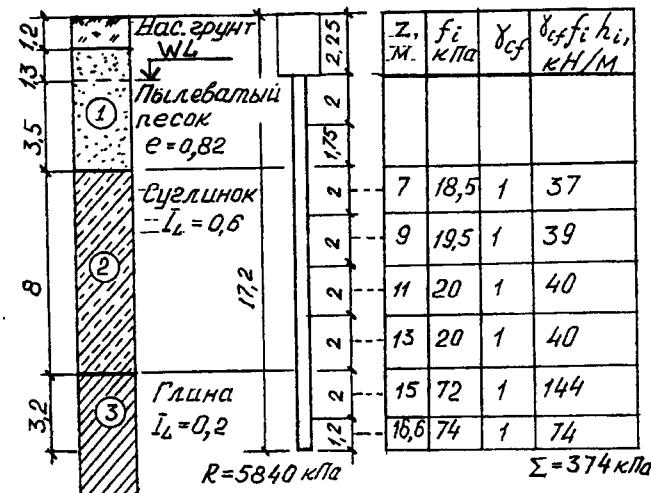


Рис. 9.10. Схема к определению несущей способности сваи для примера 9.10

2. Выбор глубины заложения ростверка, несущего слоя грунта и конструкции сваи.

Глубину заложения ростверка принимаем из конструктивных соображений  $d_r = 2,25$  м, высота ростверка 2,1 м и расположение обреза ростверка ниже поверхности грунта (для размещения фундаментной балки) на 0,15 м. Принятая глубина заложения ростверка превышает расчетную глубину промерзания грунта  $d_f = 1$  м.

Наиболее благоприятным грунтом для использования в качестве несущего слоя является глина (см. рис. 9.10). Принимаем глубину заделки

- шлицевые фундаменты, имеющие форму стен (рис. 8.1);
- коробчатые фундаменты (рис. 8.2) – жесткие конструкции заглубленных частей зданий, включающие подземные помещения. Пустотелый короб легче замещенного им грунта и позволяет реализовать идею «плавающего» безосадочного сооружения, вес которого равен весу извлеченного при строительстве грунта.

Фундаменты глубокого заложения, как и другие подземные сооружения, могут возводиться котлованным и бескотлованным способами.

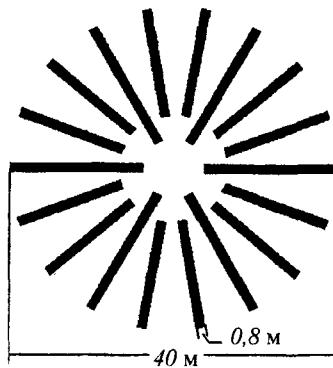


Рис. 8.1. План шлицевого фундамента под ядерный реактор (Франция)

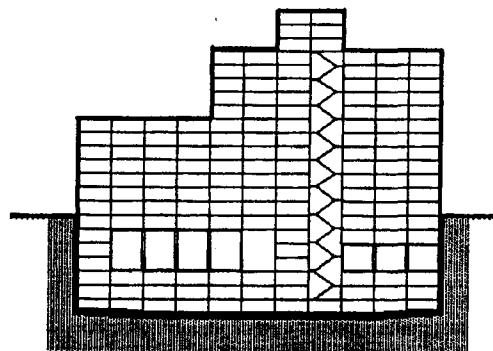


Рис. 8.2. Коробчатый фундамент под зданием издательства «Асахи» (Япония)

При котлованном способе сооружение возводится на дне откопанного котлована, как на поверхности. Специфическими проблемами здесь являются обеспечение устойчивости грунтовых стен котлована и защита от притока подземных вод.

## 8.2. Технологические приемы при бескотлованном устройстве фундаментов глубокого заложения

Технологические приемы для бескотлованного строительства достаточно разнообразны и постоянно пополняются новыми возможностями поступающего на рынок геотехнического оборудования.

**Стены в грунте.** Железобетонные стены в грунте используются как стены будущих подземных помещений, как шлицевые фундаменты, реже – как временные ограждения строительных котлованов.

**Стена из секущихся свай.** Это технологически относительно простая, надежная и наиболее популярная конструкция стены (рис. 8.3).

Сваи 1, 2, 4, 6 бетонируются без арматурных каркасов. Сваи 3, 5, 7, 8 с армокаркасами устраиваются после схватывания бето-

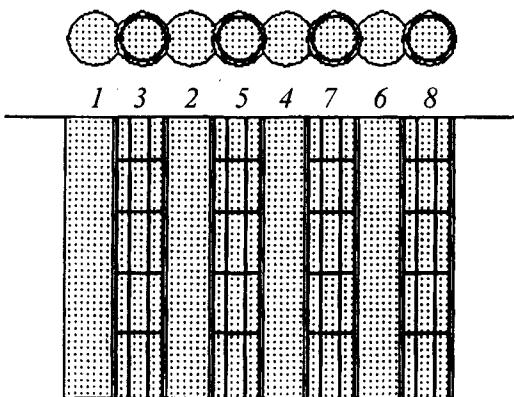


Рис. 8.3. План и разрез стены из секущихся свай:  
1–8 – очередность изготовления свай

на в соседних ранее изготовленных сваях. Подобная стена воспринимает изгибающие моменты в вертикальной плоскости, имеет невысокую водонепроницаемость.

**Траншейные стены.** Применяются такие стены в монолитном и сборном вариантах.

Технология изготовления траншейных стен требует специального сложного оборудования. Прежде всего вдоль будущей стены устраивается форшахта в виде двух параллельных железобетонных балок. Между балок форшахты захватками длиной 3...4 м на полную глубину стены (до 30 м и более) откапывается узкая траншея шириной 0,5...1 м. Для обеспечения устойчивости стен траншея заполняется глинистым раствором. Разработка грунта из-под глинистого раствора ведется либо узкими грейферами с гидравлическим приводом (рис. 8.4), либо фрезерными механизмами.

После откопки захватки в нее опускается арматурный каркас и методом ВПТ ведется бетонирование. Захватка от захватки отделяется металлическими или железобетонными разделителями. Разделители специальной конструкции позволяют обеспечить переклест арматуры в соседних захватках; такая стена способна воспринимать изгибающие моменты не только в вертикальной, но и в горизонтальной плоскости.

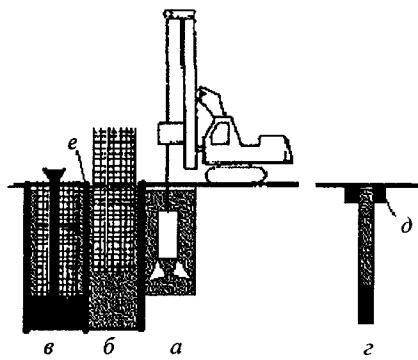


Рис. 8.4. Устройство монолитной стены: *a* – откопка захватки; *b* – опускание арматурного каркаса; *c* – бетонирование методом ВПТ; *d* – поперечное сечение; *e* – разделитель

В откопанные захватки можно опускать железобетонные панели заводского изготовления (рис. 8.5), а зазоры между панелями и грунтом заполнять при этом твердеющим песчано-цементо-глинистым тампонажным раствором невысокой прочности.

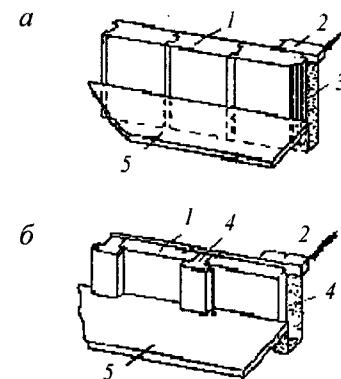


Рис. 8.5. Сборные стены: *a* – из панелей; *b* – из панелей и стоек; 1 – панель; 2 – форшахта; 3 – тампонажный раствор; 4 – стойка; 5 – панель днища

Шлицевые стыки между панелями соседних захваток герметизируются нагнетанием водоупорного состава. Изготовленная подобным образом сборная стена выгодно отличается от монолитной гарантированной водонепроницаемостью и ровными поверхностями.

Использование для откопки траншей фрезерных механизмов (рис. 8.6) позволяет устраивать траншейные стены в полускальных грунтах или в грунтах с крепкими включениями. Режущие или шарошечные фрезы разрушают грунт, который вместе с глинистым раствором в виде пульпы отсасывается пульпонасосом.

Общим недостатком стен в грунте, как монолитных так и сборных, является необходимость содержания сложного хозяйства по приготовлению глинистого раствора, его очистке от грунта и циркуляции.

Обеспечение водонепроницаемости монолитных стен, бетонируемых под глинистым раствором, является сложной задачей.

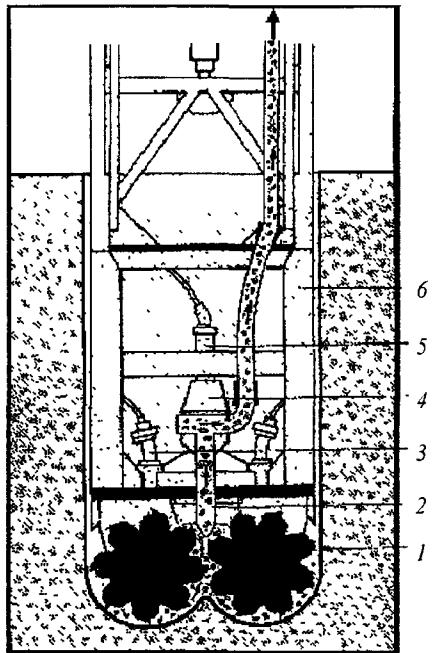


Рис 8.6. Фрезерный механизм для откопки траншеи / – фреза,  
2 – всасывающий патрубок, 3 – гидропривод фрезы,  
4 – пульпонасос; 5 – гидропривод насоса, 6 – рама

**Опускной колодец.** Эта технология подземного строительства известна с середины XIX века. Методом опускного колодца сооружают глубокие фундаменты, например, мостовых опор, другие подземные сооружения. Один из самых больших колодцев глубиной и диаметром 68 м с толщиной стен 4,5 м погружен в пос. Ольгино под Петербургом для технологического оборудования очистных сооружений городской канализации.

Сущность метода состоит в том, что на поверхности в траншее по контуру будущего сооружения (рис. 8.7) устраивается форшахта обычно в виде железобетонной балки прямоугольного сечения. Далее сооружается стальной или сильно армированный и покрытый стальным листом железобетонный нож опускного ко-

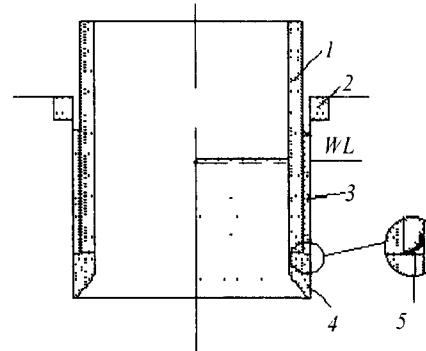


Рис 8.7. Погружение опускного колодца при сухой (слева) и подводной (справа) разработке грунта: 1 – стена колодца, 2 – форшахта; 3 – глинистый раствор; 4 – нож; 5 – манжет

лодца – его режущая часть. На ноже возводятся стены колодца, монолитные железобетонные или сборные из блоков или панелей заводского изготовления. После возведения стен, а у больших колодцев одновременно с возведением стен производится выемка грунта в контуре колодца, который под действием собственного веса начинает опускаться. Если колодец погружается в водонасыщенные слабые грунты с плавучими свойствами, то при разработке грунта возможен наплыv грунта и обильный водоприток в колодец через дно, вплоть до полного затопления колодца водой и грунтом. В таких грунтах колодцы опускают двумя способами. Первый способ – это закрепление грунта вокруг колодца. При опускании вышеупомянутого колодца в Петербурге вокруг него была создана методом рассольного замораживания цилиндрическая льдогрунтовая стена толщиной 5 м на полную глубину толщи слабых грунтов – около 30 м. Второй способ – это затопление колодца грунтовыми водами до их естественного уровня и подводная разработка грунта грейферами или фрезерно-эжекторными механизмами.

После опускания колодца до заданной глубины его внутренняя полость заполняется бетоном, если устраивается глубокий

фундамент, или укладывается монолитное железобетонное днище, если внутреннее пространство предназначено для использования в качестве подземного помещения.

Опускные колодцы в плане бывают круглые, овальные, прямоугольные. Для снижения сил трения о грунт при опускании внешний диаметр стен колодцев делают на 10...20 см меньше диаметра ножа. Благодаря этому между стеной колодца и грунтом образуется зазор, который для поддержания устойчивости грунтовой стенки может быть заполнен глинистым раствором. В последнем случае для удержания раствора в зазоре на уступе ножа устраивается резиновый манжет.

Конструкцию ножа выбирают в зависимости от вида грунтов и технологии погружения. Обычные схемы поперечного сечения ножей опускных колодцев изображены на рис. 8.8.

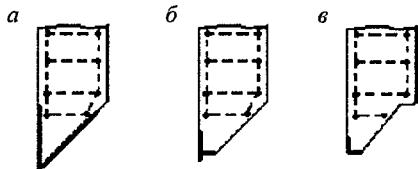


Рис. 8.8 Конструкции ножей *а* – острый, *б* – с одной площадкой, *в* – с двумя площадками

Наилучшей формой ножа является клиновая (рис. 8.8, *а*). Однако при таком ноже возможно неравномерное по периметру колодца погружение в слабые грунты и появление в связи с этим перекосов. Поэтому такой профиль рекомендуется при необходимости прорезания значительных по толщине прослоек плотных грунтов. Для уменьшения расклинивающего действия грунта на нож и предотвращения просадок колодца применяют ножи с одной или двумя горизонтальными площадками (рис. 8.8, *б*, *в*). Верхняя горизонтальная площадка (см. рис. 8.8, *в*) служит для упора днища, а также гарантирует от резких просадок колодца, если встречаются слабые слои грунта.

Если при погружении нож колодца упирается в крупные валуны, возможно применение буроизрывных работ для их разрушения.

Для уменьшения водопритока в колодец применяется водопонижение через кольцо водопонизительных скважин вокруг колодца.

На рис. 8.9 изображены конструкции днища колодца при сухой (слева) и подводной разработке грунта. При сухой разработке на поверхность грунта укладывается дренажный слой 6 для отвода воды в период строительства, поверх него – разделительный слой рубероида или геотекстиля 5, бетонная подготовка 4, по которой укладывается слой гидроизоляции 3, песчано-цементная стяжка 2 для защиты гидроизоляционного слоя при устройстве днища, и, наконец, железобетонное днище 1.

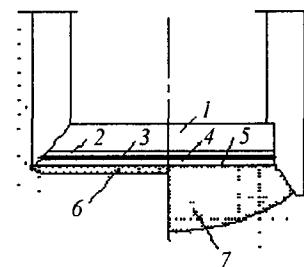


Рис. 8.9. Конструкция днища при сухой (слева) и подводной (справа) разработке грунта

При подводной разработке грунта первоначально на грунтовое дно укладывается методом подводного бетонирования бетонная подушка 7, поверх которой уже насухо укладываются те же слои, что и при сухом строительстве.

Размеры конструктивных элементов и армирование опускных колодцев определяются нагрузками и воздействиями, действующими в период строительства. При проектировании работ по технологии опускного колодца следует выполнить расчеты: а) необходимого веса колодца для преодоления сил трения стен о грунт; б) прочности стен колодца под действием собственного веса до опускания, прочности стен колодца под действием сил горизонтального давления грунта, грунтовой воды, глинистого раствора; в) прочности стен при перекосах колодца в ходе опускания, г) проч-

ности стен на разрыв в вертикальном направлении при зависании колодца вследствие зажатия грунтом в верхней части; д) прочности ножа; е) необходимого веса колодца для противодействия архимедовым силам всплывтия. Если колодец будет служить внешним ограждением подземного сооружения, то его элементы рассчитываются и на эксплуатационные нагрузки. Порядок расчетов опускных колодцев приводится в литературе (Далматов Б.И. и др. 1999; Драновский А.Н., Фадеев А.Б., 1993).

При опускании колодцев иногда встречаются трудности.

Во-первых, удержать глинистый раствор между подвижной стеной колодца и грунтом непросто, прорывы раствора в колодец – частое явление. При этом не только страдает затопленное раствором оборудование в колодце, но и резко возрастают силы трения стен о грунт. Колодец зависает, и для продолжения его опускания приходится принимать чрезвычайные меры (глубокий подкоп стен, приложение вибрации, пригрузка).

Во-вторых, при опускании колодца неизбежно возникают его перекосы, не только приводящие к его зависанию, но и создающие большие изгибающие усилия в стенах, что вынуждает неоправданно увеличивать толщину и степень армирования стен. Эти усилия нередко приводят к появлению трещин в стенах и способны нарушить их гидроизоляцию.

Фундаменты, изготовленные методом опускного колодца, обычно имеют неоправданно большой запас прочности по материалу, что ведет к значительному перерасходу бетона по сравнению со свайным вариантом фундамента.

Эти трудности, а также дороговизна льдогрунтового ограждения при опускании колодца в слабых грунтах, сложность подводной разработки грунта при наличии валунов или иных крепких включений на фоне прогресса других технических средств подземного строительства понизили популярность технологии «опускной колодец» за пределами мостостроения.

**Сваи-оболочки.** Свая-оболочка – это по существу легкий опускной колодец, представляющий собой железобетонную трубу ди-

аметром 1,5...3 м с толщиной стенки 12...15 см. Сваи-оболочки погружаются в грунт при помощи вибратора или вибромолота с периодической грейферной выемкой грунта из внутренней полости трубы.

Сваи-оболочки доставляются на стройплощадку в виде отдельных секций (рис. 8.10) со стальными фланцами на торцах для болтового соединения друг с другом и крепления к нижнему концу погружаемой сваи стального ножа, подобного показанному на рис. 8.8, а к верхнему концу – вибратора.

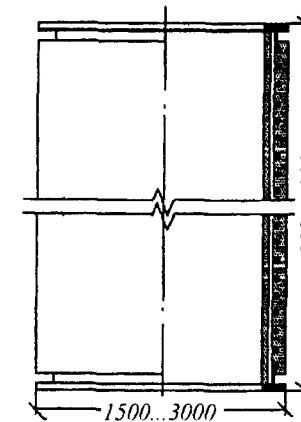


Рис. 8.10. Секция сваи-оболочки

После погружения до нужной глубины внутренняя полость трубы заполняется бетоном. Если свая-оболочка погружается до скального слоя, то сквозь нее в скалу пробуривается короткая (1...2 м) скважина, диаметр которой равен внутреннему диаметру трубы. Эта скважина заполняется бетоном одновременно с трубой и служит заделкой сваи-оболочки в скалу.

Сваи-оболочки особенно популярны при возведении мостовых опор, так как их можно опускать с поверхности воды и устраивать сваю-колонну или свайный фундамент с высоким ростверком.

**Кессон.** Разработку водонасыщенных и плавучих грунтов можно вести, пригрузив разрабатываемую поверхность грунта

давлением сжатого воздуха. Такой способ ведения работ называют кессонным. Кессонный способ применяется при проходке тоннелей (горизонтальный кессон), устройстве мостовых опор, других фундаментов глубокого заложения (вертикальный кессон).

Схема вертикального кессона приведена на рис. 8.11. По существу это опускной колодец с изолированной рабочей зоной. Рабочая зона кессона заполнена сжатым воздухом, давление которого должно быть равно давлению грунтовых вод на уровне режущей кромки ножа: на каждые 10 м напора грунтовых вод требуется давление сжатого воздуха 100 кПа (1 техническая атмосфера). Доступ людей и доставка материалов в рабочую зону осуществляется через шлюз. Разработанный грунт из рабочей зоны удаляется обычно в виде пульпы.

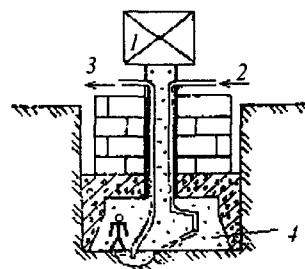


Рис. 8.11. Вертикальный кессон: 1 – шлюз; 2 – подача воды для гидромонитора; 3 – выдача пульпы; 4 – сжатый воздух

Кессонная технология имеет существенные недостатки. Прежде всего это вредные условия труда, потери времени на шлюзование рабочих. Кроме того, сжатый воздух давит на кессон вверх и заставляет его сильно утяжелять. По этим причинам кессонная технология в последние десятилетия практически вытеснена другими способами ведения работ.

**Закрепление грунтов.** При строительстве сооружений в особо сложных грунтовых условиях для ограждения котлованов, создания противофильтрационных завес применяют методы временного или постоянного закрепления грунтов. В качестве временно-

го закрепления любых грунтов применяется рассольное (холодным раствором хлористого кальция) или криогенное (жидким азотом) замораживание. Криогенное замораживание выполняется быстро, сравнительно просто и надежно. Известны случаи, когда для криогенного закрепления сухого грунта его специально предварительно замачивали.

Для постоянного закрепления галечниковых и трещиноватых скальных грунтов применяется инъекционная цементация; крупно- и среднезернистые пески и лессы могут быть закреплены методом инъекционной силикатизации, песчаные и пылевато-глинистые грунты – цементацией с помощью струйной технологии. Методы закрепления грунтов изложены в гл. 6.

### 8.3. Расчет фундаментов глубокого заложения

Расчет глубоких фундаментов, устроенных бескотлованными методами, отличается от расчета фундаментов мелкого заложения учетом взаимодействия с грунтом боковых граней.

**Глубокий фундамент под вертикальной нагрузкой.** Среднее давление по подошве фундамента под действием вертикальной нагрузки (рис. 8.12, а) определяется формулой

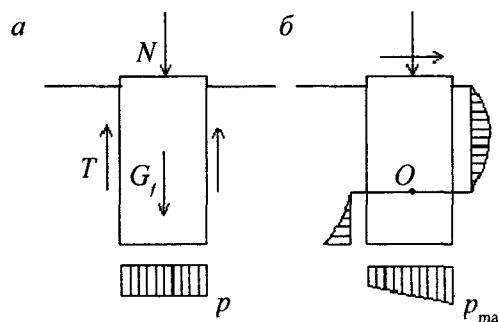


Рис. 8.12. Реакция грунтового основания при нагружении глубокого фундамента нагрузкой: а – вертикальной; б – вертикальной и горизонтальной

$$p = (N + G_f - T) / A, \quad (8.1)$$

где  $N$  – нагрузка на обрез фундамента,  $G_f$  – вес фундамента.  $T$  – расчетная сила трения грунта по боковой поверхности фундамента,  $A$  – площадь подошвы фундамента

Сила трения определяется по формуле

$$T = u \sum f_i l_i,$$

где  $u$  – периметр поперечного сечения фундамента, м;  $f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта по боковой поверхности, принимаемое, как для буронабивных свай,  $l_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта в пределах фундамента от его подошвы до поверхности грунта

Сила трения  $T$  принимается равной нулю при опирании подошвы фундамента на скальное основание.

Величина  $p$ , определенная по формуле (8.1), не должна превосходить: а) расчетного сопротивления грунта  $R$ , если проектирование ведется по II группе предельных состояний (по деформациям); б) предельного давления на грунт для данного фундамента, если расчет ведется по I группе предельных состояний.

Если фундамент нагружен, кроме вертикальной, также опрокидывающей (горизонтальной или моментной) нагрузкой, то он поворачивается в грунте на некоторый угол  $\omega$  вокруг некоторой точки  $O$ ; при этом эпюра давления по подошве видоизменяется, а по боковым поверхностям фундамента возникает отпор грунта.

Расчет угла поворота и реакции отпора грунта выполняют исходя из предположения о наличии под подошвой и бокам фундамента винклеровской постели с величиной коэффициента постели, прямо пропорциональной глубине (рис. 8.12, б). Порядок аналитического расчета подробно излагается в работе (Силин К.С., Глотов Н.М., Завриев К.С., 1981).

Расчеты могут быть намного упрощены, если воспользоваться программой «Геомеханика»\* (Проектирование фундаментов..., 2001). На рис. 8.13 приведены эпюры контактных напряжений и схема поворота фундамента под действием вертикальной и гори-

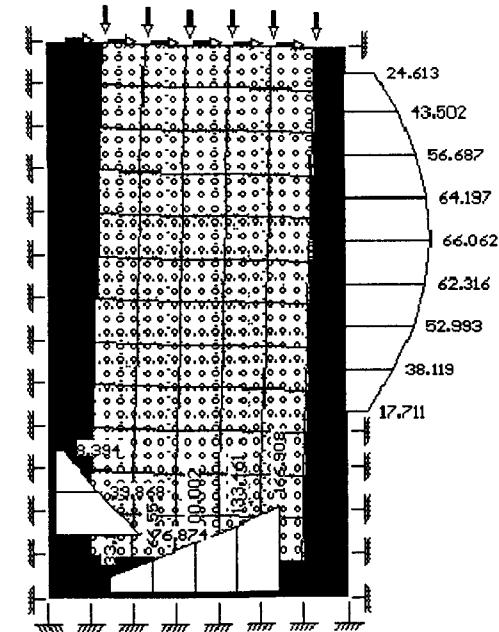


Рис. 8.13 Расчет поворота глубокого фундамента методом конечных элементов по программе «Геомеханика»

зонтальной нагрузки. Фундамент и винклеровская постель по его граням смоделированы конечными элементами, коэффициент постели пропорционален глубине.

Расчеты элементов подземных сооружений, входящих в состав глубокого фундамента, под действием эксплуатационных и технологических (в процессе погружения опускного колодца и др.) нагрузок приводятся в литературе (Драновский А.Н., Фадеев А.Б., 1993; Проектирование фундаментов..., 2001).

\* Программа для учебных целей передается бесплатно

## Глава 9

# ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

### 9.1. Общие положения

В предыдущих разделах учебника рассмотрены вопросы проектирования и устройства фундаментов на грунтах, устойчивость которых под нагрузкой от сооружений не вызывала сомнений, а их строительные свойства характеризовались стабильностью при иных (помимо силовых) воздействиях. Однако в природе встречаются грунты, у которых естественная *структура* (в том числе под нагрузкой) является *устойчивой лишь при сохранении определенных условий*. Такие грунты относят к группе структурно-неустойчивых грунтов. Название «структурно-неустойчивые» грунты достаточно условно, так как при одних воздействиях (различных для различного вида грунтов), когда структурные связи еще не нарушаются, грунты будут иметь вполне устойчивую структуру. Однако при некоторых *добавочных физических или механических воздействиях* резко нарушается их структура, что обуславливает существенное ухудшение физико-механических свойств грунтов: значительное увеличение сжимаемости и уменьшение прочности; изменяется напряженно-деформируемое состояние оснований сооружений.

*В слабых сильносжимаемых грунтах* (неуплотненные водонасыщенные глинистые грунты, в том числе озерно-ледниковые глины, суглинки и супеси; илы, заторфованные грунты; рыхлые пески; водонасыщенные, пылеватые, намывные грунты) при механических воздействиях (быстрое приложение давления более структурной прочности, перемятие, динамические воздействия и др.) легко разрушаются структурные связи, резко уменьшаются показатели прочности, существенно увеличивается деформируемость и ее неравномерность.

*Мерзлые и вечномерзлые грунты* при отрицательных температурах обладают, как правило, большой прочностью и малой

сжимаемостью. При оттаивании разрушается их морозная (криогенная) структура даже без приложения внешнего давления, возникают быстропротекающие осадки оттаивания – просадки, резко уменьшаются показатели прочности (см. гл. 10).

*Лессы и лессовидные грунты* устойчивы в условиях малой влажности, а главное – в условиях природно-сложившегося стока поверхностных вод. При увеличении влажности (замачивании) структурные связи между частицами разрушаются, что приводит к просадкам лесовых грунтов и снижению их прочности.

*Плотные глинистые маловлажные грунты*, особенно содержащие большое количество частиц минерала монтмориллонита, *набухают* при увлажнении, а при последующем понижении влажности испытывают обратный процесс – усадку, что связано с изменением структуры в результате образования или ликвидации гидратных оболочек вокруг минеральных частиц.

*Такие горные породы, как гипс, конгломераты и другие, растворяются и разрушаются проточной водой.* В них образуются пустоты – карсты, а на земной поверхности – провалы, карстовые просадки, которые с течением времени преобразуются в карстовые воронки, проседания или оседания.

Наконец, к группе неустойчивых оснований следует отнести *грунты на местности, в недрах которой проводятся горные подземные выработки*. Как бы плотно ни заполнялись или ограждались выработанные полости, верхние пласти постепенно оседают, искривляются и вообще деформируются, а на поверхности земли образуется чащебразная впадина – мульда сдвижения или оседания.

Следует еще раз отметить разницу между *осадкой* сооружения, которая является следствием деформаций, вызванных напряженным состоянием грунта, и *просадкой*, которая является результатом *разрушения* грунта (а точнее, разрушения структуры грунта) при *дополнительном* воздействии на основание физических или механических процессов. Задача проектирования и возведения фундаментов в рассматриваемых условиях состоит в разработке таких технических решений, которые учитывают особенно-

сти взаимодействия системы «основание – фундамент – сооружение» и обеспечивают прочность, устойчивость всех конструкций и эксплуатационную надежность сооружения.

## 9.2. Фундаменты на слабых сильносжимаемых грунтах

### 9.2.1. Особенности расчета оснований сооружений, возводимых на слабых сильносжимаемых грунтах

Основания, сложенные слабыми сильносжимаемыми грунтами, проектируются по двум группам предельных состояний (см. гл. 1) с учетом их большой сжимаемости, медленного развития осадок во времени и возможности в связи с этим возникновения нестабилизированного состояния, существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных, фильтрационных характеристик и тиксотропных свойств.

В условиях природного залегания слабые грунты, перечень которых приведен в разд. 9.1, обладают структурными связями и проявляют повышенную сжимаемость только при давлениях, превышающих структурную прочность  $\sigma_{sr}$ . Тиксотропия заключается в том, что при определенных механических воздействиях структурные связи в грунтах разрушаются, резко снижаются показатели прочностных и деформационных свойств. Однако с течением времени структурные связи, имеющие обратимый характер, восстанавливаются и происходит упрочнение грунта. В основном, все рассматриваемые грунты имеют низкую прочность (угол внутреннего трения  $\phi = 10 \dots 16^\circ$ , удельное сцепление  $c = 5 \dots 30 \text{ кПа}$ ) и большую сжимаемость (модуль деформации, как правило, меньше 5000 кПа в интервале давлений, характерных для фундаментов гражданских и промышленных зданий).

Слабые грунты чаще всего находятся в водонасыщенном состоянии и обладают малой водопроницаемостью. При незавершенной консолидации основания (особенно при их быстром загружении) это может привести к существенному снижению его несущей способности.

**Расчет по 1-й группе предельных состояний** при степени влажности слабых грунтов  $s_r \geq 0,85$  и коэффициенте консолидации  $c_v \leq 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$  (см. гл. 3) является обязательным. Несущая способность основания должна определяться с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов. Величину избыточного порового давления допускается определять методами теории фильтрационной консолидации. При соответствующем обосновании (высокие темпы возведения сооружения или нагружения его эксплуатационными нагрузками, отсутствие в основании дренирующих слоев грунта или дренирующих устройств) допускается в запас надежности принимать величину избыточного давления в поровой воде равной тотальному (полному) нормальному напряжению по площадкам скольжения или назначать расчетные значения  $\varphi_1$  и  $c_1$ , соответствующими нестабилизированному состоянию грунтов основания, определяя их по схеме неконсолидированного сдвига.

Анизотропные свойства слабых грунтов (озерно-ледниковые отложения, биогенные грунты, илы) должны учитываться при расчете оснований по 1-й группе предельных состояний, если плоскость скольжения грунта при возможной потере устойчивости основания пересекает слой указанного грунта как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях (рис. 9.1).

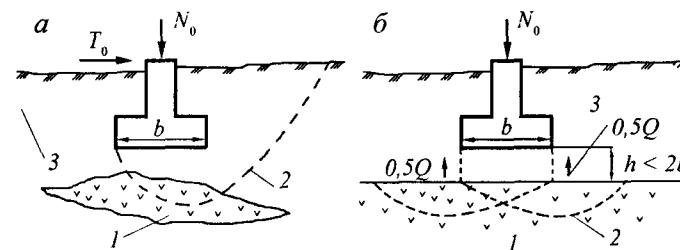


Рис. 9.1. Схемы условий, когда необходимо учитывать анизотропные свойства грунтов: *а* – поверхность скольжения, пересекающая слой биогенного грунта; *б* – расчетная схема несущей способности намытого основания, включающая слой биогенного грунта; 1 – биогенный грунт; 2 – поверхность скольжения; 3 – минеральный грунт естественного сложения или искусственно созданный (намыв, песчаная подушка)

Опирание фундаментов непосредственно на поверхность сильно заторфованных грунтов, торфов, слабоминеральных сапропелей и илов не допускается (СНиП 2.02.01–83\*). Расчет по несущей способности оснований, включающих слои погребенных биогенных грунтов, проводится в том случае, когда расстояние от их кровли до подошвы фундамента  $h < 2b$ , где  $b$  – ширина фундамента. Несущая способность двухслойного основания определяется в предположении, что фундамент заглублен до нижнего, погребенного биогенного грунта. В этом случае по боковой поверхности нижней части условного грунтового фундамента возникают силы сопротивления сдвига верхнего слоя основания  $Q$  (рис. 9.1, б). Следовательно, несущая способность двухслойного основания складывается из несущей способности погребенного биогенного грунта  $F_{u,1}$  и несущей способности слоя минерального грунта, расположенного между подошвой фундамента и пограничного биогенного грунта (Коновалов П.А., Кушнир С.Я., 1991):

$$F_u = F_{u,1} + Q. \quad (9.1)$$

Расчет оснований по несущей способности производят и в других случаях согласно требованию СНиП (см. гл. 4).

**Расчет по 2-й группе предельных состояний** слабых сильносжимаемых грунтов также имеет свои особенности. Если непосредственно под подошвой фундамента залегает слой грунта с модулем деформации  $E < 5000$  кПа толщиной более ширины фундамента  $b$ , осадка основания должна определяться с учетом *полного (среднего) давления по подошве фундамента* (СНиП 2.02.01–83\*). В расчете по деформациям основания, содержащего биогенные грунты или илы, нижнюю границу сжимаемой толщи рекомендуется принимать на такой глубине, где дополнительные напряжения составляют 3 кПа. Давление по подошве фундамента  $p$  на сильносжимаемые грунты ограничивается величиной расчетного сопротивления  $R$ , т. е.  $p \leq R$ . При определении величины  $R$  для грунтов оснований, включающих водонасыщенные биогенные грунты и илы, принимают пониженное значение коэффициента условий работы грунтового основания  $\gamma_{c1}$ .

Конечная осадка и время консолидации слоя биогенного грунта или ила при намыве или отсыпке на него песчаного слоя определяется без учета осадки подстилающего слоя, если модуль деформации последнего в 10 раз и более превышает модуль деформации биогенного грунта или ила. Величина конечной осадки слоя биогенного грунта или ила в стабилизированном состоянии  $s$ , обусловленная намытым или отсыпаным слоем песка, определяется по формуле (Пособие по проектированию..., 1986)

$$s = 3ph / (3E + 4p), \quad (9.2)$$

где  $p$  – давление от песчаной насыпи на поверхность уплотняемого слоя или ила, кПа;  $E$  – модуль деформации биогенного слоя, кПа;  $h$  – толщина уплотненного слоя грунта, м.

Осадка слоя биогенного грунта или ила, вызванная намытым и отсыпаным слоем песка, в любой момент времени определяется по формуле

$$s_t = Q_v \cdot s, \quad (9.3)$$

где  $s$  – конечная осадка уплотняемого слоя, определяемая по формуле (9.2);  $Q_v$  – степень консолидации, определяемая из выражения

$$Q_v = 1 - \bar{U}_z / \alpha t. \quad (9.4)$$

Здесь  $\bar{U}_z / \alpha t$  – относительное среднее избыточное давление в поровой воде, определяемое в зависимости от факторов времени  $T_v$  и  $T'$  (Пособие по проектированию..., 1986).

Величины факторов времени  $T_v$  и  $T'_v$  определяются по формулам

$$T_v = c_v t / H^2; \quad (9.5)$$

$$T'_v = c_v t' / H^2, \quad (9.6)$$

где  $c_v$  – коэффициент консолидации уплотняемого грунта при вертикальном дренажировании,  $\text{м}^2/\text{год}$ ;  $H$  – длина пути фильтрации, м;  $t$  – заданное время консолидации, год;  $t'$  – время, соответствующее прекращению возрастания нагрузки от песчаной насыпи или намыва, год.

Существенно снизить развитие значительных неравномерных осадок сооружений на сильносжимаемых грунтах возможно за счет

увеличения глубины заложения фундаментов или устройства плавающих фундаментов (вес извлекаемого грунта при отрывке котлована равен весу сооружения). При отрывке глубоких котлованов происходит разуплотнение грунта, выражющееся в подъеме дна котлована, поэтому осадки фундаментов  $s_d$  в таких случаях рекомендуется определять с учетом разуплотнения грунта при давлениях, меньших или больших вертикальных напряжений от собственного веса грунта.

Осадка основания  $s_d$  рассчитывается методом послойного суммирования как сумма двух составляющих:

$$s_d = s_1 + s_2, \quad (9.7)$$

где  $s_1$  – осадка от давления под подошвой фундамента  $p_1$ , равного вертикальному напряжению от собственного веса грунта на этом уровне ( $p_1 = \sigma_{zg,0}$ );  $s_2$  – осадка от дополнительного давления ( $p_2 = p - \sigma_{zg,0}$ ).

Если расчетные деформации оснований, сложенных слабыми сильносжимаемыми грунтами, более предельно допустимых или недостаточна их несущая способность, должны предусматриваться специальные мероприятия, обеспечивающие надежность проектируемых сооружений.

#### **9.2.2. Мероприятия по улучшению оснований фундаментов в условиях слабых сильносжимаемых грунтов**

В зависимости от типа основания, характера напластования и вида грунтов, особенностей их физико-механических свойств, гидрогеологических условий площадки строительства, расположения на ней пятна застройки здания и конструктивных особенностей последнего, а также предъявляемых к нему эксплуатационных требований рекомендуются следующие специальные мероприятия.

*Предпостроечное уплотнение* слабых водонасыщенных глинистых, биогенных грунтов и илов может быть осуществлено временной или постоянной пригрузкой (при выдержанной по простирианию верхних слоев этих грунтов). Пригрузка выполняется путем отсыпки или намыва на поверхность площадки строитель-

ства грунта или другого материала с устройством фильтрующего слоя или дрен при необходимости ускорения процесса консолидации основания. На застраиваемой площадке, сложенной совокупностью водонасыщенных минеральных и биогенных грунтов при различном их сочетании по толще слоев, глубине расположения и размещению их в плане, применяется комплекс мероприятий по предварительному улучшению основания.

Эффективным мероприятием в рассматриваемых условиях строительства является *прорезка* (полная или частичная) глубокими фундаментами, в том числе свайными, слабых грунтов, залегаемых в виде линз в верхней части сжимаемой толщи. При определении несущей способности свайных фундаментов, прорезающих сильносжимаемые грунты, следует учитывать возможность развития отрицательного (негативного) трения.

*Полная или частичная замена слабых грунтов* песком, гравием, щебнем и т. д. в пределах сжимаемой толщи выполняется путем устройства распределительных подушек. Применение подушек дает возможность снизить давления на подстилающие слабые грунты. Это позволяет уменьшить, а при полной замене слабых грунтов – весьма существенно, расчетные деформации оснований.

*Закрепление илов буроисцессительным способом* дает возможность преобразовывать их строительные свойства до необходимых параметров. С этой целью может быть использован метод высоконапорных инъекций или струйной технологии. Указанная технология заключается в погружении на расчетную глубину устройства для перемешивания грунта с вяжущим материалом.

*Глубинное уплотнение грунтов песчаными сваями* выполняется для уплотнения рыхлых мелких и пылеватых песков, в том числе с прослойками и линзами супесей, суглинков, глин и илов. Уплотнение производится на глубину слабого слоя или на всю сжимаемую толщу, влияющую на осадку фундамента. *Глубинное уплотнение рыхлых песков* различного состава производится также глубинными взрывами и с помощью глубинных высокочастотных вибраторов (см. гл. 5).

Характеристики грунтов должны устанавливаться по результатам их испытаний *после уплотнения*.

При проектировании пригрузки должны быть установлены толщина, размеры в плане пригрузочного слоя, время, необходимое для достижения заданной степени консолидации основания, а также конечная осадка основания под пригрузкой.

#### 9.2.3. Конструктивные мероприятия по уменьшению чувствительности сооружений к неравномерным осадкам

Как уже отмечалось выше, в большинстве случаев возведения сооружений на сильноожимаемых грунтах развитие неравномерных осадок неизбежно, а прогнозы их величин сложно определить с достаточной точностью. Невозможно также заранее предсказать форму деформации сооружения. По этой причине стремится уменьшить давление, передаваемое на грунты основания, применяя **фундаменты с большой опорной площадью**: сплошные, плитные, коробчатые, ленточные из перекрещивающихся лент. Такие фундаменты увеличивают общую жесткость сооружения и позволяют выравнивать осадки основания.

Опыт строительства в Санкт-Петербурге на слабых грунтах показал, что достигаются хорошие результаты при *усилении фундаментов и стен* железобетонными поясами или армированием швов кладки. Нижний железобетонный пояс выполняют по подошве фундаментов или поверх сборных фундаментных плит, затем следующий пояс – по верхнему обрезу фундаментов, а последующие – через этаж (на уровне междуэтажных перекрытий непрерывными по наружным и внутренним стенам). Если вместо внутренних стен предусмотрены столбы, то они должны покояться на ленточных монолитных железобетонных фундаментах, а на уровне поясов в стенах должны быть связаны железобетонными балками.

Жесткость сплошных фундаментных плит и усиление поясами могут иногда оказаться недостаточной мерой. В таких случаях можно добиться хороших результатов устройством жесткого *железобетонного коробчатого фундамента*, пространства которого

используются в качестве подвалов или подземных этажей различного назначения. При определенных условиях такой фундамент может быть *плавающим*.

Чувствительность конструкций к неравномерным осадкам может быть снижена *разрезкой здания на отдельные жесткие блоки* осадочными швами. Для обеспечения самостоятельности осадок отдельных частей здания необходимо делать осадочные швы с надлежащими зазорами. Размеры зазора следует назначать с учетом ожидаемых неравномерностей осадок здания как в продольном, так и в поперечном направлении.

Таким образом, одним из направлений уменьшения неравномерности осадок и перераспределения усилий в элементах здания является *повышение его пространственной жесткости*. Поэтому предпочтение следует отдавать бескаркасным конструкциям сооружений простой конфигурации, а для каркасных зданий применять фундаменты плитные или из перекрещающихся монолитных железобетонных лент. Вторым направлением в решении поставленных задач является *увеличение гибкости (податливости) сооружений* (если это позволяют технологические требования) за счет применения гибких или разрезных наземных конструкций, в которых не возникает дополнительных усилий при неравномерных осадках отдельных опор. Следует в некоторых случаях предусматривать устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружений и рихтовки технологического оборудования, а также соблюдать соответствующие требования при прокладке и вводе различных трубопроводов.

К мероприятиям, позволяющим уменьшить усилия в конструкциях при неравномерных осадках основания, относятся размещение сооружения на площади застройки с учетом особенностей ее инженерно-геологического строения и возможных источников вредного влияния (неравномерная толщина пластов, наличие линз и включений биогенных грунтов и ила, характер их размещения; возможное расструктуривание грунтов при отрывке котлована, подготовке основания и др.); регулирование сроков замо-

ноличивания стыков сборных и сборно-монолитных конструкций; обоснование скорости и последовательности возведения отдельных частей сооружения.

*При подготовке оснований в условиях слабых грунтов должны быть обеспечены устойчивость откосов и креплений стенок котлованов, предохранение грунтов от увлажнения и промерзания, защита грунта основания от повреждения механизмами и подтопления подземными водами. Слабые водонасыщенные грунты являются, как правило, сильнопучинистыми (морозоопасными) при промерзании. После промерзания прочность оттаивающих грунтов резко уменьшается и повышается сжимаемость, поэтому в процессе производства работ в зимних условиях грунты стенок и дна котлована должны быть защищены от промерзания.*

При использовании слабых грунтов в качестве оснований сооружений необходимо обеспечить также сохранение неизменным напряженного состояния грунтов, возникшего после приложения нагрузок, в течение всего эксплуатационного периода. Изменение напряженного состояния в слабых грунтах может быть вызвано возведением тяжелых сооружений около существующих, выполнением подсыпки территории, понижением уровня подземных вод и другими причинами. Особенно опасно опускание уровня подземных вод ниже слоев заторфованных грунтов и торфов. В образующейся при этом зоне аэрации происходят процессы гниения органических остатков, которые приводят к медленно развивающимся, но значительным по величине осадкам сооружений. В свайных фундаментах осадки будут обусловлены возникновением отрицательного трения. Указанные дополнительные осадки и оседания оснований могут явиться причиной нарушения нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

### 9.3. Фундаменты на лессовых просадочных грунтах

#### 9.3.1. Общие положения

Основания, сложенные просадочными грунтами, должны проектироваться с учетом их особенностей, заключающихся в том,

что при повышении влажности выше определенного уровня они испытывают дополнительные быстропротекающие деформации (просадки) от внешней нагрузки и собственного веса.

Количественной характеристикой просадочности является относительная просадочность, которая представляет собой относительную осадку (просадку) грунта при заданных давлениях и степени повышения влажности. Относительная просадочность определяется по формуле

$$\varepsilon_{sl} = (h_{n,p} - h_{sat,p})/h_{n,g}, \quad (9.8)$$

где  $h_{n,p}$  – высота образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения напряжением  $\sigma_z$ , равным напряжению, действующему на глубине  $z$ , от собственного веса грунта  $\sigma_{sg}$  или дополнительному напряжению  $\sigma_p$ , в зависимости от вида рассчитываемых деформаций;  $h_{sat,p}$  – высота того же образца после замачивания его до полного водонасыщения при сохранении напряженного состояния;  $h_{n,g}$  – высота того же образца природной влажности, обжатого давлением, равным напряжению  $\sigma_{sg}$  от собственного веса грунта, на рассматриваемой глубине (рис. 9.2, а).

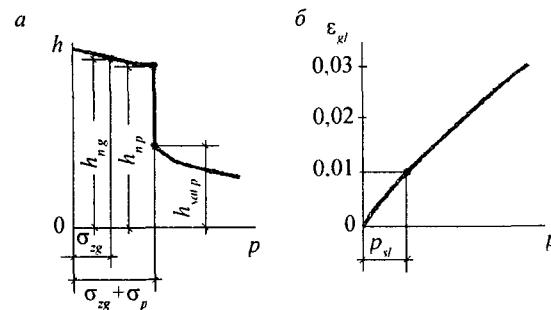


Рис. 9.2. Зависимость: а – деформаций; б – относительной просадочности лессового грунта от уплотняющего давления

Основными характеристиками просадочных грунтов, кроме относительной просадочности  $\varepsilon_{sl}$ , являются также начальное просадочное давление  $p_d$  и начальная просадочная влажность  $w_s$ , модуль деформации при естественной влажности  $E_u$  и в водонасыщенном состоянии  $E_w$ ; коэффициент изменчивости сжимаемости основания  $\alpha$ ; удельное сцепление  $c$  и угол внутреннего трения  $\phi$ .

при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии; удельное сцепление  $c$  и угол внутреннего трения  $\phi$  в водонасыщенном состоянии уплотненных просадочных грунтов до заданной плотности.

Относительная просадочность грунта зависит от давления и представляется в виде графика  $\epsilon_s = f(p)$  (рис. 9.2, б). Если  $\epsilon_s < 0,01$ , то грунт условно считается непросадочным.

Такие графики позволяют оценить начальное просадочное давление, т. е. давление, при котором  $\epsilon_{s_0} = 0,01$ . За начальную просадочную влажность  $w_{s_0}$  по аналогии принимают влажность, при которой в условиях заданных давлений относительная просадочность  $\epsilon_{s_0} = 0,01$ .

При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, следует учитывать возможность повышения их влажности в результате: а) замачивания грунтов – сверху из внешних источников и (или) снизу при подъеме уровня подземных вод; б) постепенного накопления влаги в грунте вследствие инфильтрации поверхностных вод и экранирования поверхности; в) одновременного замачивания грунтов сверху и постепенного накопления влаги в грунте.

*Расчетным состоянием* просадочных грунтов по влажности является (по СНиП 2.02.01–83\*): 1) при возможности их замачивания – полное водонасыщение ( $S_r \geq 0,8$ ); 2) при невозможности их замачивания – установившееся значение влажности  $w_{eq}$ , принимаемое равным природной влажности  $w$ , если  $w \geq w_p$ , и равным  $w_p$ , если  $w < w_p$ .

Грунтовые условия строительных площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса, подразделяют на два типа:

I тип – грунтовые условия, в которых возможна в основном просадка грунтов от внешней нагрузки  $s_{sp}$ , а просадка от собственного веса  $s_{sg}$  отсутствует или не превышает 5 см;

II тип – грунтовые условия, в которых, помимо просадки грунтов от внешней нагрузки  $s_{sp}$ , возможна их просадка от собственного веса  $s_{sg}$  и размер ее превышает 5 см.

### 9.3.2. Особенности проектирования оснований и фундаментов

Сложность строительства сооружений на лессовых грунтах обусловлена особенностью строительных свойств этих грунтов, возможными большими и неравномерными деформациями при обводнении оснований. Эти обстоятельства необходимо учитывать уже на стадии проектирования сооружений.

*Расчетное сопротивление* грунта основания при возможности замачивания просадочных грунтов принимается: а) равным начальному просадочному давлению ( $R = p_{sl}$ ) при устраниении возможности просадки грунтов от внешней нагрузки путем снижения давления под подошвой фундамента; б) равным значению, вычисленному по формуле (7) СНиП 2.02.01–83\* с использованием расчетных показателей прочностных свойств  $\phi_{ll}$  и  $c_{ll}$  грунта в водонасыщенном состоянии.

При невозможности замачивания просадочных грунтов расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяется по той же формуле (7) с использованием прочностных характеристик этих грунтов при установленной влажности  $w_{eq}$ . Предварительные размеры подошвы фундаментов можно определить по методике, изложенной в гл. 3.

Наиболее важной частью проектирования оснований сооружений на просадочных грунтах является расчет по деформациям. Это обусловлено тем, что абсолютные значения просадок могут намного превышать предельно допустимые. При местном замачивании основания относительные деформации также достигают больших и недопустимых значений. На основании определения осадок и просадок фундаментов принимают решение о возможности использования естественного основания или необходимости искусственного улучшения свойств грунтов или прорезки просадочной толщи глубокими фундаментами.

*Расчет просадок* выполняется в тех случаях, когда не предусматриваются мероприятия по устраниению просадочных свойств грунтов или когда эти свойства устраняются лишь частично, а при-

нимаемые меры против замачивания недостаточны. На основании прогноза источников и зон замачивания определяются размеры деформируемой зоны  $h_{sl}$ , в пределах которой ожидаются просадки. Для этой цели строится суммарная эпюра напряжений от собственного веса грунта  $\sigma_{sg}$  и дополнительных напряжений  $\sigma_{sp}$ , а также эпюра начальных просадочных давлений  $p_{sl}$  (рис. 9.3).

Просадка учитывается в тех слоях, где  $\sigma_{sg} + \sigma_{sp} > p_{sl}$ . На рис. 9.3 приведены характерные случаи расположения зон просадки  $h_{sl}$ . Величина просадки грунтов основания  $s_{sl}$  при замачивании определяется по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (9.9)$$

где  $n$  – число слоев просадочной толщи;  $\varepsilon_{sl,i}$  – относительная просадка грунта  $i$ -го слоя при напряжении  $\sigma_{sg} + \sigma_{sp}$  в его середине;  $h_i$  – толщина (не более 2 м);  $k_{sl,i}$  – коэффициент условий работы основания, принимаемый для фундаментов шириной  $b \geq 12$  м равным 1, при  $b \leq 3$  м – вычисляемый по формуле

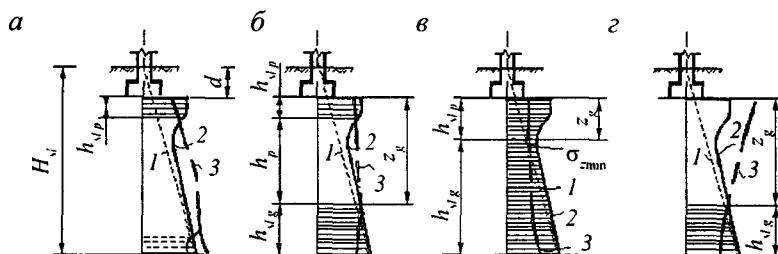


Рис. 9.3. Схемы к расчету просадок основания: *a* – просадка от собственного веса  $s_{sg}$  отсутствует (не превышает 5 см), возможна только просадка от внешней нагрузки  $s_{sp}$  в верхней зоне просадки  $h_{sg}$  (I тип грунтовых условий); *b*, *c*, *g* – возможная просадка от собственного веса  $s_{sg}$  в нижней зоне просадки  $h_{sg}$ , начиная с глубины  $z_g$  (II тип грунтовых условий); *d* – верхняя и нижняя зоны просадки не сливаются, имеется нейтральная зона  $h_n$ ; *e* – верхняя и нижняя зоны просадки сливаются; *g* – просадка от внешней нагрузки отсутствует; 1 – вертикальные напряжения от собственного веса грунта  $\sigma_{sg}$ ; 2 – суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта  $\sigma_z = \sigma_{sp} + \sigma_{sg}$ ; 3 – начальное просадочное давление  $p_{sl}$ ;  $H_{sg}$  – толщина слоя просадочных грунтов (просадочная толща); *d* – глубина заложения фундамента

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0, \quad (9.10)$$

где  $p$  – среднее давление по подошве фундамента, кПа;  $p_{sl,i}$  – начальное просадочное давление  $i$ -го слоя, кПа;  $p_0$  – давление, равное 100 кПа.

При расчете оснований по деформациям рассматриваются конкретные условия работы основания и условия замачивания: мощность замоченной толщи при распространении воды от источника замачивания; неравномерность просадки, в том числе при замачивании под одним краем широкого фундамента; возможность общей просадки территории при подъеме вод; горизонтальные перемещения  $u_{sl}$  на поверхности грунта при просадке его от собственного веса, вызванной замачиванием грунта сверху, и т. п. Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$s + s_{sl} \leq s_u, \quad (9.11)$$

где  $s$  – величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая как для обычных грунтов (см. гл. 3);  $s_{sl}$  – величина деформации основания, вызванная просадкой грунта;  $s_u$  – предельно допустимая величина совместной деформации основания и сооружения.

Из результатов расчета по формуле (9.11) будут вытекать дальнейшие решения по проектированию оснований на просадочных грунтах, включая выбор типа фундамента, методов улучшения основания, конструктивных и водозащитных мероприятий.

В тех случаях, когда исключается замачивание или при замачивании основания выполняется расчетное условие (9.11), фундаменты проектируются, как на обычных непросадочных грунтах. Во многих случаях для выполнения условий расчета фундаментов по предельным состояниям необходимо применение специальных мероприятий.

### 9.3.3. Основные способы устройства фундаментов в условиях просадочных грунтов

При возможности замачивания грунтов и развития недопустимых просадок следует предусматривать одно из мероприятий: а) устранение просадочных свойств грунтов в пределах всей просадочной толщи; б) прорезку просадочной толщи глубокими фун-

даментами; в) осуществление комплекса мер, включающего подготовку оснований, частичное устранение просадочных свойств грунтов, водозащитные и конструктивные мероприятия.

Выбор указанных мероприятий должен производиться с учетом типа грунтовых условий, вида возможного замачивания, расчетной просадки, конструктивных особенностей сооружений, взаимосвязи проектируемых сооружений с соседними объектами и коммуникациями.

В грунтовых условиях I типа устранение просадочных свойств грунтов допускается выполнять только в пределах верхней части зоны просадки, но не менее 2/3 ее высоты, если конструкции сооружения рассчитаны на возможные деформации основания, а просадки и их неравномерность не превышают 50% предельных деформаций, допустимых для данного сооружения. Устранение влияния просадочности в этих грунтовых условиях возможно следующими способами: снижением давления по подошве фундаментов малоэтажных зданий до величины, при которой в основании на всех глубинах напряжение меньше начального просадочного давления; уплотнением грунта тяжелыми трамбовками, массу которых подбирают в зависимости от мощности просадочной толщи в пределах 5...10 т и более (рис. 9.4, а); устройством грунтовых подушек или путем сочетания уплотнения нижней зоны просадочной толщи с уплотненной грунтовой подушкой в верхней зоне (рис. 9.4, б); устройством набивных или забивных фундаментов в вытрамбованных котлованах, а также изготовлением коротких набивных свай или забивкой пирамидальных свай (рис. 9.4, в); прорезкой просадочной толщи сваями и передачей нагрузки на подстилающие грунты (рис. 9.4, г).

В грунтовых условиях II типа возможны следующие варианты устройства фундаментов: прорезка просадочной толщи сваями различного типа или глубокими фундаментами (рис. 9.5, а); закрепление грунтов химическими или термическими способами (рис. 9.5, б); уплотнение грунтов предварительным замачиванием в сочетании с грунтовыми взрывами и уплотнение тяжелыми трам-

бовками (рис. 9.5, в); уплотнение грунтов грунтовыми сваями (рис. 9.5, г).

Могут применяться и другие методы устранения просадочных свойств грунтов и прорезки просадочной толщи. В грунтовых условиях II типа наряду с устранением просадочности и про-

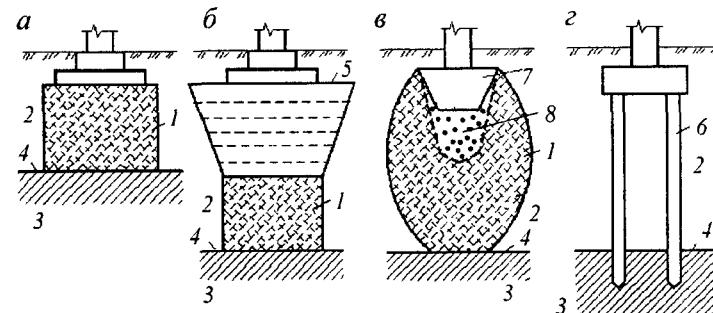


Рис. 9.4. Различные варианты устройства оснований и фундаментов в грунтовых условиях I типа просадочности: 1 – уплотненный грунт; 2 – просадочный грунт; 3 – непросадочный грунт; 4 – нижняя граница просадочного грунта; 5 – грунтовая подушка, уплотненная послойно; б – сваи; 7 – набивной или забивной фундамент, пирамидальная короткая свая; 8 – щебень, втрамбованный в грунт

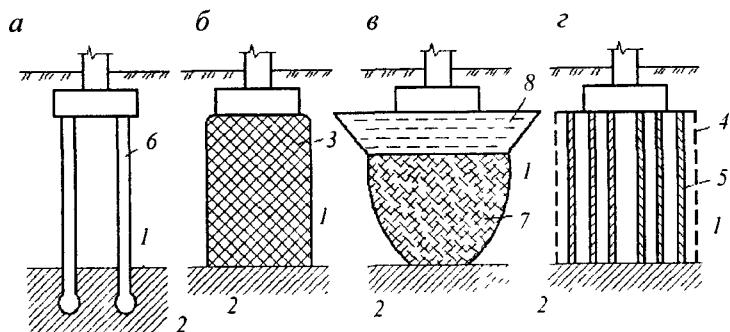


Рис. 9.5 Различные варианты устройства оснований и фундаментов в грунтовых условиях II типа просадочности: 1 – просадочный грунт; 2 – непросадочный грунт; 3 – закрепленный грунт; 4 – зона уплотнения грунта грунтовыми сваями; 5 – грунтовые сваи; 6 – сваи; 7 – уплотненный грунт; 8 – грунт, уплотненный тяжелыми трамбовками

резкой толщи просадочных грунтов должны предусматриваться водозащитные мероприятия, а также соответствующая компоновка генерального плана застраиваемой территории. Лучшими решениями являются сохранение природного рельефа местности и деревового покрова, а также эффективная система водостоков и других водозащитных мероприятий.

После уплотнения или закрепления просадочной толщи грунтов определяют показатели их физико-механических свойств, необходимые для расчета фундаментов. Детально расчеты различных вариантов фундаментов в условиях просадочных грунтов приведены в литературе (Пособие по проектированию..., 1986).

#### 9.4. Фундаменты на набухающих грунтах

##### 9.4.1. Общие положения

Особенности проектирования оснований сооружений,озводимых на набухающих грунтах, заключаются в учете специфических свойств таких грунтов, обусловленных способностью при повышении влажности увеличиваться в объеме, т.е. набухать. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс – усадка.

Основными характеристиками физико-механических свойств набухающих грунтов для проектирования оснований и фундаментов являются относительное набухание  $\varepsilon_{sw}$  и его зависимость от величины давления на грунт; давление набухания  $p_{sw}$ , соответствующее давлению при замачивании грунта в замкнутом объеме, т.е. при отсутствии деформаций; влажность набухания  $w_{sw}$ , за которую принимается влажность грунта после его набухания в условиях, исключающих возможность бокового расширения при отсутствии нагрузки  $w_{sw}^0$  и при обжатии заданным давлением  $p_{sw}$ ; относительная усадка грунта  $\varepsilon_{sh}$ ; горизонтальное давление набухания  $p_{sw}^g$ .

Расчетной характеристикой основания является глубина зоны набухания  $H_{sw}$  (рис. 9.6), нижняя граница которой принимается: а) при инфильтрации влаги – на глубине, где суммарное вертикальное напряжение  $\sigma_{z,tot}$  равно давлению набухания  $p_{sw}$ ; б) при

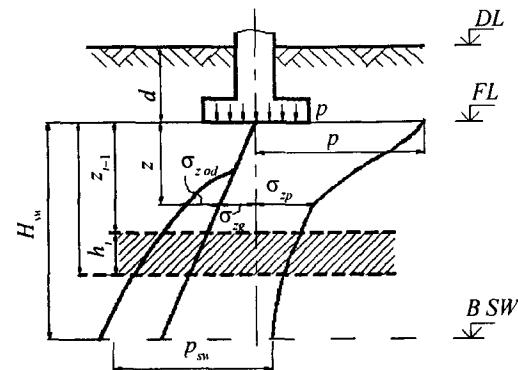


Рис. 9.6. Схема к расчету подъема основания при набухании

экранированием поверхности и изменении водно-теплового режима – по результатам экспериментов (при отсутствии таких данных принимают  $H_{sw} = 5$  м); в) при наличии подземных вод нижняя граница зоны набухания – на 3 м выше начального уровня подземных вод, но не ниже установленного по указаниям пункта «а».

##### 9.4.2. Особенности проектирования оснований и фундаментов

Расчет оснований на набухающих грунтах производится по деформациям, а при необходимости – и по несущей способности с учетом особенностей физико-механических свойств таких грунтов и в соответствии с общими требованиями СНиП 2.02.01–83\*.

Подъем основания при местном замачивании и набухании грунта  $h_{sw}$  определяется по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (9.12)$$

где  $\varepsilon_{sw,i}$  – относительное набухание грунта  $i$ -го слоя;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта;  $k_{sw,i}$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от суммарного вертикального напряжения  $\sigma_{z,tot}$  равным 0,8 при  $\sigma_{z,tot} = 50$  кПа и 0,6 – при  $\sigma_{z,tot} = 300$  кПа, а при промежуточных значениях  $\sigma_{z,tot}$  устанавливается по интерполяции.

Суммарное вертикальное напряжение  $\sigma_{z,tot}$  на глубине  $z$  от по-дошвы фундамента (см. рис. 9.6) определяется по формуле

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (9.13)$$

где  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения соответственно от нагрузки фундамента и собственного веса грунта;  $\sigma_{z,ad}$  – дополнительное вертикальное давление, вызванное влиянием веса неувлажненной части массива грунта за пределами площади замачивания, определяемое по формуле

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z'). \quad (9.14)$$

Здесь  $k_g$  – коэффициент, зависящий от отношения длины  $L_u$  замачиваемой площади к ее ширине  $B_u$  и относительной глубины расположения середины рассматриваемого слоя (Пособие по проектированию..., 1986);  $\gamma$  – удельный вес набухающего грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $z'$  – расстояние от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя, м;  $d$  – глубина заложения подошвы фундамента от отметки планировки, м.

Осадка основания в результате высыхания набухающего грунта определяется по формуле

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \epsilon_{sh,i} h_i k_{sh}, \quad (9.15)$$

где  $\epsilon_{sh,i}$  – относительная линейная усадка  $i$ -го слоя;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта;  $k_{sh}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,3;  $n$  – число слоев, на которые разбита зона усадки грунта основания.

Нижняя зона усадки  $H_{sh}$  определяется экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимается равной 5 м. Более подробно вопросы по проектированию фундаментов на набухающих грунтах изложены в специальной литературе (Пособие по проектированию..., 1986; Сорочан Е.А., 1989).

#### 9.4.3. Мероприятия по улучшению свойств оснований из набухающих грунтов

При проектировании фундаментов на набухающих грунтах разрабатываются мероприятия, направленные на снижение или полное исключение возможных деформаций: водозащитные меры; предварительное замачивание основания в пределах всей или части толщи набухающих грунтов; применение компенсирующих песчаных подушек; полная и частичная замена слоя набухающего грунта ненабухающим; полная или частичная прорезка фундаментами слоя набухающего грунта; конструктивные мероприятия,

позволяющие уменьшить чувствительность сооружений к деформациям набухания и усадки.

**Водозащитные мероприятия** служат для предотвращения локального замачивания грунтов атмосферными или производственными водами. С этой целью предусматривают планировку территории с отводом атмосферных вод в открытую или закрытую ливнесточную канализацию. Отмостки устраивают такой ширины, чтобы они перекрывали пазухи засыпанных котлованов не менее чем на 0,4 м. Вода с них должна отводиться в специальные кюветы и далее в ливнесточную сеть. Вводы и выпуски водонесущих трубопроводов (канализация, водопровод и т. д.) выполняют в виде железобетонных лотков, соединяемых со смотровыми колодцами. В необходимых случаях применяют водонепроницаемые экраны под всем сооружением из полимерных материалов либо из асфальта. В сооружениях, несущих воду (градирни, отстойники и т. д.), целесообразно предусматривать пластовый дренаж с выпусктом воды из него в ливневую канализацию.

**Предварительное замачивание** является способом устранения свойств набухания грунтов: искусственно вызывается процесс набухания грунтовой толщи и в дальнейшем строительство ведется, как на водонасыщенных набухающих грунтах. Предварительное замачивание нельзя использовать, если во время эксплуатации может произойти высушивание грунта, что приведет к развитию усадочных деформаций основания. Замачивание осуществляется через скважины диаметром 100...250 мм (глубиной на 0,5 м меньше, чем требуемая по проекту толщина слоя, подвергаемого замачиванию), располагаемые в шахматном порядке через 2...4 м друг от друга. Скважины заполняются на всю высоту гравием, щебнем или песчано-гравийной смесью. При замачивании ведется наблюдение за поднятием поверхности основания.

**Компенсирующие песчаные подушки** применяют для уменьшения неравномерности подъема ленточных фундаментов при локальном замачивании основания. Для их устройства используют пески любой крупности, за исключением пылеватых, уплотня-

емые до плотности скелета не менее  $1,6 \text{ т}/\text{м}^3$ . Компенсирующие подушки устраивают на кровле или в пределах слоя набухающих грунтов при давлении на основание не менее  $100 \text{ кПа}$ . Принцип работы компенсирующей подушки состоит в том, что при подъеме дна траншеи песок вокруг фундамента поднимается, а сам фундамент остается практически неподвижным (рис. 9.7). Размеры подушки назначаются в зависимости от ширины подошвы фундамента (Сорочан Е.А., 1989).

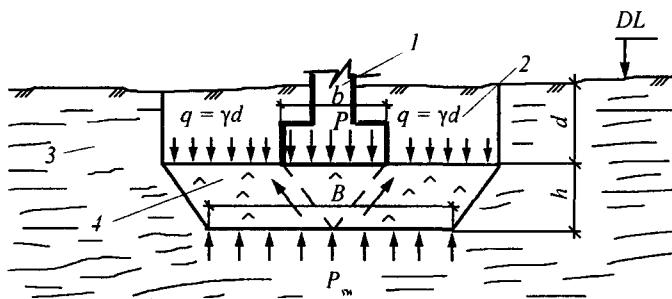


Рис. 9.7. Схема сил, действующих на компенсирующую подушку:  
1 – фундамент; 2 – обратная засыпка; 3 – набухающий грунт;  
4 – песчаная компенсирующая подушка

**Замена набухающего грунта** производится местным ненабухающим грунтом, уплотняемым до заданной плотности, в пределах всей или части набухающей толщи основания. При неполной замене набухающего грунта деформации основания при замачивании должны находиться в допустимых пределах.

Исключение или уменьшение деформаций основания из набухающих грунтов можно обеспечить путем полной или частичной прорезки набухающей толщи сваями. При этом силы набухания, действующие по части боковой поверхности свай, не должны превышать суммы нагрузок от сооружения и сил сопротивления по боковой поверхности в нижней части свай, заглубленных в ненабухающие грунты. Следует отметить, что в набухающих грунтах необходимо рассчитывать сваи и на растяжение силами набухания,

кроме того, при проектировании ростверков предусматривать зазор между поверхностью грунта и подошвой ростверка, равный возможной величине набухания толщи набухающих грунтов.

**К конструктивным мероприятиям** относится увеличение жесткости и прочности здания путем разбивки его на отдельные отсеки осадочными швами. Отсек должен иметь правильную форму в плане и, как правило, одинаковую высоту. Увеличение прочности достигается введением железобетонных непрерывных поясков и другими мерами, аналогичными рассматриваемым в подразд. 9.2.2.

## 9.5. Фундаменты в условиях значительных смещений земной коры

### 9.5.1. Особенности проектирования оснований и фундаментов сооружений, возводимых на закарстованных территориях

К закарстованным территориям относятся карстовые области и карстовые районы, в геологическом строении которых присутствуют растворимые горные породы и возможны поверхностные и подземные проявления карста. Под карстом понимают явления, связанные с деятельностью подземных вод, выражающиеся в выщелачивании горных пород (известняки, доломиты, гипс, мел, мергели, ангидриды, каменная и калийная соли) и образовании в земной коре внутренних пустот (каналы, полости, пещеры), а на земной поверхности с созданием особого характера рельефа местности. Карстовые деформации на поверхности земли имеют различные формы.

**Провалы и просадки** (при видимой глубине более  $0,25 \text{ м}$ ), обычно возникают внезапно и представляют большую опасность для сооружений. С течением времени они трансформируются в карстовые воронки за счет оползания грунта вокруг провалов. **Проседания** (радиус кривизны поверхности менее  $1 \text{ км}$ ) происходят без нарушения сплошности грунтового массива. Существуют также погребенные формы карстопроявления древнего про-

исхождения, нередко заполненные подземными рыхлыми образованиями.

Карстовые деформации характеризуются интенсивностью их проявления (среднегодовое количество карстовых деформаций на единицу площади территории), средним и максимальным диаметром провалов и оседаний, их средней глубиной, кривизной земной поверхности и наклоном краевых участков зоны оседания. Параметры карстовых деформаций определяют расчетом с использованием вероятностно-статистических методов на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий и с учетом их возможных изменений за время эксплуатации сооружений, закономерностей проявления деформаций, конструктивных особенностей сооружения, степени его ответственности и срока эксплуатации.

*Проектирование оснований и фундаментов сооружений*, возводимых на закарстованных территориях, производится в соответствии с общими требованиями СНиП 2.02.01–83\* расчета по второй и первой группам предельных состояний (с учетом локальных ослаблений основания в местах образования карстовых провалов). При этом предусматривают мероприятия, исключающие возможность образования карстовых деформаций и снижающие их неблагоприятные воздействия на сооружения. К таким мероприятиям относятся:

- заполнение карстовых полостей грунтами и тампонажными растворами (глинисто-песчано-цементными, в том числе с использованием вспенивающихся материалов);
- прорезка закарстованных пород глубокими фундаментами (главным образом, свайными);
- закрепление закарстованных пород и (или) вышележащей толщи грунтов;
- водозащитные мероприятия, связанные с регулированием поверхностного стока воды, осушением карстующего массива, созданием противофильтрационных завес и др.;
- исключение или ограничение вредного влияния техногенных воздействий на устойчивость закарстованных пород за счет

предотвращения утечек воды и сброса технологических (особенно химически агрессивных) вод, ограничения откачки подземных вод, уменьшения уровня динамических воздействий.

Однако выполнение указанных мероприятий не всегда исключает возможность развития карстовых деформаций, а в некоторых случаях становится технически невозможным или нецелесообразным их применение. В этом случае предусматривают *конструктивные мероприятия*, назначаемые исходя из расчета фундаментов и подземных конструкций сооружения с учетом возможного развития карстовых деформаций. Конструктивные мероприятия, уменьшающие чувствительность сооружений к карстовым деформациям основания, включают рациональную компоновку сооружения в плане и по высоте, повышение прочности и пространственной жесткости сооружений (введение дополнительных связей в каркасных конструкциях, устройство железобетонных или армированных поясов, разрезка сооружений на отсеки и т. п.), устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружения и рихтовки технологического оборудования. В отдельных случаях рациональным является применение податливой конструктивной схемы сооружения (устройство дополнительных шарнирных связей, податливых соединений и др.).

*Конструкции фундаментов* зданий и сооружений, возводимых на закарстованных территориях, имеют свои особенности. Они обусловлены необходимостью обеспечения восприятия дополнительных усилий в элементах надземных конструкций *в условиях почти полной неопределенности количества и мест появления карстовых деформаций, их вида*.

Наиболее рациональным в этих условиях является монолитное или сборно-монолитное решение железобетонных фундаментов (непрерывные ленточные, перекрестные ленты, коробчатые и плитные). При этом предусматривается развитие фундаментов (рис. 9.8) за пределы периметра сооружения (консольные, П-образные выступы). Размеры консолей ленточного фундамента назначаются не менее 0,7, а плитных – не менее 0,4 расчетного диаметра провала.

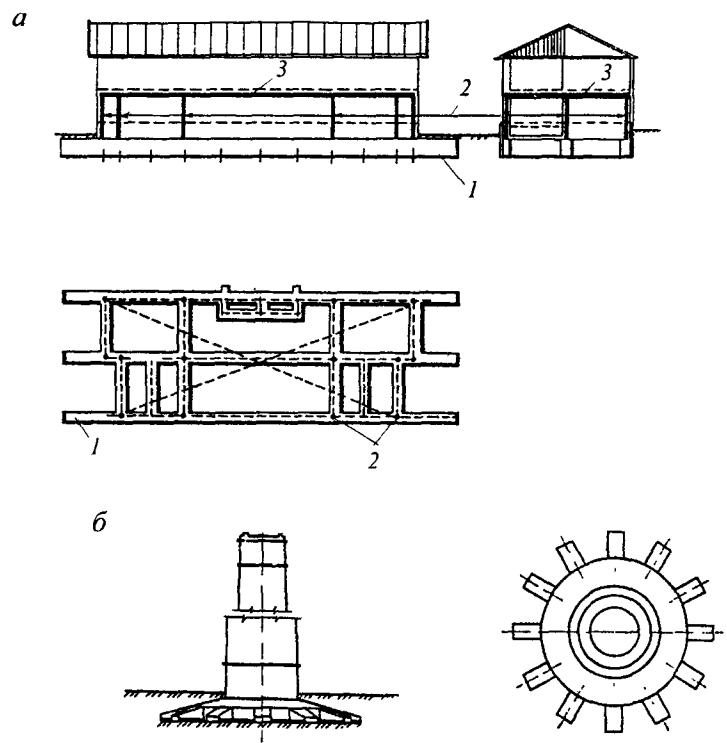


Рис. 9.8. Противокарстовые фундаменты: а – противокарстовое конструктивное усиление жилого дома; б – фундамент дымовой трубы с консольными выступами; 1 – ленточный фундамент; 2 – армированные стойки; 3 – армированная горизонтальная рама на уровне первого этажа

Эксплуатационная надежность сооружений может быть эффективно обеспечена прорезкой карстующихся пород сваями-стойками или глубокими опорами. При проектировании фундаментов из висячих свай предусматривают *резервное* количество свай и возможность их свободного выпадения из ростверка при образовании карстовой полости под нижними торцами. При этом необходимо производить расчет ростверка как балки над просадочной воронкой.

Устройство сплошного свайного поля под сооружением может быть целесообразным при необходимости ограничить возможности превращения карстового провала в воронку. Расстояние между сваями не должно быть более  $1/3 - 1/5$  диаметра прогнозируемой воронки, а длина свай должна превышать возможную глубину провала на  $0,5...0,7$  м. Ростверк же следует проектировать в виде сплошной плиты, рассчитанной с учетом образования карстовой воронки заданного диаметра.

Расчеты фундаментов производят на основании прогнозирования размеров карстовых проявлений и вероятности их образования в основании проектируемого сооружения. Расчетные расположения провалов варьируются и назначаются исходя из наиболее неблагоприятных условий работы фундаментной конструкции. При проектировании фундаментов в виде железобетонных перекрестных лент провалы обычно предполагают в местах пересечения лент, в середине пролетов, под консолями, под наиболее нагруженными участками. В плитных фундаментах каркасных зданий наиболее опасно положение провалов по осям колонн, в пролетах на центральных и периферийных участках плиты, под диафрагмами жесткости. Как правило, расчет ведут из условия возможности образования одного-двух провалов. Сложные задачи расчета фундаментов на карстующихся основаниях с учетом совместной работы с надземными конструкциями решаются на ЭВМ (программные комплексы «Лира», «Портик-С» и др.).

#### 9.5.2. Особенности проектирования оснований и фундаментов на подрабатываемых территориях

Добыча полезных ископаемых подземным способом сопровождается смещением в образовавшуюся при подработке полость покрывающих ее пород, а на земной поверхности при этом образуется чашеобразная впадина – *мульда сдвижения*. Когда мульда сдвижения развивается в пределах застроенных территорий или участков строительства, происходит смещение фундаментов зданий и сооружений, приводящее к появлению значительных по величине дополнительных усилий в элементах надземных конструк-

ций. Поэтому основания и фундаменты на подрабатываемых территориях должны проектироваться с учетом их совместной работы с сооружением, обусловленной неравномерным оседанием земной поверхности, которое сопровождается горизонтальными деформациями сдвигающегося грунта.

При проектировании фундаментов оценивают основные параметры деформаций поверхности земли в связи со сдвигом пород, величины которых зависят от ряда факторов: толщины пласта  $m$ , его угла падения  $\alpha$ , глубины разработки  $H$ , размеров выработки вдоль и в крест простирации пласта  $D_1$  и  $D_2$ , толщины наносов, физико-механических свойств пород и т. д. (рис. 9.9). В зависимости от глубины разработки деформации земной поверхности могут проявляться в виде провалов в случае выемки на небольших глубинах ( $H/m < 15$ ), уступов и трещин при выемке крутопадающих пластов ( $\alpha < 45^\circ$ ). В некоторых случаях происходят деформации поверхности в виде плавных оседаний.

В соответствии с требованиями СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях устанавливают следующие характеристики деформации земной поверхности: кривые оседания  $\eta$ , наклонов  $i$ , относительных горизонтальных деформаций  $\varepsilon$ , кривизны  $k$  и горизонтальных сдвигов  $\xi$ .

Относительные горизонтальные деформации  $\pm \varepsilon$ , вследствие трения и сцепления фундаментов с грунтом, вызывают в конструкциях растяжение и сжатие, изгиб и скашивание; кривизна мульды  $k$  – прогиб и выгиб конструкции здания; наклон  $i$  – их крен. Деформации земной поверхности, вызванные горными выработками, являются причиной дополнительных нагрузок на конструкции сооружений, которые относят к категории *особых воздействий*. Неравномерные оседания земной поверхности вызывают изгиб здания, наклоны – его крен, горизонтальные деформации (при взаимодействии грунта с подземной частью здания) – продольные усилия в конструкциях, изгибающие моменты и поперечные силы.

Для зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны применяться фундаменты следующих конструктивных схем (рис. 9.10, 9.11):

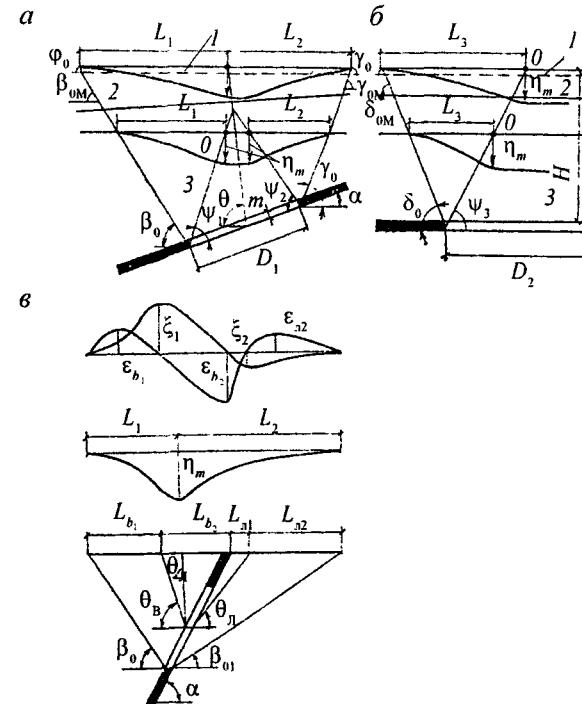


Рис. 9.9. Исходные параметры процесса сдвига: *а* – при наклонном залегании пласта; *б* – при горизонтальном залегании пласта (по простирианию); *в* – при крутом залегании пласта ( $\alpha > \alpha_n$ ); *1* – наносы; *2* – мезозойские отложения; *3* – коренные породы

1) *жесткой* (фундаменты плитные, ленточные сборные с железобетонными поясами, монолитные железобетонные ленточные и из перекрещивающихся лент, столбчатые со связями-распорками между ними и др.);

2) *податливой* (фундаменты с горизонтальными швами скольжения между отдельными элементами; фундаменты с вертикальными элементами, имеющие возможность наклоняться при горизонтальном перемещении грунта);

3) *комбинированной* (жесткие фундаменты, имеющие шов скольжения ниже уровня планировки или пола подвала).

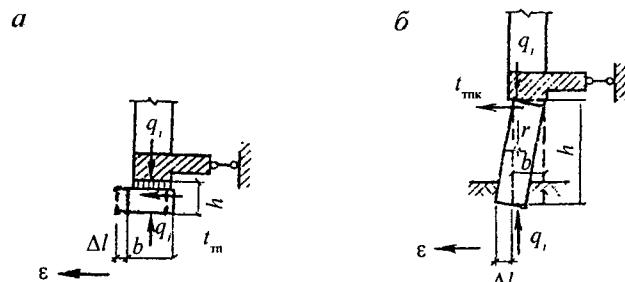


Рис. 9.10. Схемы податливых фундаментов при воздействии деформации земной поверхности: а – фундамент, сдвигающийся по шву скольжения; б – фундамент, наклоняющийся из своей плоскости (плоскости стены)

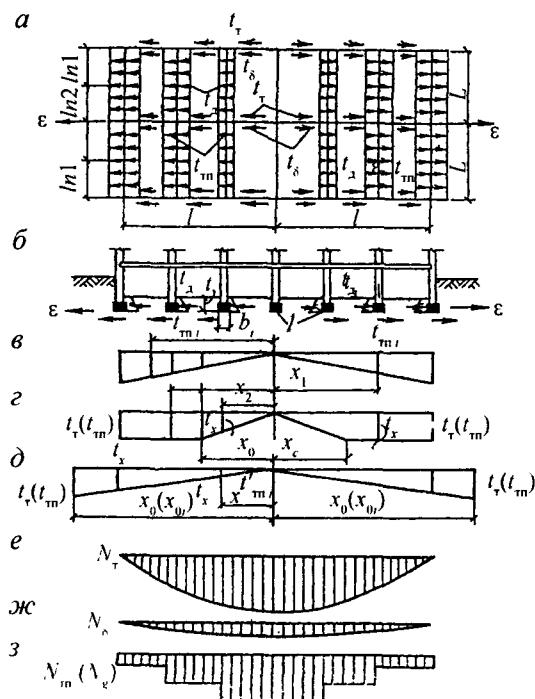


Рис. 9.11. Нагрузки на заглубленную часть жесткого фундамента от воздействия деформаций в зоне растяжения: а – план фундамента с эпюрами нагрузок; б – разрез; в – эпюра перемещений грунта; г и д – эпюры сдвигающих сил по подошве фундамента: е, ж, з – эпюры нагрузок

Та или иная конструктивная схема фундамента должна приниматься в зависимости от расчетных деформаций земной поверхности, жесткости надфундаментных конструкций, деформируемости грунтов оснований и др. Следует отметить, что для зданий повышенной этажности и башенного типа применение наклонящихся фундаментов не допускается.

**Расчет фундаментов по жесткой конструктивной схеме** производится из условия обеспечения прочности всех несущих элементов конструкций подземной и надземной частей сооружения (т. е. по первой группе предельных состояний) с учетом *дополнительных усилий*, вызванных относительными горизонтальными деформациями земной поверхности (растяжения и сжатия) в направлении как продольной, так и поперечной осей зданий и сооружений (см. рис. 9.9). Суммарные горизонтальные нагрузки определяются по формуле

$$N = 0,8(N_r + N_b + N_{r,n} + N_d), \quad (9.16)$$

где  $N_r$  и  $N_{r,n}$  – соответственно нагрузки, вызванные силами трения сдвигающегося грунта в продольном направлении по подошве рассчитываемого фундамента ( $N_r$ ) и по подошве фундаментов, примыкающих к нему, и передающиеся на рассчитываемый фундамент ( $N_{r,n}$ );  $N_b$  – нагрузки, вызванные силами трения грунта по боковым поверхностям контакта рассчитываемого фундамента с грунтом;  $N_d$  – нагрузки, вызванные нормальным давлением сдвигающегося грунта на фундаменты, примыкающие к рассчитываемому; 0,8 – коэффициент, учитывающий особое сочетание нагрузки.

**Фундаменты податливой конструктивной схемы** при воздействии горизонтальных деформаций грунта рассчитывают на нагрузки и усиления в зависимости от типа податливости:

а) при I типе податливости, когда фундаменты имеют возможность смещаться по шву скольжения, – на силы трения, возникающие в шве скольжения, действующие в направлении продольной (или поперечной) оси здания, и силы трения по шву скольжения примыкающих стен, действующие в поперечном направлении относительно этих стен (см. рис. 9.10);

б) при II типе податливости, когда фундаменты имеют возможность наклоняться, – на нагрузки трения по шву скольжения в

направлении оси здания, бокового давления грунта на наклоняющиеся фундаменты и нагрузки, возникающие в элементах пояса под примыкающими стенами от наклона фундамента вследствие эксцентричной передачи на него вертикальной нагрузки.

При перемещении наклоняющихся фундаментов предусматривают меры по обеспечению местной устойчивости элементов фундамента и общей устойчивости сооружения в целом. Швы скольжения и наклоняющиеся фундаменты, обеспечивая достаточно свободное смещение фундаментов относительно надфундаментной конструкции, позволяют снизить усилия в несущих элементах конструкций сооружения при сдвиганиях основания.

Несущие жесткие фундаментные плиты рассчитывают на растяжение под воздействием деформаций земной поверхности в продольном и поперечном направлениях здания. Толщина плиты определяется по расчету на вертикальные нагрузки. Гибкие железобетонные плиты, устраиваемые на уровне пола подвала, рассчитывают на растяжение и сжатие в указанных направлениях на различных расчетных участках. Податливые фундаменты типа I рассчитывают на продольное суммарное усилие растяжения или сжатия, указанное выше, а II типа, – кроме того, и на внецентренное сжатие с учетом эксцентрикитетов вертикальных нагрузок в верху и в низу наклоняющегося фундамента.

Расчетные значения прочностных характеристик грунта для определения усилий, действующих на фундаменты в результате деформаций земной поверхности, принимают равными нормативным. Значение модуля деформации грунта в горизонтальном направлении  $E_h$  допускается принимать равным 0,5 для глинистых грунтов и 0,65 – для песчаных грунтов от значения модуля деформации в вертикальном направлении  $E$ . Расчетные сопротивления грунтов основания  $R$  определяют по формуле (7) СНиП 2.02.01–83\* с коэффициентом  $\gamma_{c2} > 1$  для жесткой конструктивной схемы сооружений, в которых помимо поэтажных поясов жесткости предусмотрен также фундаментный пояс; в остальных случаях –  $\gamma_{c2} = 1$ .

Краевое давление на грунт под подошвой фундаментов, в том числе плитных, вычисляют с учетом дополнительных моментов, вызванных деформациями земной поверхности при подработке. Краевое давление не должно превышать  $1,4R$  и в угловой точке –  $1,5R$ , а равнодействующая нагрузок не должна выходить за пределы ядра сечения подошвы фундамента.

Расчет деформаций оснований допускается не производить при привязке некоторых типовых проектов (СНиП 2.02.01–83\*), а также если конструкции сооружений проектируют с учетом неравномерного оседания земной поверхности. На площадках, сложенных просадочными грунтами, конструкции сооружений рассчитывают с учетом возможного совместного воздействия на них деформаций от подработок и от просадок грунтов.

При проектировании *свайных фундаментов* учитывают воздействия, вызванные горизонтальным перемещением грунта. Возникающие опорные реакции в головах свай в виде горизонтальных сил и изгибающих моментов передаются на ростверк, который помимо распределения вертикальных нагрузок на сваи дополнительно работает в горизонтальной плоскости, как фундаментный железобетонный пояс.

В зависимости от схемы сопряжения головы сваи с низким ростверком допускается следующее горизонтальное перемещение свай: при жесткой заделке – до 2 см; при условно-шарнирном сопряжении – до 5 см; при шве скольжения – до 8 см. Помимо горизонтальных деформаций земной поверхности на свайные фундаменты воздействуют *наклоны* поверхности земли от горных выработок. Сваи на подрабатываемых территориях должны рассчитываться с учетом усилий, вызванных указанными деформациями земной поверхности.

Для уменьшения неблагоприятных воздействий деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции сооружений помимо уже указанных выше конструктивных мероприятий возможно осуществить следующие меры: разрезку сооружений на отсеки; размещение фундаментов на одном уровне; устройство грун-

товых подушек на основаниях, сложенных практически несжимаемыми грунтами; выполнение подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов; выполнение временных компенсационных траншей по периметру здания или сооружения или только в местах наибольших горизонтальных перемещений грунта.

В некоторых случаях следует предусматривать возможность выравнивания здания с помощью гидравлических домкратов. Для снижения деформации земной поверхности могут применяться *горнотехнические защитные мероприятия*, включающие закладку выработанного пространства породой, применение специальных способов отработки пластов. При выборе мероприятий следует учесть, что в процессе активной стадии подработки осуществляются систематические наблюдения за состоянием конструкций. Так как нарастание деформаций земной поверхности является относительно медленным процессом, деформации недостаточно прочных элементов конструкций не могут произойти неожиданно и привести к аварийному состоянию здания в целом.

## Глава 10

### ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ В РАЙОНАХ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

Возвведение зданий и сооружений в условиях распространения вечномерзлых грунтов, в частности устройство оснований и фундаментов, имеют весьма своеобразные особенности, без учета которых в надземных конструкциях неизбежно возникают недопустимые деформации, происходят повреждения сооружений и даже разрушение последних. Основания и фундаменты сооружений, возводимых на указанных территориях, следует проектировать на основе данных *специальных инженерно-геокриологических* (инженерно-геологических, мерзлотных и гидрогеологических) изысканий и исследований с учетом конструктивных и технологических особенностей проектируемых объектов, их *теплового и механического взаимодействия* с вечномерзлыми грунтами оснований и процессов, протекающих в слое сезонного оттаивания. Поэтому обеспечение прочности и надежности сооружений в районах распространения вечномерзлых грунтов является весьма сложной проблемой.

#### 10.1. Процессы, происходящие в слое сезонного оттаивания и в вечномерзлых грунтах

При проектировании оснований и фундаментов необходимо учитывать влияние на устойчивость и эксплуатационную надежность сооружений физико-механических процессов, происходящих в слоях сезонного промерзания-оттаивания и вечномерзлого грунта. К таким процессам относятся колебания температурного поля толщи грунтов, промерзание и оттаивание грунтов деятельного слоя; морозное пучение и миграция влаги в промерзающих грунтах; перемещение влаги под действием гидравлического градиента и возникновение бугров пучения и наледей; образование морозобойных трещин, ледяных и земляных жил; сползание оттаивающего грунта по склонам (солифлюкция и поверхностные ополз-

ни). При вытаивании подземных льдов происходит подземный термокарст, характеризующийся понижением рельефа (просадкой), образованием термокарстовых озер и т. д. Гидрогеологические условия площадки строительства определяются режимом надмерзлотных, межмерзлотных и подмерзлотных подземных вод.

Нормативная глубина сезонного оттаивания  $d_{th,n}$  и промерзания  $d_{f,n}$  устанавливается по данным натурных наблюдений или определяется расчетом по СНиП 2.02.04–88. Промерзание в пределах деятельного слоя влажных глинистых грунтов, пылеватых и мелких песков, как правило, сопровождается *миграцией* влаги из талых подстилающих слоев грунта к границе промерзания и *морозным пучением*. Под морозным пучением понимают увеличение объема промерзшего грунта вследствие объемного расширения воды при переходе ее в лед, как первоначально находящейся в порах, так и мигрирующей в зону промерзания. Взаимодействие грунта, испытывающего морозное пучение, с фундаментами и другими подземными конструкциями сооружений приводит к воздействию на последние сил морозного пучения: *касательных*  $\tau_{fh}$  и *нормальных*  $p_{fh}$  (рис. 10.1).

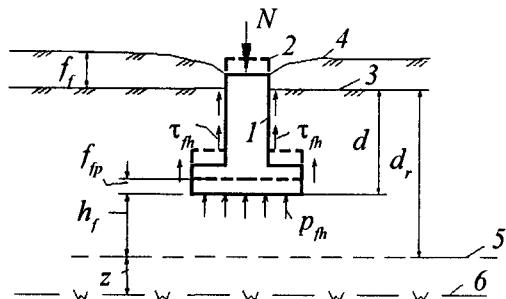


Рис.10.1. Схема морозного пучения грунта и воздействия сил морозного пучения на фундамент при несливающемся деятельном слое:  $\tau_{fh}$  – удельная касательная сила морозного пучения;  $p_{fh}$  – удельная нормальная сила пучения (или удельное нормальное давление морозного пучения грунта);  $f_t$  – величина пучения грунта при ненагруженной поверхности;  $f_{fp}$  – то же при нагруженной поверхности основания местной нагрузкой;  $d$  – глубина заложения фундамента;  $d_f$  – глубина промерзания;  $z$  – расстояние от границы промерзания до уровня подземных вод

Интенсивность морозного пучения грунтов оценивается коэффициентом морозного пучения  $\varepsilon_f$  – относительной деформацией грунта при промерзании на глубину  $h_f$ . Указанные характеристики, как правило, должны устанавливаться на основе опытных данных с учетом возможного изменения гидрогеологических условий. При отсутствии опытных данных, получение которых связано с большими трудностями, допускается определять их значение по физическим характеристикам грунтов. Более подробно вопросы развития процессов в слое сезонного оттаивания и в вечномерзлых грунтах и оценки сил морозного пучения изложены в учебном пособии Карлова В.Д. (Основания и фундаменты..., 1997).

## 10.2. Принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований

Основания и фундаменты сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, проектируют по результатам специальных инженерно-геокриологических изысканий и исследований с учетом конструктивных и технологических особенностей объектов строительства и их *теплового и механического взаимодействия* с основаниями. Отличительной особенностью проектирования сооружений в рассматриваемых условиях является необходимость выполнения теплотехнических расчетов по определению расчетных температур грунта в основании, глубины сезонного промерзания и оттаивания, размеров чаши протаивания грунтов в основании сооружений, температурного режима вентилируемого подполья и др. При проектировании сооружений важнейшим является вопрос о выборе принципа использования грунтов в качестве оснований. При строительстве на вечномерзлых грунтах применяется один из следующих принципов использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований сооружений (СНиП 2.02.04–88):

- принцип I – вечномерзлые грунты основания используются в мерзлом состоянии, сохраняя в процессе строительства и в течение всего периода эксплуатации сооружения;

- принцип II – вечномерзлые грунты основания используются в оттаянном или оттаивающем состоянии (с их предварительным оттаиванием на расчетную глубину до начала строительства или с допущением оттаивания в период эксплуатации сооружения).

При выборе принципа анализируются данные инженерно-геокриологических изысканий и в необходимых случаях производится расчет глубины чаши протаивания и возможных при этом деформаций основания.

**Принцип I** применяется в тех случаях, когда расчетные деформации основания при его оттаивании превышают предельно допустимые, а улучшение строительных свойств оттаиваемых грунтов или использование конструктивных мероприятий невозможно или экономически неэффективно. Этот принцип рекомендуется, когда грунты находятся в твердомерзлом состоянии и его можно сохранять при экономически целесообразных затратах на мероприятия, обеспечивающие сохранение такого состояния. При пластично-мерзлых грунтах, как правило, в проектах необходимо предусматривать мероприятия по снижению температуры грунта до расчетных значений.

**Принцип II** применяется при наличии в основании скальных или других грунтов, деформации которых при оттаивании не превышают предельно допустимых значений для проектируемого сооружения. В зонах островного распространения вечномерзлых высокотемпературных грунтов применение принципа II может оказаться неизбежным. В пределах застраиваемой территории, как правило, необходимо предусматривать один принцип использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований. Применение двух принципов допускается как исключение на обособленных по рельефу и другим природным условиям участках или в других случаях, если проектом будут обоснованы специальные меры по обеспечению расчетного температурного режима грунтов в основании сооружений, возводимых по принципу I.

Для сохранения мерзлого состояния грунтов основания и обеспечения их расчетного температурного режима в проектах соору-

жений разрабатывают различные мероприятия. К ним относятся: 1) устройство холодных (вентилируемых) подпольй или холодных первых этажей зданий (рис. 10.2, а, б); 2) укладка в основании сооружения охлаждающих труб, каналов или применение вентилируемых фундаментов (рис. 10.2, в); 3) установка сезонно действую-

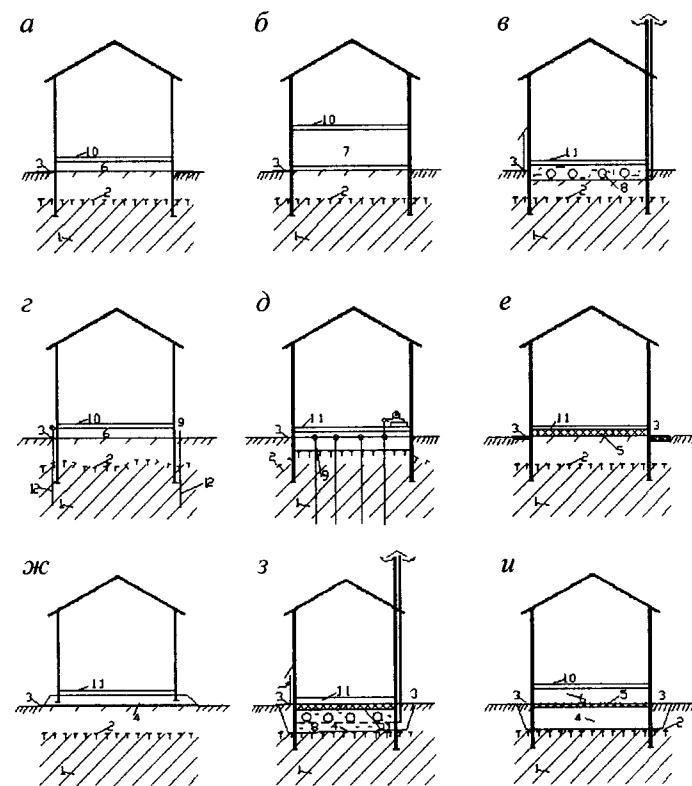


Рис. 10.2. Схемы устройств для сохранения в основании сооружений вечномерзлого состояния грунтов: 1 – вечномерзлый грунт; 2 – верхняя граница вечномерзлого грунта; 3 – уровень планировки; 4 – подсыпка из дренирующего материала; 5 – теплоизоляция; 6 – вентилируемое подполье; 7 – неотапливаемый этаж; 8 – вентиляционные охлаждающие трубы; 9 – система искусственного замораживания (охлаждения); 10 – перекрытие трубы; 11 – пол по грунту; 12 – сезонно действующее охлаждающее устройство

щих охлаждающих устройств жидкостного или парожидкостного типов (рис. 10.2, *г*, *д*); 4) устройство подсыпок (в качестве оснований) из дренирующих материалов (рис. 10.2, *ж*); 5) укладка теплоизоляционных материалов под полом здания (рис. 10.2, *е*).

Применяются и другие способы по устранению или уменьшению теплового воздействия сооружения на мерзлые грунты основания. Выбор одного или сочетания указанных выше мероприятий (рис. 10.2, *з*, *и*) должен производиться на основании теплотехнических расчетов с учетом конструктивных и технологических особенностей сооружения, опыта местного строительства и экономической целесообразности. Фундаменты всех типов, кроме свайных, заглубляются в вечномерзлый грунт не менее чем на 1 м, сваи – не менее чем на 2 м. Расчетная глубина сезонного оттавивания определяется расчетом.

При использовании грунтов основания *по принципу II применяются два метода устройства оснований и фундаментов*: постепенного оттаивания грунтов в процессе эксплуатации сооружений и предварительного искусственного оттаивания вечномерзлых грунтов (при необходимости с уплотнением, закреплением или заменой оттаявших грунтов) до возведения сооружений. Возможно и сочетание указанных методов. При этом могут допускаться мероприятия:

- по уменьшению деформаций оснований;
- по приспособлению конструкций сооружений к восприятию неравномерных деформаций оснований.

При любом принципе использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований сооружений в проекте должны быть предусмотрены мероприятия по инженерной подготовке территории строительства с целью обеспечения расчетного температурного режима грунтов, предотвращения эрозии, развития термокарста, сохранения природных условий окружающей среды.

### 10.3. Основные положения расчета оснований фундаментов по принципу I

Расчет оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности) при использовании вечномерзлых грунтов по принципу I является обязательным независимо от температурного состояния мерзлого грунта.

Несущая способность оснований вертикально нагруженной сваи или столбчатого фундамента определяется по формуле

$$F_u = \gamma_t \gamma_c \left( R A + \sum_{i=1}^n R_{af,i} A_{af,i} \right), \quad (10.1)$$

где  $\gamma_t$  – температурный коэффициент, применяемый по указаниям п. 4.10 СНиП 2.02.04–88 (как правило, для твердых грунтов  $\gamma_t = 1,1$ ; для пластично-мерзлых  $\gamma_t = 1,0$ );  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы основания, принимаемый равным от 0,9 до 1,1 в зависимости от вида фундаментов и способов их устройства;  $R$  – расчетное давление на мерзлый грунт под нижним концом сваи или под подошвой отдельного фундамента, кПа, определяемое по данным испытаний или по прил. 2 СНиП 2.02.04–88 (далее при ссылке на СНиП имеется в виду СНиП 2.02.04–88);  $R_{af,i}$  – расчетное сопротивление мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по боковой поверхности смерзания фундамента в пределах *i*-го слоя, определяемое испытанием или по прил. 2 СНиП;  $A_{af,i}$  – площадь поверхностного смерзания *i*-го слоя с боковой поверхностью сваи, а для столбчатого фундамента – с нижней ступенью,  $\text{м}^2$ ; *n* – число выделенных при расчете слоев вечномерзлого грунта.

Расчетное давление  $R$  по СНиП принимают для свайных фундаментов при температуре  $T_z$  на глубине  $z$ , равной глубине погружения сваи; для отдельных фундаментов – при расчетной температуре  $T_m$  на глубине заложения подошвы фундамента. Расчетное сопротивление сдвигу  $R_{af,i}$  следует принимать для свайных фундаментов при температуре  $T_z$  на глубине середины *i*-го слоя грунта; для отдельных фундаментов – при температуре грунта  $T_m$  на глубине, соответствующей середине нижней ступени фундамента (рис. 10.3).

При однородном по составу вечномерзлом грунте принимают  $R_{af}$  при средней по длине сваи (эквивалентной) температуре вечномерзлого грунта  $T_c$  (см. рис. 10.3).

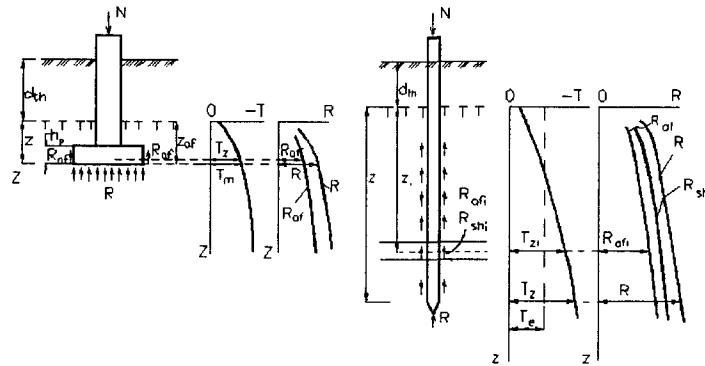


Рис. 10.3. Схема к определению несущей способности:  
а – столбчатого фундамента; б – одиночной висячей сваи

Значения расчетных температур грунта основания  $T_m$ ,  $T_z$  и  $T_e$  устанавливаются теплотехническим расчетом или определяются по формулам СНиП 2.02.04–88. Например, для нахождения этих температур под серединой сооружения используется выражение

$$T_{m,z,e} = (T_0' - T_{bf})\alpha_{m,z,e} + (T_0 - T_0')k_1 + T_{bf}, \quad (10.2)$$

где  $T_0'$  – расчетная среднегодовая температура на верхней поверхности вечномерзлого грунта в основании сооружения, определяемая по таблицам СНиП или расчетом,  $^{\circ}\text{C}$ ;  $T_{bf}$  – температура начала замерзания грунта,  $^{\circ}\text{C}$ , определяемая по таблицам:  $T_0$  – расчетная среднегодовая температура вечномерзлого грунта,  $^{\circ}\text{C}$ , по рекомендациям СНиП:  $\alpha_m$ ,  $\alpha_z$ ,  $\alpha_e$  – коэффициенты сезонного изменения температур грунта основания, принимаемые по табл. 4 СНиП;  $k_1$  – коэффициент теплового влияния сооружения, принимаемый по табл. 5 СНиП.

Поскольку несущая способность мерзлых грунтов зависит от их льдистости, нормы дают значения расчетных давлений  $R$ ,  $R_{af}$ ,  $R_{sh}$  в зависимости от величины льдистости за счет ледяных включений  $i$ .

Фактическое давление на основание проверяют в обычном порядке. Однако при действии на отдельный фундамент момента от внешних нагрузок, стремящихся его повернуть, возникают силы сопротивления смерзанию грунта по боковым граням нижней ступени фундамента. В таком случае по подошве фундамента будет действовать момент  $M_0$ .

$$M_0 = M - M_{af}, \quad (10.3)$$

где  $M$  – момент от внешних нагрузок, действующий в плоскости подошвы фундамента относительно одной из ее осей;  $M_{af}$  – момент сопротивления грунта в результате смерзания его с нижней ступенью фундамента, определяемый относительно той же оси подошвы в фундаменте по формуле

$$M_{af} = \gamma_c R_{af} h_p l(b + 0,5l), \quad (10.4)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый, как в формуле (10.1);  $R_{af}$  – расчетное сопротивление смерзания грунта с фундаментом на глубине  $z$ , соответствующей  $0,5h_p$ ;  $h_p$  – высота нижней ступени фундамента;  $l$  – размер подошвы фундамента в плоскости действия момента;  $b$  – размер подошвы, перпендикулярный стороне  $l$  (см. рис. 10.3).

Расчет фундаментов на устойчивость при действии значительных горизонтальных нагрузок проводят аналогично расчету фундаментов на немерзлых грунтах. При этом основное сопротивление будут оказывать не силы трения, а силы смерзания грунта с фундаментом по его подошве и боковым граням.

*Расчет оснований и фундаментов* при использовании вечно-мерзлых грунтов с сохранением мерзлого состояния (принцип I) пластично-мерзлых, сильнольдистых и подземных льдов производится по деформациям.

Осадка фундаментов, обусловленная уплотнением пластично-мерзлых грунтов, рассчитывается по тем же методикам, что и для немерзлых грунтов, т. е. используются расчетные схемы основания в виде линейно деформируемого полупространства или линейно деформируемого слоя конечной толщины. Коэффициент сжимаемости  $\delta$ , или модуль деформации  $E$ , определяется при расчетной температуре вечномерзлого грунта, вычисляемой по формуле (10.2).

Осадки оснований из сильнольдистых грунтов и подземных льдов, а также в случаях загружения фундаментов при температуре грунтов выше расчетных значений определяются с учетом изменения деформационных характеристик в зависимости от температуры и времени. При этом определяют составляющую часть полной осадки, обусловленную пластично-вязким течением грунта, за срок эксплуатации сооружения. Более подробно это изложено в прил. 7 СНиП 2.02.04–88.

#### 10.4. Основные положения расчета оснований и фундаментов по принципу II

Расчет по *несущей способности* (первая группа предельных состояний) оснований и фундаментов с использованием вечномерзлых грунтов по принципу II производят в соответствии с требованиями расчета устойчивости оснований из немерзлых грунтов. Расчет оснований по второй группе предельных состояний (*по деформациям*) при строительстве по принципу II является основным и выполняется по правилам и методикам, применяемым для оснований из талых грунтов.

При расчете осадок основания с допущением оттаивания грунтов в процессе эксплуатации сооружения предварительно рассчитывают глубину оттаивания основания под различными частями проектируемого сооружения. Расчетную глубину оттаивания грунтов в основании устанавливают исходя из расчета теплового взаимодействия сооружения с вечномерзлыми грунтами с учетом формы, размеров и теплового режима сооружения, температуры и теплофизических свойств грунтов основания. Допускается определение размеров чаши протаивания для простых по форме сооружений в соответствии со СНиП 2.02.04–88. Так, например, нормы рекомендуют определять глубину оттаивания грунтов в основании сооружения  $H$  за время его эксплуатации  $t$  по формулам: под серединой сооружения

$$H_c = k_n (\xi_c - k_c) B, \quad (10.5)$$

под краем сооружения

$$H_e = k_n (\xi_e - k_e - 0,1\beta\sqrt{\psi}) B, \quad (10.6)$$

где  $k_n, \xi_c, \xi_e, k_c, k_e, \beta, \psi$  – коэффициенты, определяемые по таблицам и графикам прил. 8 СНиП 2.02.04–88 в зависимости от размеров сооружения, расчетных температур, теплофизических свойств грунтов и конструкций сооружений;  $B$  – ширина здания.

Осадку основания  $s$ , оттаивающего в процессе эксплуатации сооружения, определяют по формуле

$$s = s_{th} + s_p, \quad (10.7)$$

где  $s_{th}$  – составляющая осадки основания, обусловленная действием собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$ ;  $s_p$  – составляющая осадки основания, обусловленная дополнительным давлением  $\sigma_{zp}$ , определяется по расчетной схеме основания в виде линейно деформируемого слоя конечной толщины;  $s_{th}$  рассчитывается по формуле

$$s_{th} = \sum_{i=1}^n (A_{th,i} + \delta_{th,i} \sigma_{zg,i}) h_i, \quad (10.8)$$

$n$  – число выделяемых в основании слоев толщиной  $h_i$ ;  $A_{th,i}$  – коэффициент оттаивания, то есть относительная просадка  $i$ -го слоя грунта за счет таяния льда;  $\delta_{th,i}$  – коэффициент сжимаемости  $i$ -го слоя оттаивающего грунта, обусловленный уплотнением его давлением  $\sigma_{zg,i}$ . Коэффициенты  $A_{th}$  и  $\delta_{th}$  являются расчетными характеристиками при вычислении осадок оттаивающих оснований.

Осадку основания  $s$  при предварительном оттаивании или замене льдистых грунтов до глубины  $h_{b,th}$ , а также при несливающемся деятельном слое определяют по формуле

$$s = s_{p,th} + s_{ad}, \quad (10.9)$$

где  $s_{p,th}$  – осадка уплотнения предварительно оттаянного слоя (заменного или естественно немерзлого) грунта толщиной  $h_{b,th}$  под действием дополнительного давления, рассчитанная, как для немерзлых грунтов;  $s_{ad}$  – дополнительная осадка основания при оттаивании вечномерзлых грунтов в процессе эксплуатации сооружения; определяется по формуле (10.8) для интервала глубины  $d_z - h_{b,th}$ ;  $d_z$  – расчетная глубина оттаивания грунта, считая от уровня планировки под зданием. Глубину предварительного оттаивания исходя из требований норм расчета основания по деформациям можно установить на основании условия

$$s_{p,th} + s_{ad} \leq s_u, \quad (10.10)$$

где  $s_u$  – предельно допустимая для проектируемого сооружения осадка основания.

Следует учитывать неравномерность оттаивания грунтов основания по площади сооружения, особенно под наружными стенами. В результате этого возможен значительный крен фундаментов наружных стен. Для уменьшения неравномерности осадок проектируют обогрев грунта около здания или устройство стен на консолях.

По вычисленным осадкам основания рассчитывают различные виды деформаций конструкций без учета совместной работы основания и сооружения и проверяют условие расчета по деформациям, т. е.

$$s \leq s_n. \quad (10.11)$$

Расчет оснований и фундаментов по деформациям с учетом совместной работы основания и сооружения производят согласно требованиям СНиП 2.02.04–88 исходя из условия

$$F_f \leq F_{fd} / \gamma_c \gamma_n, \quad (10.12)$$

где  $F_f$  – расчетные усилия, возникающие в элементах конструкций сооружения при неравномерных осадках оттаявщего основания;  $F_n$  – предельные значения сопротивления элементов конструкций;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы системы «основание – сооружение», равный 1,25;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, применяемый равным 1,0; 0,95 и 0,9 соответственно для сооружений I, II и III классов ответственности.

Осадки свайных фундаментов из висячих свай, погруженных в предварительно оттаянные грунты, рассчитывают, как для условного фундамента. При этом необходимо учитывать возможность проявления отрицательных (или негативных) сил трения по периметру условного фундамента или по поверхности отдельных свай. Расчет свай-стоеч по несущей способности при опирании на малосжимаемые при оттаявании грунты следует выполнять на основании условия

$$F \leq F_u / \gamma_k - \gamma_p F_{neg}, \quad (10.13)$$

где  $F$  – фактическая нагрузка на сваю;  $F_u$  – несущая способность сваи;  $\gamma_k$  – коэффициент условий работы,  $\gamma_p$  – коэффициент условий работы в пределах зоны оттаявания, принимаемый в зависимости от типа сваи;  $F_{neg}$  – отрицательная сила трения оттаявшего грунта по боковой поверхности свай-стоеч.

При проектировании оснований и фундаментов по принципу II предусматриваются мероприятия по уменьшению деформаций оснований или меры по приспособлению конструкций сооружения к восприятию неравномерных деформаций основания.

## 10.5. Расчет фундаментов на действие касательных сил морозного пучения грунта

СНиП 2.02.04 – 88 рекомендуют проводить расчет оснований и фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил

морозного пучения грунтов как для условий эксплуатации сооружений, так и для условий периода их строительства (рис. 10.4).

Устойчивость фундаментов на действие касательных сил морозного пучения проверяют по условию

$$\tau_{fh} A_{fh} - F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F_r, \quad (10.14)$$

где  $\tau_{fh}$  – расчетная удельная касательная сила пучения, кПа, определяемая опытным путем, а для расчетов сооружений II и III классов – по табл. 9 СНиП 2.02.04–88 в зависимости от вида и состояния грунта и глубины сезонного промерзания-оттаявания  $d_{th}$  (в пределах от 50 до 130 кПа);  $A_{fh}$  – площадь боковой поверхности смерзшегося фундамента с грунтом в пределах расчетной глубины сезонного промерзания,  $\text{м}^2$ ;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый, как правило, равным 1,0;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружений, равный 1,1;  $F_r$  – расчетное значение силы, кН, удерживающей фундамент от выпучивания, определяемое при использовании грунтов по принципу I по формуле

$$F_r = u \left( \sum_{i=1}^n R_{af,i} h_{af,i} \right), \quad (10.15)$$

при строительстве по принципу II

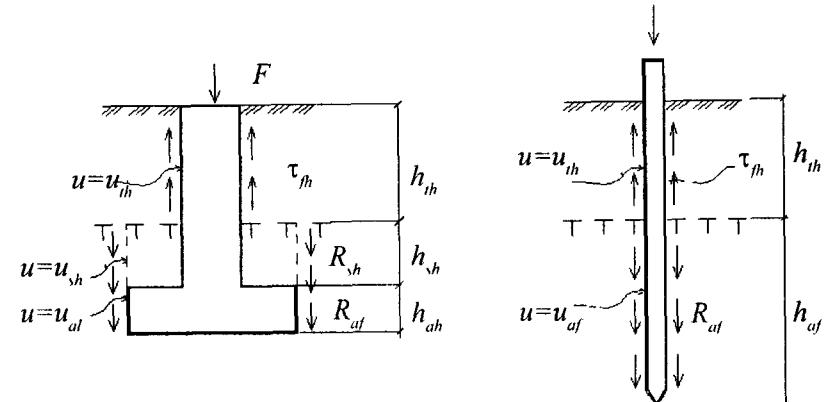


Рис. 10.4. Схема к расчету фундаментов на действие касательных сил морозного пучения

$$F_r = u \sum_{i=1}^n f_i h_i, \quad (10.16)$$

где  $u$  – периметр поперечного сечения фундамента или свай, м;  $R_{sf,i}$  – расчетное сопротивление  $i$ -го вечномерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания с фундаментом и грунтом, кПа;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя мерзлого грунта, расположенного ниже подошвы слоя сезонного промерзания-оттаивания, м;  $f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя талого грунта сдвигу по поверхности фундамента, кПа. принимаемое по табл. 9 СНиП 2.02.03–85.

## 10.6. Основные положения расчета малозаглубленных (поверхностных) фундаментов

Особый тип фундаментов составляют **поверхностные и мало-заглубленные фундаменты** (см. рис. 10.1 и рис. 10.2, ж), которые используются при строительстве сооружений в районах распространения вечномерзлых грунтов как по принципу I, так и по принципу II (п. 4.45 СНиП 2.02.04–98). Такие фундаменты применяются и в районах с сезонным промерзанием грунтов, как правило, под здания и сооружения различного назначения с небольшими нагрузками на основание (п. 14\* СНиП 2.02.01–83\*). Применение указанного типа фундаментов позволяет исключить или существенно уменьшить вредное действие касательных сил морозного пучения и в несколько раз снизить затраты на работы нулевого цикла. В том и другом случаях рассматривается возможность *использования в основаниях сезоннопромерзающих грунтов, в том числе пучинистых*. Процессы, которые происходят в грунтах *при промерзании и оттаивании* (миграция влаги, морозное пучение, образование криогенной текстуры, формирование посткриогенной структуры, изменение деформационных и прочностных свойств в процессе сезононого оттаивания) обуславливают *морозоопасные свойства грунтов*.

Проектирование фундаментов на сезоннопромерзающих грунтах выполняется с учетом совместной работы сооружения и **основания, находящегося последовательно в двух состояниях: промерзающим и оттаивающим**. Предварительное определение размеров подошвы фундаментов производится по *расчетному сопротивлению оттаивающего грунта основания  $R_{rh}$* , величина которого рассчиты-

вается по характеристикам прочностных свойств грунта в процессе его оттаивания –  $\phi_{rh}$  и  $c_{rh}$ . Значения таких характеристик устанавливаются опытным путем или на основании прогнозного расчета.

Расчет промерзающего основания *по деформациям* выполняют исходя из условия (Рекомендации ... , 1985)

$$f_{fp} \leq f_u, \quad (10.17)$$

где  $f_{fp}$  – величина деформации морозного пучения грунта основания с учетом его напряженного состояния;  $f_u$  – значение предельной величины допустимой деформации морозного пучения основания проектируемого сооружения, устанавливаемой согласно указаниям пп. 14.4. 2.51–2.53 СНиП 2.02.01–83\*.

Абсолютную величину деформации морозного пучения промерзающего слоя грунта основания рассчитывают по формуле

$$f_{fp} = \varepsilon_{fp} h_f, \quad (10.18)$$

где  $h_f$  – глубина промерзания грунта ниже подошвы фундамента;  $\varepsilon_{fp}$  – коэффициент морозного пучения промерзающего слоя (относительная деформация) с учетом напряженного состояния основания, определяемый по формуле Карлова В.Д. (Далматов Б.И. и др., 2000):

$$\varepsilon_{fp} = \chi (\alpha w_i - \beta - \psi \sigma_{fh}) \gamma_f, \quad (10.19)$$

где  $w_i$  – объемная влажность промерзающего слоя грунта;  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\psi$  – экспериментально установленные параметры, характеризующие в обобщенном виде пучинистость грунтов; устанавливаются по таблицам в зависимости от вида грунта, его числа пластичности  $I_p$  и границы текучести  $w_L$ ;  $\sigma_{fh}$  – средняя величина дополнительного напряжения в промерзающем слое основания, МПа;  $\chi$  – коэффициент, учитывающий влияние подземных вод на интенсивность морозного пучения, величина которого определяется из соотношения  $\chi = (z_{max} + d_{us}) / (z + d_{us})$ ;  $z$  – расстояние от нижней границы зоны всасывания до уровня подземных вод;  $z_{max}$  – то же, когда влияние подземных вод на процессе пучения можно не учитывать;  $d_{us}$  – глубина зоны всасывания, определяемая из выражения

$$d_{us} = \sqrt{\pi k t} erfc(\alpha / 2\sqrt{k}) \exp(\alpha / 2\sqrt{k})^2 \quad (10.20)$$

(здесь  $k$  – коэффициент влагопроводности;  $\alpha = h_f / \sqrt{t}$  – коэффициент, характеризующий скорость промерзания грунта основания за время  $t$ );  $\gamma_f$  – коэффициент, учитывающий влияние скорости и продолжительности промерзания на интенсивность морозного пучения грунта, устанавливаемый по таблице в зависимости от нормативной глубины промерзания грунтов в районе строительства.

Малозаглубленные и поверхностные фундаменты, закладываемые в слое сезонного промерзания-оттаивания, рассчитывают по устойчивости на действие нормальных сил морозного пучения по формуле (СНиП 2.02.04–88)

$$p_{fh} A_f \leq \gamma_c F / \gamma_n, \quad (10.21)$$

где  $p_{fh}$  – удельное нормальное давление пучения грунта на подошву фундамента;  $A_f$  – площадь подошвы фундамента;  $F$  – расчетная нагрузка на фундамент;  $\gamma_c$  и  $\gamma_n$  – коэффициенты соответственно условий работы и надежности.

Нормы проектирования указывают, что значение  $p_{fh}$  следует устанавливать опытным путем. Однако для целей проектирования это практически неосуществимо.

Для прогноза величины удельного давления морозного пучения могут быть использованы формулы (10.18) и (10.19). Величина этого давления зависит от степени стесненности (ограничения) деформации морозного пучения промерзающего основания. При свободном перемещении ненагруженной поверхности основания  $f_{f0}$  значение  $p_{fh}$  равно нулю. В условиях полного исключения деформации пучения ( $\varepsilon_{fp} = 0$ ) значение  $p_{fh}$  будет максимальным ( $p_{fh,max}$ ). В условиях частичного ограничения деформации пучения ( $f_{f0} - s_k$ ) значение давления  $p_{fh}$  пропорционально величине ( $f_{f0} - s_k$ ).

Оценку устойчивости оснований малозаглубленного или поверхностного фундамента при оттаивании сезонномерзлых грунтов необходимо выполнять исходя из условия

$$F \leq \gamma_c F_{thu} / \gamma_n, \quad (10.22)$$

где  $F$  – расчетная нагрузка на основание;  $F_{thu}$  – сила предельного сопротивления оттаивающего основания (несущая способность), определяемая по методике СНиП 2.02.01–83\* (пп. 2.57–2.66).

При определении  $R_{th}$  и  $F_{thu}$  возникают затруднения с опытным определением характеристик прочностных свойств сезонномерзлых грунтов при их оттаивании –  $\phi_{th}$  и  $c_{th}$ . Для прогноза указанных характеристик можно использовать закономерности изменения показателей прочности грунта в процессе его промерзания и последующего оттаивания (Карлов В.Д., 1997). На основании этих законо-

мерностей разработана методика определения величины угла внутреннего трения  $\phi_{th}$  и удельного сцепления  $c_{th}$  оттаивающего грунта путем уменьшения аналогичных характеристик грунтов до промерзания ( $\phi$  и  $c$ ) за счет понижающих коэффициентов по формулам

$$\Phi_{th} \leq \phi_{th} / \gamma_{g(\phi)th} \gamma_{mf} \quad \text{и} \quad c_{th} = c / \gamma_{g(c)th} \gamma_{mf}, \quad (10.23)$$

где  $\gamma_{g(\phi)th}$  и  $\gamma_{g(c)th}$  – коэффициенты надежности по грунту при его оттаивании соответственно для угла внутреннего трения и удельного сцепления;  $\gamma_{mf}$  – коэффициент, учитывающий влияние интенсивности миграции влаги и морозного пучения на формирование посткриогенной структуры грунта и его прочностные свойства.

Составлены таблицы значений понижающих коэффициентов в зависимости от вида грунта, его состояния по консистенции и величины обобщенных коэффициентов морозного пучения грунта при промерзании его в конкретных условиях площадки или территории строительства<sup>1</sup>.

Рассматриваемая методика позволяет прогнозировать тотальную влажность грунтов после промерзания, по величине которой можно определить показатели теплофизических свойств промерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов, необходимые при проектировании малозаглубленных фундаментов с теплоизоляцией.

Расчет оснований и малозаглубленных фундаментов по деформациям при использовании в качестве основания сезоннапромерзающих грунтов следует выполнять с учетом совместной работы основания и сооружения исходя из условия (СНиП 2.02.04–88)

$$F_f \leq F_{fd} / \gamma_{fc} \gamma_{nc}, \quad (10.24)$$

где  $F_f$  – расчетные усилия, возникающие в элементах конструкции и сооружения при неравномерных деформациях промерзающего-оттаивающего основания;  $F_{fd}$  – предельные значения сопротивления конструктивных элементов сооружения;  $\gamma_{fc}$  и  $\gamma_{nc}$  – коэффициенты соответственно условий работы и надежности.

Мероприятия по уменьшению деформаций и сил морозного пучения (а следовательно, и по увеличению устойчивости основа-

<sup>1</sup> Методика определения обобщенных параметров величины морозного пучения основания и показателей прочностных свойств оттаивающих пучинистых грунтов разработана проф. В.Д. Карловым на кафедре «Геотехника» СПбГАСУ.

ния при оттаивании) определяются в зависимости от характеристик морозоопасных свойств грунтов, рассмотренных выше. Использование эффективных утеплителей (пенополистирол, пенопласт и др.) для уменьшения глубины промерзания – один из распространенных в настоящее время приемов проектирования малозаглубленных фундаментов (рис. 10.5)

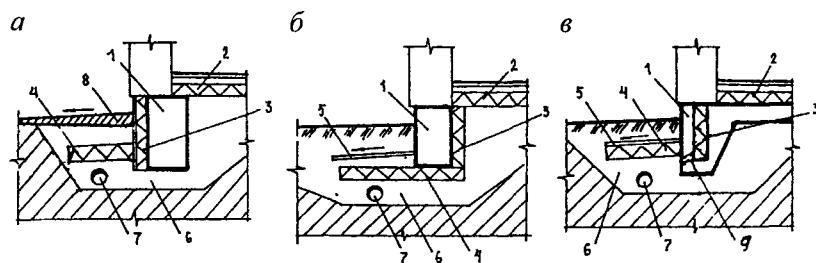


Рис. 10.5 Варианты использования теплоизоляции *а* – с асфальтовой отмосткой и наружной вертикальной теплоизоляцией ленточного фундамента, *б* – без жесткой отмостки (задерновка) и с устройством теплоизоляции под подошвой фундамента (прочный пенополистирол) и с внутренней стороны ленточного фундамента, *в* – плитный фундамент и вертикальная теплоизоляция, размещенная внутри фундамента, 1 – железобетонный фундамент, 2 – теплоизоляция пола, 3 – вертикальная теплоизоляция, 4 – горизонтальная теплоизоляция, 5 – гидроизоляция (морозостойкая полиэтиленовая пленка), 6 – дренирующий грунт, 7 – дренажная труба, 8 – асфальтобетонное покрытие, 9 – дренажная трубка для отвода конденсата

Аналогично конструируют малозаглубленные и поверхностные фундаменты на подсыпках из непучинистых материалов (Маркизов Л П, 1991).

## 10.7. Конструкции и методы устройства фундаментов в районах распространения вечномерзлых грунтов

При проектировании сооружений по принципу I применяются следующие типы фундаментов на естественном основании, на искусственном основании, свайные и другие фундаменты глубокого заложения. Фундаменты на естественном основании используются, когда по мерзлотно-грунтовым условиям технически це-

лесообразно и экономически выгодно использовать сопротивление верхних горизонтов твердомерзлых грунтов под подошвой фундамента. Фундаменты на искусственных основаниях (главным образом на подсыпных) применяются, когда устройство заглубленных фундаментов является экономически не оправданным. Свайные фундаменты являются наиболее распространенным типом фундаментов. По материалу они подразделяются на железобетонные, металлические и комбинированные (деревометаллические и деревожелезобетонные). Используются как сваи в готовом виде, так и изготавляемые в пробуренных скважинах (набивные). К материалу фундаментов предъявляются требования по прочности, морозостойкости, водонепроницаемости и устойчивости к воздействию агрессивных сред исходя из специфических условий эксплуатации сооружений в районах Севера. В проекте свайных фундаментов должны быть указаны способ погружения свай, а также температурные условия, при которых разрешается загружение свай.

По способу погружения в вечномерзлый грунт сваи подразделяются на следующие виды: буроопускные, бурозабивные, опускные.

*Буроопускные сваи* (рис. 10.6, *а*) погружаются в пробуренные скважины, диаметр которых превышает на 5..10 см наибольший

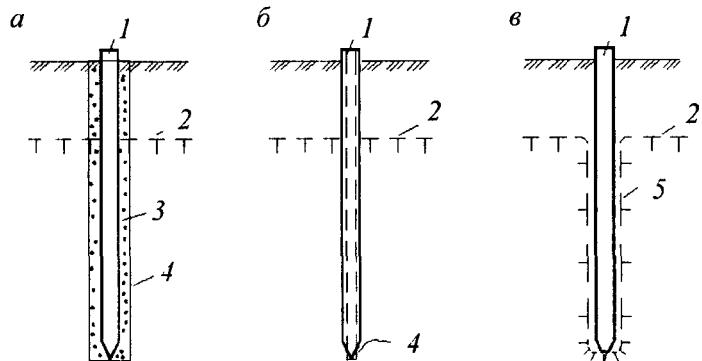


Рис. 10.6 Способы погружения свай в вечномерзлый грунт  
1 – свая 2 – верхняя граница вечномерзлого грунта 3 – грунтовый раствор 4 – стена скважины, 5 – граница оттаивания вечномерзлого грунта

размер поперечного сечения сваи. После заполнения скважины грунтовым раствором производится опускание в нее сваи, которая постепенно смерзается с раствором и окружающим грунтом. Буроопускные сваи применяются в любых грунтах при температуре по их длине минус 0,5°C и ниже.

*Бурозабивные сваи* (рис. 10.6, б) погружаются забивкой в лидерные скважины, диаметр которых несколько меньше наибольшего размера поперечного сечения сваи. Такие сваи допускаются к применению в пластично-мерзлых грунтах, не содержащих крупных включений, затрудняющих использование забивки свай.

*Опускные сваи* (рис. 10.6, в) свободно (или с пригрузом) погружаются в оттаянный грунт в зоне диаметром до двух наибольших размеров поперечного сечения сваи. Указанный способ погружения допускается к применению в твердомерзлых грунтах, содержащих не более 15 % крупнообломочных включений при средней температуре грунта по длине сваи не выше минус 1,5 °C.

Расстояния между сваями принимаются для буроопускных – не менее двух диаметров скважины при ее диаметре до 1 м и не менее диаметра сваи плюс 1 м и более; для опускных и бурозабивных свай – не менее трех наибольших размеров поперечного сечения сваи.

Конструкции и методы устройств фундаментов при использовании вечномерзлых грунтов по принципу II практически такие же, как и в условиях талых грунтов. В зависимости от конструкций фундаментов, характера и величины неравномерных деформаций оттаявшего и оттаивающего основания намечаются те или иные конструктивные мероприятия по приспособлению конструкций к восприятию дополнительных усилий, вызванных неравномерными осадками фундаментов.

При допущении оттаивания вечномерзлых грунтов под зданием в процессе эксплуатации применение свайных фундаментов особенно целесообразно, если они прорезают всю толщу льдоодержащих грунтов и передают давление на скальную породу или другой малосжимаемый при оттаивании грунт (рис. 10.7, а). Сваи рационально использовать и с целью передачи нагрузки на

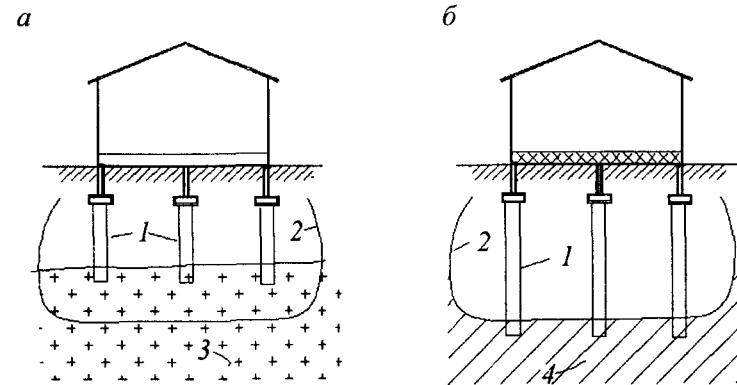


Рис. 10.7. Схема свайных фундаментов при допущении оттаивания вечномерзлых грунтов под сооружением: а – в скальных грунтах; б – при опирании свай на вечномерзлый грунт ниже зоны оттаивания; 1 – сваи; 2 – граница чаши протаивания; 3 – скальный грунт; 4 – вечномерзлый грунт

вечномерзлые грунты, находящиеся ниже зоны оттаивания (рис. 10.7, б). При этом в расчетах фундаментов необходимо учитывать отрицательное трение, пригружающее сваи (см. разд. 10.3).

В заключение отметим, что большие и специфические трудности и сложности фундаментостроения на вечномерзлых грунтах определяются не только суровыми климатическими условиями рассматриваемых районов, но и *особыми* свойствами мерзлых грунтов, обусловленными их криогенным строением, составом и состоянием, зависящими в значительной степени от температуры.

*Впервые* разработанные российскими специалистами методы проектирования и устройства фундаментов в районах распространения вечномерзлых грунтов позволяют возводить современные здания и сооружения различного назначения, строить города и поселки в северной климатической зоне России. Новые проблемы надежности оснований и фундаментов в настоящее время возникают в связи с глобальным потеплением климата Земли.

## Глава 11

### ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

#### 11.1. Деформации и устойчивость грунтов при динамических воздействиях

##### 11.1.1. Источники колебаний грунтов и динамические расчеты

Колебания грунта возникают вследствие динамических воздействий на него. Такими воздействиями могут быть природные процессы и явления (например, карстовые провалы или землетрясения) или техногенные факторы (работа стационарно установленных машин и механизмов, нагрузки от транспорта, строительных работ и т. п.). Многообразие перечисленных источников колебаний предполагает различие динамических нагрузок как по величине, так и по направлению. Кроме того, динамические нагрузки могут иметь разные режимы – от одиночных импульсов до периодических воздействий. В связи с этим действие динамических нагрузок на грунты и сооружения будет различным.

Динамические нагрузки могут прикладываться как к сооружению (воздействие ветра на высокое здание, прибоя на набережную), так и непосредственно к основанию (сейсмические толчки, строительные работы, связанные с уплотнением или разрыхлением грунта, в том числе с помощью взрывов, забивки свай и т. п.). Однако ввиду того, что все сооружения так или иначе контактируют с грунтом, расчеты на динамические воздействия производятся как для сооружений, так и для грунтов. При этом для тех и других должны быть выполнены условия прочности, а динамические перемещения, скорости и ускорения должны быть в допустимых пределах.

Динамические расчеты сооружений производятся в рамках строительной механики. Целью расчетов может являться нахождение таких параметров, как частоты, периоды собственных коле-

баний конструкций, а также величины динамических коэффициентов, амплитуд вынужденных колебаний и наибольших напряжений в элементах сооружения.

Динамические расчеты грунтов производятся применительно к тем или иным специальным задачам. Это могут быть задачи, связанные с воздействием на грунты и сооружения ударов, вибраций, взрывов или сейсмических нагрузок. При этом рассматриваются вопросы распространения волн в массиве грунта и их взаимодействие с препятствиями. Особую группу в динамике грунтов составляют задачи по проектированию опорных частей машин, работа которых характеризуется интенсивными неуравновешенными динамическими нагрузками. В настоящей главе рассматриваются только те вопросы динамики грунтов, которые имеют отношение к проектированию фундаментов.

##### 11.1.2. Распространение механических волн в грунтах

Динамические нагрузки, приложенные к грунтам, инициируют в них распространение волн. Хотя грунты являются дисперсионными телами, распространение механических волн инфразвукового и звукового диапазонов, характерных для отмеченных динамических воздействий, вполне может рассматриваться в рамках гипотезы сплошной среды. Это объясняется тем, что длины звуковых волн во много раз превышают размеры грунтовых частиц.

Как известно, для сред, сопротивление сдвигу которых отлично от нуля, характерно наличие как продольных, так и поперечных волн, распространяющихся с разными скоростями. При существовании поверхностей раздела (твердое тело – воздух, жидкость, твердое тело) вдоль них распространяются поверхностные волны. Последние могут быть как волнами Рэлея, так и волнами Лява, если область, примыкающая к поверхности раздела, состоит из двух физически различных областей, то есть слоистая.

Если напряжения на фронте волны превышают предел упругости среды, то в последней распространяются две волны: упругая и пластическая. Скорость первой из волн (называемой иногда «упругий предвестник») существенно превосходит скорость второй (вол-

ны переупаковки). При рассмотрении волновых процессов в грунтах в настоящее время используются модели идеально упругой и упруго-пластической, а также вязкоупругой и вязкопластической сред. Область применения этих моделей определяется, в первую очередь, уровнем действующих на фронте волны динамических напряжений и корректируется экспериментально (Цытович, 1973).

Наиболее глубокая теоретическая разработка вопросов распространения волн выполнена в настоящее время в рамках линейной теории упругости. Скорости распространения продольных и поперечных упругих волн зависят от механических характеристик среды (модуля упругости и коэффициента Пуассона), а также от ее плотности. Скорость продольных волн всегда больше скорости поперечных. Скорости распространения волн Рэлея близки к скоростям распространения поперечных или сдвиговых волн.

В случае идеальной упругости среды колебания, возбужденные одиночным импульсом, являются незатухающими. Однако реальные грунты представляют собой зернистые многокомпонентные среды, в которых энергия волн поглощается за счет неупругого сопротивления. Это приводит к затуханию колебаний в грунтах, выражющемуся в уменьшении амплитуд смещений. Количественной характеристикой затухания колебаний является так называемый логарифмический декремент, представляющий собой натуральный логарифм отношения двух последовательных амплитуд.

Наблюдения и специально проведенные эксперименты показывают, что затухание волн интенсивнее происходит в маловлажных грунтах, в то время как в водонасыщенных тонкодисперсных грунтах волны могут распространяться на большие расстояния. Отмеченное затухание колебаний в грунтах связано, в первую очередь, с развитием сил трения. Для упрощения математической стороны многих механических задач предполагается, что затухание обусловлено силами сопротивления, пропорциональными скорости колебаний. Вместе с тем природа затухания колебаний в грунтах пока изучена недостаточно. Многочисленные исследования физических механизмов поглощения позволили установить вклад

в этот процесс как кулоновского трения (при проскальзывании зерен), так и относительного движения твердого скелета и вязкой жидкости. По современным данным, при не очень малых значениях амплитуд, то есть деформаций, поглощение существенно зависит от последних (Уайт, 1986).

Результатом передачи грунтом колебаний на сооружение являются колебательные движения как отдельных конструкций, так и сооружения в целом. Даже при очень малых (в доли микрона) амплитудах колебаний конструкций их сколько-нибудь продолжительное воздействие на человеческий организм может быть неблагоприятным, что требует ограничения амплитуд. Такое же или даже более строгое ограничение предъявляют некоторые современные производства. При совпадении частот колебаний грунта с собственными частотами конструкций зданий возможны явления резонанса, представляющего угрозу прочности всего сооружения.

Однако и сами грунты при возбуждении в них колебаний могут претерпевать большие пластические деформации, а в отдельных случаях разжигаться, что приводит к полной потере устойчивости основания.

### 11.1.3. Явления, происходящие в грунтах при динамических воздействиях

Для рыхлых несвязных грунтов характерно явление виброкомпрессии, что выражается в виброуплотнении песков вплоть до плотного состояния, если грунт не был пригружен. При наличии внешней пригрузки уплотнение песка будет происходить только при сообщаемых грунту ускорениях колебаний, превышающих так называемые критические, причем полного уплотнения песка все же не достигается (Цытович, 1973). При высоком уровне динамических воздействий водонасыщенные песчаные грунты обнаруживают способность к разжижению, сопровождающему полной потерей устойчивости грунтов. Подобные явления наблюдаются при сильных землетрясениях, когда относительно жесткие здания погружаются в грунт на несколько метров, зачастую со значительными кренами.

Глинистые грунты ввиду наличия связности более устойчивы к динамическим воздействиям, чем песчаные. Однако при пластичной и текучей консистенции этих грунтов динамические нагрузки могут вызывать разрушение их структуры, что необходимо исключать при проектировании и строительстве.

Вместе с тем необходимо отметить, что наблюдаемые при сильных землетрясениях явления разжижения песков и разрушения структуры связных грунтов не могут исчерпывающе объяснить случаи опрокидывания жестких зданий, принимающих после окончания сейсмических толчков почти горизонтальное положение (землетрясения в Ниигата и на Тайване). Для удовлетворительной оценки динамической устойчивости зданий помимо изучения условий разрушения грунтов оснований при распространении пластических волн в грунтах следует учитывать также условия динамического равновесия сил, приложенных к фундаменту при бегущих сейсмических волнах. Решение этой задачи показывает, что при прохождении волны под зданием оно начинает раскачиваться, а в отдельных зонах под фундаментом имеет место резкое увеличение контактных давлений (Синицин, 1978). Очевидно, именно этим обусловлена полная потеря несущей способности грунтов основания зданий, конструкции которых, включая фундаменты, проектировались с учетом антисейсмических требований. В этом случае упомянутые в разд. 11.1 динамические расчеты сооружений и грунтов необходимо производить совместно.

Отмеченные эффекты виброкомпрессии песков или даже их разжижения наблюдаются при интенсивных динамических воздействиях. Однако многочисленные наблюдения показывают, что и в случае весьма малых сотрясений фундаменты существующих зданий и сооружений могут претерпевать длительные незатухающие осадки, достигающие нескольких миллиметров в год. Это свойство грунтов накапливать микроскопические деформации в допредельном состоянии называется виброползучестью.

Таким образом, динамические воздействия на грунты вызывают распространение волн и колебания оснований и сооружений.

Эти колебания могут быть неблагоприятны для людей и ряда высокоточных производственных процессов, а при совпадении свободных и вынужденных частот колебаний (в условиях резонанса) представлять угрозу целостности сооружений. Подверженные колебаниям грунты основания могут доуплотняться, а при определенных условиях и разжижаться, то есть полностью терять устойчивость.

## 11.2. Фундаменты под машины

### 11.2.1. Вводные замечания

При проектировании фундаментов под машины и оборудование первичным является вопрос о необходимости учета в расчетах динамических нагрузок. Все без исключения машины передают на основание колебания той или иной интенсивности, однако при работе некоторых машин (первой группы) возникают значительные силы инерции, в то время как работа других машин (второй группы) характеризуется весьма малым уровнем динамических воздействий. В связи с этим динамические расчеты оснований и фундаментов должны будут производиться только для машин первой группы. Примерами являются машины с равномерным вращением (например, турбоагрегаты), машины с кривошипно-шатунными механизмами (например, компрессоры, пилорамы), машины ударного действия (например, молоты) и многие другие. Фундаменты под машины второй группы (например, бумагоделательные машины, токарные станки и пр.) проектируются без учета динамических воздействий, по нормам проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений.

Число типов машин, когда учет динамических воздействий на конструкции и основание обязательен, весьма велико. Так, в действующих СНиП 2.02.05–87 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» содержатся требования по обязательному расчету 12 типов машин. В настоящее время в производство активно внедряются машины принципиально нового направления, основанные на использовании не вращательного движения, а вибраци-

онного движения. Для этих машин характерны резонансные и за-резонансные режимы работы, что связано с особенно высоким уровнем динамических воздействий. Не подлежит сомнению, что в будущем область проектирования и расчета оснований машин с динамическими нагрузками получит интенсивное развитие.

### 11.2.2. Конструктивные особенности фундаментов машин

По конструкциям фундаменты под машины могут быть массивными, стенчатыми и рамными. Массивные фундаменты выполняются в виде сплошных блоков или плит. Стенчатые фундаменты состоят из жестких стен, соединяющих верхние и нижние плиты. Рамные фундаменты образованы колоннами, заделанными в нижнюю плиту, при этом верхние части колонн объединяются ригелями или плитами. С точки зрения работы конструкций массивные и стенчатые фундаменты являются фундаментами жесткого типа, а рамные – упругого. Примеры конструктивного решения массивных, стенчатых и рамных фундаментов показаны на рис. 11.1.

По материалу изготовления фундаменты под машины могут быть из монолитного или сборного железобетона классов не ниже В12,5 и В15 соответственно. Для фундаментов под машины с ударными нагрузками в качестве материала допускается только монолитный железобетон.

Форма фундаментов в плане должна быть возможно более простой, а какие-либо уступы или перепады отметок в пределах подошвы исключаются. Общий центр тяжести проектируемого фундамента машины и центр тяжести площади подошвы, как правило, должны располагаться на одной вертикали. Максимальный эксцентрикитет не должен превышать 5 % размера стороны подошвы фундамента, в направлении которой происходит смещение центра тяжести. Для относительно слабых грунтов основания (при  $R \leq 150$  кПа) допустимое значение эксцентрикитета не должно превышать 3 %.

При очень слабых грунтах основания, а также стесненности строительной площадки наиболее эффективными фундаментами

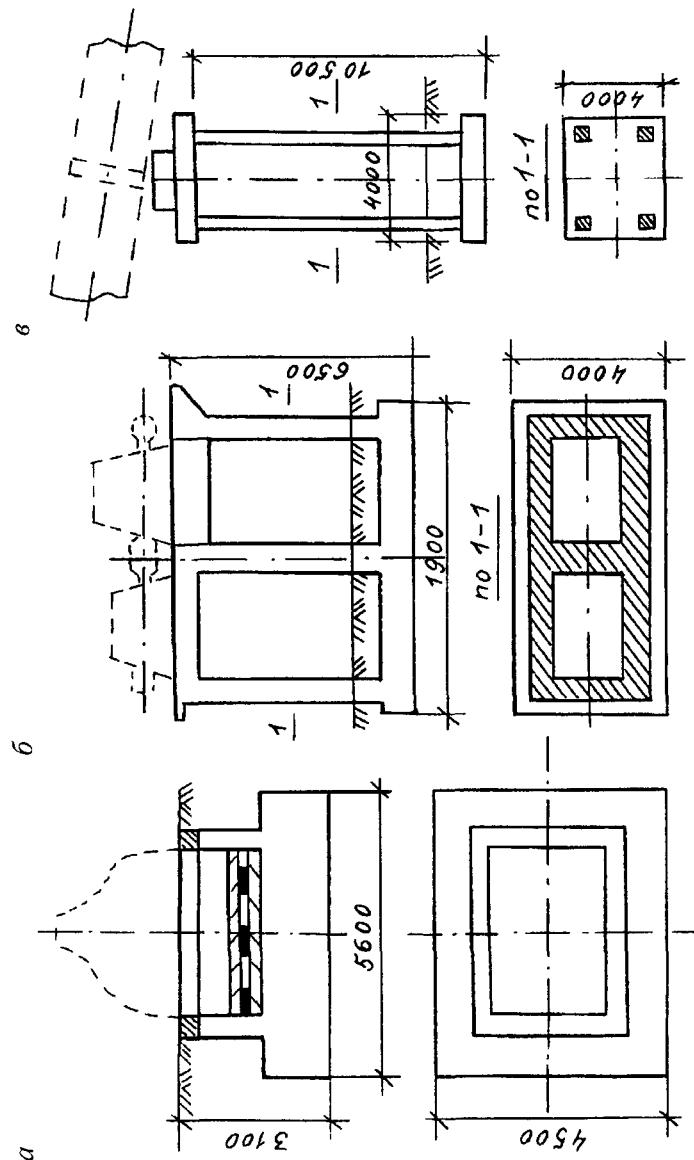


Рис. 11.1. Фундаменты: *a* – массивный, *b* – стенчатый, *c* – рамный

машин могут являться свайные. Кроме того, свайные фундаменты находят широкое применение в районах распространения вечномерзлых грунтов. Глубина заложения подошвы фундаментов на естественном основании, а также ростверков свайных фундаментов определяется по тем же соображениям, что и фундаментов, проектируемых только на статические нагрузки.

### 11.2.3. Методы расчета фундаментов на динамические нагрузки

Расчет фундаментов машин, так же как и при действии только статических нагрузок, производится по двум предельным состояниям. Однако ввиду относительно малых статических и динамических давлений, передаваемых на основание, наиболее важным является расчет по деформациям, под которыми при динамических воздействиях понимаются амплитуды колебаний фундамента.

Деформационные расчеты фундаментов машин при динамических воздействиях могут производиться при разных моделях основания. Как и в статических задачах, рассматривающих конструкции на упругом основании, в динамике используются модели общих и местных упругих деформаций.

Модель общих упругих деформаций, или упругого полупространства, является более строгой и широко используется в задачах статики. Ввиду того, что задачи динамики характеризуются малыми, быстро меняющимися во времени деформациями, применение этой модели для динамических задач является безусловно оправданным.

Первые попытки рассмотрения колебаний жесткого штампа на упругом полупространстве были предприняты Е.Рейнером еще в 1936 г. В этой и последующих работах других авторов вплоть до 1960 г. искомыми являлись перемещения штампа, для получения которых было принято предварительно задаваться различными законами распределения контактных напряжений: от равномерного или параболического до соответствующего статической контактной задаче. Корректные решения динамической контактной задачи для штампа в условиях плоской и осевой симметрии, уста-

навливающие распределение нормальных напряжений под штампом и его перемещения во времени, были получены в начале 60-х годов Н.М. Бородачевым (Бородачев, 1964). Методика расчета Н.М. Бородачева позволяет анализировать различные конструктивные решения фундаментов машин, а также оценивать колебания поверхности невесомого полупространства под действием распространяющихся волн любой природы.

Вместе с тем колебания невесомого основания не идентичны колебаниям системы «фундамент – грунт», так как в последнем случае вместе с телом фундамента смещается прочно связанная с ним часть массы основания. Учет этой «присоединенной» массы в рамках модели общих упругих деформаций возможен только с помощью численных методов.

Метод конечных элементов позволяет учесть распределенную массу всех элементов грунта, сосредоточив ее в узлах сетки. Однако на пути численной реализации динамических задач возникает ряд трудностей. В их числе необходимость составления матриц масс и демпфирования. При дискретизации области возникают вопросы согласования размеров элементов с длинами распространяющихся волн и величиной временных интервалов. И, наконец, введение границ областей при динамических расчетах требует решения проблемы отраженных волн, возвращающих обратно в расчетную область энергию падающих волн и искажающих действительную картину напряженного состояния (Мишель, Шульман, 1999). Перечисленные обстоятельства не исчерпывают всей сложности численного моделирования динамических задач, однако современные вычислительные средства уже сейчас позволяют успешно решать 3-мерные задачи достаточного для практических целей объема.

Применяемая к расчетам фундаментов машин модель местных упругих деформаций фактически является развитием метода коэффициента постели при рассмотрении смещений моделирующих основание пружин во времени (Терцаги, 1961). Эта модель является гораздо более простой, в связи с чем она широко исполь-

зуется при расчете фундаментов машин в различных странах. Все нормы и правила расчета фундаментов под машины в СССР, включая действующие в настоящее время СНиП 2.02.05–87, основаны на модели местных деформаций.

До 1979 г. рассчитываемые на колебания основания машины допускалось рассматривать как невесомые и идеально упругие. Однако рассчитанные исходя из этих предпосылок амплитуды колебаний фундаментов, как правило, оказывались существенно большими их реальных значений. Это заставило учитывать в расчетах наличие вязкого сопротивления в грунтах. В связи с этим в нормах 1979 г. и по настоящее время основание рассматривается как невесомое, упруговязкое, линейно деформируемое (модель Винклера – Фойгта). Расчетная модель такого основания показана на рис. 11.2 (основание является естественным). В случае свайного фундамента модель остается такой же, при этом сваи моделируются в виде сжимаемых стержней в упруговязкой среде.

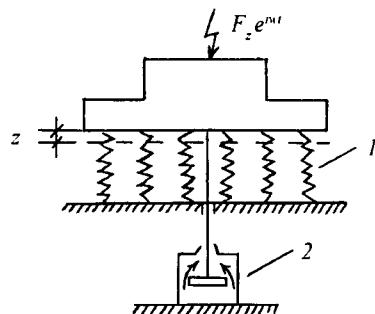


Рис. 11.2. Расчетная модель упруговязкого основания:  
1 – упругий элемент; 2 – вязкий элемент

Как и для статических напряжений, модель местных деформаций не может быть использована для оценки деформаций в областях, находящихся за пределами штампа. В связи с этим для оценки влияния колебаний на те или иные объекты, расположенные вблизи машины, следует привлекать другие модели, а также опытные данные.

#### 11.2.4. Расчет фундаментов по действующим нормативным документам

В соответствии со СНиП 2.02.05–87 расчет фундаментов под машины производится по двум группам предельных состояний: по несущей способности и по деформациям.

*При расчете по I группе предельных состояний* производится проверка среднего статического давления под подошвой фундамента на естественном основании или расчет несущей способности свайного фундамента. Для фундамента на естественном основании

$$p \leq \gamma_{co} \gamma_{ci} R, \quad (11.1)$$

где  $p$  – среднее давление на основание под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок (с коэффициентом перегрузки  $n = 1$ );  $\gamma_{co}$  – коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий характер динамических нагрузок и ответственность машины;  $\gamma_{ci}$  – коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамических нагрузок;  $R$  – расчетное сопротивление грунтов основания, определяемое в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01–83 «Основания зданий и сооружений».

Минимальные значения коэффициента  $\gamma_{co} = 0,5$  соответствуют фундаментам со значительными динамическими воздействиями, вызываемыми машинами ударного действия (молоты, формовочные машины), значения  $\gamma_{co} = 0,8$  – машинам с периодическими нагрузками (машины с врачающимися частями, дробилки и мельницы). Максимальное значение  $\gamma_{co} = 1$  принимается для всех остальных машин.

Введение коэффициента  $\gamma_{ci}$  направлено на предотвращение длительных осадок фундаментов в результате виброползучести и виброразжижения грунтов основания. Значения этого коэффициента зависят от типа машины и грунта, а также от степени водоонасыщения последнего. Минимальное значение этого коэффициента равно 0,6 при залегании в основании фундамента машин с кривошипно-шатунными механизмами мелких и пылеватых водонасыщенных песков, а также глинистых грунтов текучей консистенции.

Произведение двух коэффициентов условий работы грунта основания в формуле (11.1) при сочетании особо неблагоприятных обстоятельств (например, фундамент под формовочную машину на водонасыщенных песках) может составлять 0,35. Таким образом, в соответствии с нормами давление на основание в некоторых случаях будет равняться всего лишь трети от расчетного сопротивления грунта.

Для свайных фундаментов проектирование ведется по СНиП 2.02.03–85 «Свайные фундаменты», однако для висячих свай расчетные сопротивления грунтов по боковой поверхности и под нижним концом дополнительно умножаются на коэффициенты условий работы грунтов, принимаемых по табл. 5 СНиП 2.02.05–87. Для рыхлых песков снижение несущей способности свай может достигать 40 %.

Расчет прочности элементов конструкций фундаментов производится на статическое действие расчетных динамических нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и динамичности, произведение которых в наиболее неблагоприятных случаях может достигать 40.

*При расчете по II группе предельных состояний основным требованием при проектировании фундаментов под машины является соблюдение условия*

$$a \leq a_{\text{п}}, \quad (11.2)$$

где  $a$  – наибольшая амплитуда колебаний верхней грани фундамента, определяемая расчетом;  $a_{\text{п}}$  – предельно допускаемая амплитуда, определяемая по СНиП 2.02.05–87.

Значения предельно допускаемых амплитуд  $a_{\text{п}}$  определяются типом машины и лишь для кузнечных молотов дополнительно требуют знания типа грунтов основания. Хотя абсолютные значения  $a_{\text{п}}$  очень невелики и, как правило, составляют доли миллиметра, разброс предельно допустимых значений для различных машин составляет примерно полтора порядка. При этом самые малые значения  $a_{\text{п}}$  соответствуют высокооборотным машинам с кривошипно-шатунными механизмами ( $a_{\text{п}} = 0,05$  мм), а наибольшие значения

могут быть допущены для кузнечных молотов – до 1,2 мм. При действии статических нагрузок средние осадки, как известно, для различных зданий и сооружений отличаются не более чем в четыре раза. Это обстоятельство подчеркивает огромную важность расчетов по второй группе предельных состояний для фундаментов машин. В связи с этим деформационный расчет фундаментов с динамическими нагрузками является основным.

Для решения динамических задач наиболее употребительным является статический способ, основанный на применении уравнений динамического равновесия, которые отличаются от уравнений статического равновесия дополнительным учетом согласно принципу Д'Аламбера сил инерции в виде произведения масс на ускорения (Клейн Г.К. и др., 1972).

Как известно, трудоемкость динамического расчета системы зависит от степени ее свободы. Для упрощения расчетов следует стремиться свести число степеней свободы системы к минимуму. Именно в связи с этим обстоятельством выдвигается требование о расположении общего центра тяжести фундамента, машины и засыпки грунта на обрезах фундамента и центра тяжести площади подошвы фундамента на одной вертикали. При выполнении этих требований удается привести расчетную схему фундамента к системе с одной (для вертикальных или горизонтальных колебаний) или с двумя степенями свободы (вертикальные или горизонтальные колебания с учетом вращательных или крутильных составляющих колебаний).

В существующих нормах проектирования 1987 г. упругие свойства основания характеризуются коэффициентами упругого равномерного и неравномерного сжатия и упругого равномерного и неравномерного сдвига, а диссипативные свойства – коэффициентами демпфирования. Для понимания существа проблемы рассмотрим вертикальные колебания системы с одной степенью свободы для массивного фундамента на естественном основании. Согласно второму закону динамики Ньютона дифференциальное уравнение вынужденных вертикальных колебаний системы с одной степенью свободы имеет следующий вид:

$$mz'' + B_z z' + K_z z = F_z e^{i\omega t}, \quad (11.3)$$

где  $m$  – масса установки, включающая в себя массы фундамента, машины и грунта на обрезах фундамента;  $z$  – вертикальное перемещение фундамента при колебаниях;  $B_z$  – коэффициент демпфирования основания для вертикальных колебаний;  $K_z$  – коэффициент жесткости основания при упругом равномерном сжатии;  $F_z$  – вертикальная возмущающая сила;  $\omega$  – круговая частота вращения машины;  $t$  – время.

Представление возмущающей силы в форме  $F_z e^{i\omega t}$  отражает то обстоятельство, что любая функция времени может быть выражена через функцию частоты с помощью интеграла Фурье. Наиболее частым является выражение  $F(\omega) = F e^{i\omega t}$ , где  $\alpha$  называется показателем затухания. Если принять  $\alpha = i\omega$ , то по формуле Эйлера

$$F e^{\pm i\omega t} = \cos \omega t \pm i \sin \omega t.$$

Следовательно, представление нагрузки в виде  $F_z e^{i\omega t}$  позволяет учитывать ее изменение по закону косинуса или синуса. Если реально действующая динамическая нагрузка имеет вид  $F \cos \omega t$ , то для получения окончательных результатов в выражениях отделяется действительная часть, а если нагрузка имеет вид  $F \sin \omega t$ , – мнимая часть. При свободных вертикальных колебаниях правая часть выражения (11.3) принимается равной нулю.

Выражение (11.3) представляет собой обыкновенное однородное линейное дифференциальное уравнение второго порядка. Решение этого уравнения будет представлять собой искомые значения амплитуд. Эти выражения для машин различных типов приведены в приложениях к СНиП 2.02.05–87. Там же приведены формулы для амплитуд, полученные при решении уравнений вынужденных горизонтально-вращательных колебаний системы с двумя степенями свободы.

Основным недостатком решений, основанных на уравнении типа (11.3), является пренебрежение массой грунта, залегающего под подошвой фундамента на естественном основании и колеблющегося вместе с ним. Учет этой массы в рамках схемы, приведенной на рис. 11.2, будет означать наделение той или иной массой упругих пружин, моделирующих работу основания. К настоя-

щему времени попытка такого рода произведена только для свайных фундаментов под машины, в расчетах которых к массе ростверка прибавляется часть массы свай.

Для ознакомления с некоторыми принципиальными положениями расчета фундаментов под машины по методике СНиП рассмотрим простейший случай вертикального колебания абсолютно жесткого фундамента на естественном основании, демпфирующими свойствами которого можно пренебречь, то есть при  $B_z = 0$ . Динамическая нагрузка изменяется пропорционально синусу времени в соответствии с выражением  $F_z = F_z^{(0)} \sin \omega t$ , где  $F_z^{(0)}$  – наибольшее значение вертикальной силы. При этом уравнение (11.3) записывается в виде

$$mz'' + K_z z = F_z^{(0)} \sin \omega t. \quad (11.3')$$

Решение этого уравнения позволяет получить выражение для максимальной амплитуды вертикальных вынужденных колебаний в виде

$$a_z = (F_z^{(0)}/m) / (\lambda_z^2 - \omega^2), \quad (11.4)$$

где  $\lambda_z^2 = K_z/m$ .

При замене  $\lambda_z^2$  на  $K_z/m$  окончательное выражение для максимальных амплитуд колебаний будет следующим

$$a_z = F_z^{(0)} / (K_z - m\omega^2). \quad (11.5)$$

В случае горизонтальной возмущающей силы и малой высоты фундамента (при  $b > 3h$ , где  $b$  – ширина, а  $h$  – высота фундамента) его вращательными колебаниями можно пренебречь, что дает возможность определять амплитуду упругого сдвига по аналогичному выражению, подставляя вместо  $F_z^{(0)}$  наибольшее значение горизонтальной силы. В случае фундаментов большей высоты значения амплитуд горизонтальных колебаний определяются по более сложным формулам, включающим в себя плечи действия возмущающих сил и моменты инерции массы установки относительно центральной оси, перпендикулярной плоскости колебаний.

Приведенная расчетная оценка амплитуд колебаний, касалась деформационных расчетов, производимых применительно к фундаментам самих машин. Однако при рассмотрении более общей ситуации удовлетворение условия (11.2) может оказаться недостаточным. Это связано с тем, что колебания фундамента машины-источника могут негативно влиять на соседние объекты-приемники (фундаменты стен, колонн, других машин). В связи с этим обстоятельством нормы требуют оценивать уровень колебаний этих объектов, что приводит к необходимости рассматривать явления распространения волн в пространстве.

Как отмечалось в подразд. 11.1.2, в грунтах распространяются продольные, поперечные и поверхностные волны. Наименьшее затухание с расстоянием претерпевают поверхностные волны. Ввиду того, что большинство конструкций закладывается в поверхностных слоях грунта, именно поверхностные волны представляют для сооружений наибольшую опасность, что и учитывается в расчетах. Нормы предписывают оценивать уровень колебаний объектов-приемников по формуле

$$a_s = a_0 \left\{ \frac{1}{\delta[1+(\delta-1)^2]} + \frac{\delta^2 - 1}{(\delta^2 + 1)\sqrt{3\delta}} \right\}, \quad (11.6)$$

где  $a_s$  – амплитуда вертикальных (горизонтальных) колебаний грунта на поверхности в точке, расположенной на расстоянии  $r$  от оси фундамента – источника волн в грунте;  $a_0$  – амплитуда свободных или вынужденных колебаний фундамента – источника волн в грунте на уровне его подошвы;  $\delta = r/r_0$ ;  $r$  – расстояние от оси фундамента-источника до точки на поверхности грунта, для которой определяется амплитуда колебаний;  $r_0$  – приведенный радиус подошвы фундамента-источника  $r_0 = \sqrt{A/\pi}$ , где  $A$  – площадь подошвы.

Для вычисления  $a_s$  можно пользоваться также графиком, приведенным в литературе (Руководство..., 1982). Необходимо, однако, подчеркнуть, что в формуле (11.6), а также соответствующем ей графике не учитываются такие важные факторы, как свойства грунта (плотность, влажность), характер динамических воздействий и т. п.

Выражение (11.6) позволяет рассчитать скорость колебаний поверхности грунта  $v_s$  по соотношению  $v_s = a_s \omega$ , при условии, что

частоты волн, распространяющихся в грунте, равны частотам колебаний фундамента машины. По требованию норм, в пределах зоны, где  $v_s > 15$  мм/с (для импульсных источников) и  $v_s > 2$  мм/с (для источников периодического действия), среднее давление под подошвой фундаментов-приемников на естественном основании должно ограничиваться условием

$$p \leq \gamma_{cl} R. \quad (11.7)$$

Коэффициент условий работ грунтов основания в этом случае для мелких и пылеватых песков, а также глинистых грунтов текучей консистенции принимается равным 0,7. Для остальных грунтов этот коэффициент равен 1. Отмеченные пределы скоростей смещения поверхности грунта сохраняют свое значение и в случае, когда фундамент-приемник является свайным.

#### 11.2.5. Методы определения динамических характеристик основания

Динамические характеристики основания определяются моделью, положенной в основу расчета.

При использовании метода упругого полупространства основными характеристиками основания являются динамический модуль упругости  $E_d$  и динамический коэффициент Пуассона  $v_d$ . Определение этих характеристик может производиться различными способами. Так, динамические свойства исследуются при ударе об образец грунта тела, сбрасываемого с высоты или ускоряемого какой-либо силой. При этом чаще всего реализуется схема одноосного деформированного состояния, когда образец грунта помещается в прочный цилиндр (Ляхов Г.М., 1974). Основным требованием при этом является приложение давлений в пределах, характерных для рассматриваемой задачи, так как в широком интервале нагрузок зависимость динамических напряжений от относительных деформаций существенно нелинейна.

Для определения динамических характеристик грунта в интервале относительно небольших давлений используют также известные выражения для скоростей распространения продольных,

поперечных и поверхностных волн в упругой среде. Возбуждая в грунте импульсы упругих колебаний и измеряя скорости прохождения волн в лабораторных или полевых условиях (на образцах грунта или в массиве), определяют  $E_d$  и  $v_d$ . Эта методика является достаточно точной, так как скорости распространения волн весьма слабо зависят от поглощающих свойств среды.

Необходимо отметить, что основным отличием статических нагрузок от динамических является кратковременность последних. Это означает, что относительное содержание фаз в единице объема грунта при динамических нагрузках практически не изменяется, что предопределяет существенно большие значения  $E_d$ , чем модуля деформации, определенного в результате статических испытаний. При полном водонасыщении и больших скоростях деформирования  $E_d$  будет стремиться к модулю упругости воды. Однако степень водонасыщения грунта при определенных обстоятельствах может меняться не только по сезонам, но и в течение суток. В последнем случае точное установление динамических характеристик грунта основания не имеет особого смысла, а в расчетах следует ориентироваться на их усредненные значения.

При использовании модели Винклера – Фойгта в расчетах используются обобщенные упругие характеристики  $K_z$ ,  $K_x$ ,  $K_\phi$ ,  $K_\psi$  и диссилиптивные или демпфирующие характеристики  $B_z$ ,  $B_x$ ,  $B_\psi$ . Коэффициенты  $K$ , называются также коэффициентами жесткости основания. Они определяют, какие усилия необходимо приложить к фундаменту, чтобы он переместился на единицу длины (для  $K_z$  и  $K_x$ ) или повернулся на единичный угол (для  $K_\phi$  и  $K_\psi$ ). Эти коэффициенты вычисляются по следующим формулам:

$$K_z = C_z A; K_x = C_x A; K_\phi = C_\phi I; K_\psi = C_\psi I_\psi, \quad (11.8)$$

где  $C$  – упругие свойства грунтов основания соответственно при равномерном упругом сжатии, равномерном упругом сдвиге, неравномерном упругом сжатии (повороте) и неравномерном упругом сдвиге;  $A$  – площадь подошвы фундамента;  $I$ ,  $I_\psi$  – моменты инерции площади подошвы фундамента соответственно относительно центральной оси, перпендикулярной плоскости действия момента, и вертикальной оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы фундамента.

Нормы рекомендуют определять упругие и демпфирующие свойства грунтов экспериментально. При этом более точными являются полевые методы, однако принципиально возможно проведение и лабораторных испытаний с достаточно малыми образцами (Швец В.Б. и др., 1981).

Экспериментальное значение коэффициентов  $C$ , устанавливается при исследовании колебаний фундаментов действующих машин или специальных опытных штампов. Эксперименты ведутся в предположении независимости коэффициентов жесткости от частоты. Одной из лучших является методика О.А.Савинова, позволяющая на основании одного опыта на колебания инвентарного штампа получить три обобщенные упругие характеристики грунта ( $C_z$ ,  $C_x$  и  $C_\phi$ ). Более простым будет опытное определение только одной основной характеристики  $C_z$ . Формулы для вычисления этой характеристики по результатам обработки опытов на свободные и вынужденные колебания штампов приведены в литературе (Руководство..., 1982; Швец В.Б. и др., 1981).

При отсутствии экспериментальных данных нормы допускают возможным определение основной упругой характеристики  $C_z$  (для фундаментов с площадью подошвы не более  $200 \text{ m}^2$ ) по формуле

$$C_z = b_0 E (1 + \sqrt{A_0 / A}), \quad (11.9)$$

где  $b_0$  – коэффициент,  $\text{m}^{-1}$ , принимаемый равным для песков 1, для супесей и суглинков 1,2, для глин и крупнообломочных грунтов 1,5;  $E$  – модуль деформации грунта, кПа;  $A$  – площадь подошвы фундамента,  $\text{m}^2$ ;  $A_0 = 10 \text{ m}^2$ . Для фундаментов с площадью подошвы  $A$ , превышающей  $200 \text{ m}^2$ , значение коэффициента  $C_z$  принимается, как для фундаментов с площадью подошвы  $A = 200 \text{ m}^2$ .

Остальные упругие характеристики определяются по следующим формулам:

$$C_\phi = 2C_z; C_x = 0,7 C_z; C_\psi = C_z. \quad (11.10)$$

Демпфирующие характеристики грунтов  $B$ , определяются коэффициентами относительного демпфирования  $\xi$ . Для вертикальных колебаний коэффициент относительного демпфирования  $\xi_z$  связан с  $B_z$  следующим образом:

$$\xi_z = B_z / 2 \sqrt{K_z m}. \quad (11.11)$$

Коэффициенты относительного демпфирования  $\xi$ , при отсутствии опытных данных также могут определяться аналитически по формулам, приведенным в нормах и других источниках. Основным рассчитываемым коэффициентом является  $\xi_z$ . Остальные коэффициенты вычисляются по выражениям

$$\xi_r = 0,6\xi_z; \quad \xi_\phi = 0,5\xi_z; \quad \xi_\psi = 0,3\xi_z. \quad (11.12)$$

Для свайных фундаментов относительное демпфирование вертикальных колебаний  $\xi_z$  допускается принимать равным 0,2 для установившихся колебаний и 0,5 для неустановившихся колебаний. Переход от  $\xi_z$  к  $\xi_x$ ,  $\xi_\phi$  и  $\xi_\psi$  производится по тем же формулам, что и для фундаментов на естественном основании.

#### 11.2.6. Мероприятия по уменьшению амплитуд колебаний и длительных осадок фундаментов

Анализ формулы (11.5) показывает, что для уменьшения амплитуд колебаний фундаментов машин следует увеличивать знаменатель дроби. Наиболее очевидный путь для этого – увеличение  $K_z$  при постоянстве или меньшем увеличении члена  $m\omega^2$ . В случае же примерного равенства обоих членов знаменателя значения амплитуд стремятся к бесконечности и имеет место явление резонанса. Необходимо, однако, отметить, что неограниченное возрастание амплитуды характерно лишь для идеализированных систем, в которых отсутствует трение. Но и при наличии трения работу машины в резонансном режиме следует допускать только в течение короткого периода разгона или остановки.

Увеличение  $K_z$ , как это следует из формулы (11.8), достигается за счет увеличения площади подошвы фундамента. Иногда для возможной корректировки ранее принятых решений для достижения этой цели из устраиваемого фундамента заблаговременно выпускают арматуру.

Если при принятой конструкции фундамента машины рассчитанные амплитуды колебаний превышают предельно допустимые, то возможно также явится улучшение динамических характеристик

грунтов основания. Обычно это улучшение ведется уплотнением, осушением и закреплением грунтов, причем два последних мероприятия, как правило, могут быть реализованы под эксплуатируемыми машинами. Кроме того, фундамент машины, как и любого сооружения, может быть пересажен на сваи той или иной конструкции.

Однако существует и путь снижения уровня динамических воздействий, что достигается при демпфировании колебаний на самом источнике. Наиболее эффективные мероприятия этого направления заключаются в балансировке движущихся частей, а также в активной и пассивной виброзащите. Виброизоляция машин является одним из наиболее действенных средств борьбы с колебаниями (Руководство..., 1972), однако она применима, в основном, к высокочастотным машинам.

Динамические нагрузки при определенных условиях способны вызвать уплотнение грунтов оснований. Развивающиеся вследствие этого длительные осадки могут привести к разрушениям зданий и сооружений. Как указывалось в подразд. 11.1.3, наиболее чувствительными к вибрационным воздействиям являются пески. О.А. Савиновым было показано, что уплотнение песков, под действием сотрясений возможно только в случаях, когда степень уплотненности их не достигает так называемой структурной плотности  $D_0$ . Расчет динамических осадок фундаментов на таких песках ведется в пределах зоны, где ускорения колебаний пре-восходят критические ускорения.

Для проведения указанного расчета по глубине основания строят кривые изменения ускорений и критических ускорений. Определив по точке пересечения этих кривых мощность уплотняемого слоя грунта, предполагают, что степень его плотности под влиянием сотрясений увеличится до  $D_0$ . Величина возможной осадки находится по формуле

$$S = \sum h_i (e_i - e_{0i}) / (1 + e_i), \quad (11.13)$$

где  $h_i$  является элементарным слоем грунта в пределах зоны уплотнения,  $e_i$  представляет собой коэффициент пористости естественного грунта,  $e_{0i}$  – то же грунта с плотностью, соответствующей степени плотности  $D_0$ .

Если в зону влияния динамического воздействия попадают другие машины, здания и сооружения, то они могут испытывать длительные незатухающие осадки за счет виброползучести грунтов оснований. По О.А. Савинову (Савинов О.А., 1979), эти осадки характерны для фундаментов, давления по подошве которых близки к расчетному сопротивлению грунтов основания или превышают его, что предполагает наличие у краев фундаментов относительно развитых пластических зон. Длительное сотрясение основания ведет к перемещениям грунта в этих зонах и медленному течению от центра к краям подошвы, что и приводит к медленным незатухающим осадкам.

Следует отметить, что методы расчета осадок, развивающихся за счет виброползучести грунтов, пока не разработаны. Количественная их оценка производится по опытным данным (Савинов О.А., 1979). Для предотвращения этих осадок целесообразным является устройство коротких шпунтовых рядов по периметру фундаментов или закрепление грунта.

### 11.3. Фундаменты в условиях сейсмических воздействий

#### 11.3.1. Основные понятия

Сейсмические воздействия на фундаменты зданий и сооружений обусловлены землетрясениями, происходящими в результате тектонических разломов и других процессов в земной коре. От гипоцентра во всех направлениях распространяются упругие колебания, характеризуемые сейсмическими волнами: продольными (сжатия и растяжения) и поперечными (сдвиговые, перпендикулярные продольным). Кроме того, от эпицентра по поверхности земли распространяются во все стороны поверхностные волны, приводящие к наиболее сильным вертикальным колебаниям поверхного слоя.

Вертикальные колебания существенны для сооружений вблизи эпицентра землетрясения. По мере удаления от него они затухают

значительно быстрее горизонтальных, поэтому основную опасность представляют горизонтальные колебания. Продолжительность землетрясений чаще всего измеряется несколькими секундами и реже минутами. Силу землетрясения оценивают в баллах. В России принята 12-балльная шкала. Список населенных пунктов, расположенных в сейсмических районах страны, с указанием принятой для них сейсмичности в баллах и повторяемости сейсмического воздействия приведен в СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах».

Выполняется также микрорайонирование внутри районов. Сейсмичность конкретной площадки строительства зависит как от сейсмичности района, так и от вида и состояния слагающих ее грунтов (табл. 11.1).

Таблица 11.1

Оценка сейсмичности строительной площадки

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	>9

Согласно нормам проектирования к I категории относятся грунты хорошие (скальные, крупнообломочные, вечномерзлые в твердомерзлом состоянии); ко второй категории – грунты среднего качества (скальные выветренные, пески маловлажные средней плотности и плотные, глинистые грунты с показателем текучести  $I_L \leq 0,5$ , вечномерзлые грунты с температурой выше  $-2^{\circ}\text{C}$ ); к третьей категории относятся пески водонасыщенные крупные и средней крупности, плотные и средней плотности; пески рыхлые независимо от влажности и крупности; глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,5$ ; вечномерзлые нескальные грунты при использовании их в качестве оснований по принципу II. При неблагоприятном сочетании ряда условий (неоднородность грунтов,

прогнозируемый подъем уровня подземных вод, особо ответственные сооружения и др.) сейсмичность площадки может быть повышенна.

Сейсмические воздействия, как и любые динамического характера нагрузки на основания сооружений, приводят к изменению свойств грунтов: увеличиваются сжимаемость, особенно несвязанных грунтов; уменьшается их предельное сопротивление сдвигу. При определенных условиях может происходить разжижение водонасыщенных песчаных грунтов 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 сейсмики. По действующим в России нормам, сейсмические воздействия учитываются при проектировании зданий и сооружений в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить сооружения, как правило, не допускается.

### 11.3.2. Основные положения проектирования и конструирования сейсмостойких фундаментов

Основное требование сейсмостойкости фундаментов состоит в том, чтобы при совместном действии на них обычных нагрузок и сейсмических сил фундаменты не разрушились, не сдвигались и не опрокидывались, а основание не теряло устойчивости, тем самым обеспечивая общую устойчивость и прочность системы «сооружение – основание». К сейсмическим силам относятся силы взаимодействия между грунтом основания, испытывающим колебания при землетрясениях, и сооружением. По природе они являются инерционными, по характеру – динамическими. Величина сейсмической нагрузки зависит не только от интенсивности колебаний, но и от динамических характеристик сооружения и его собственных колебаний, обусловленных начальными условиями движения грунта.

СНиП II-7-81<sup>\*</sup> рекомендуют расчетную сейсмическую нагрузку  $s_{ik}$  в выбранном направлении действия, приложенную в точке  $k$

и соответствующую  $i$ -му тону собственных колебаний здания или сооружения, определять по формуле

$$s_{ik} = K_1 K_2 s_{0ik}, \quad (11.14)$$

где  $K_1$  – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений (табл. 3 СНиП II-07-81<sup>\*</sup>);  $K_2$  – коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений (табл. 4 СНиП II-07-81<sup>\*</sup>);  $s_{0ik}$  – значение сейсмической нагрузки для  $i$ -го тона собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций, по формуле

$$s_{0ik} = Q_k A_{eq} b K_\psi \eta_{ik}, \quad (11.15)$$

где  $Q_k$  – вес здания или сооружения, отнесенный к точке  $k$ , определяемый с учетом расчетных нагрузок на конструкции;  $A_{eq}$  – коэффициент, значения которого следует принимать равными 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов;  $\beta$  – коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -му тону собственных колебаний здания или сооружения, определяемый по СНиП II-7-81<sup>\*</sup> в зависимости от расчетного периода собственных колебаний  $T_i$  и категории грунтов по сейсмическим свойствам;  $K_\psi$  – коэффициент, учитывающий особенности конструктивных решений зданий и сооружений;  $\eta_{ik}$  – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -му тону и от места расположения нагрузки, определяемый по рекомендациям СНиП II-7-81<sup>\*</sup>.

Расчет оснований и фундаментов сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок (с учетом сейсмических воздействий). Особое сочетание нагрузок определяется с учетом коэффициентов сочетаний  $n_c$ , равных для постоянных нагрузок 0,9, временных длительных – 0,8 и кратковременных (на перекрытия и покрытия) – 0,5.

При этом не учитываются горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов.

При определении расчетной вертикальной сейсмической нагрузки необходимо учитывать массу моста крана, тележки, а также массу груза, равного грузоподъемности крана с коэффициентом 0,3. Горизонтальную сейсмическую нагрузку от массы мостового кра-

на учитывают в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых балок. При этом снижение крановых нагрузок, рекомендуемое СНиП по нагрузкам и воздействиям, не учитывается.

Основания и фундаменты рассчитывают на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий исходя из того представления, что сейсмические нагрузки могут иметь любое направление в пространстве. Действие сейсмических нагрузок в рассматриваемых направлениях принимают отдельно и определяют по формуле (11.14).

При расчете подпорных стенок учитывают отдельно сейсмическое давление грунта и давление, вызванное изменением напряженного состояния грунтовой среды при прохождении в ней сейсмических волн (продольных и поперечных). Активное  $q_{as}$  и пассивное  $q_{ps}$  давление грунта на подпорные стенки с учетом сейсмического воздействия определяются по формулам (Далматов Б.И., 1988)

$$\begin{aligned} q_{as} &= [1 + K_c \operatorname{tg}(45 + \phi_i/2)] \sigma_a; \\ q_{ps} &= [1 - K_c \operatorname{tg}(45 - \phi_i/2)] \sigma_p, \end{aligned} \quad (11.16)$$

где  $K_c$  – коэффициент сейсмичности, значение которого принимают 0,025: 0,05 и 0,10 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов;  $\phi_i$  – расчетный угол внутреннего трения при расчете по устойчивости;  $\sigma_a$  и  $\sigma_p$  – активное и пассивное давление грунта при статическом состоянии.

Дополнительные горизонтальные нормальные  $\sigma_h$  и касательные  $\tau_h$  напряжения, возникающие в грунте при прохождении сейсмических волн, определяют из выражений

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma C_p T_0, \\ \tau_h &= \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma C_s T_0, \end{aligned} \quad (11.17)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $C_p$  и  $C_s$  – скорости распространения продольных и поперечных сейсмических волн в грунте;  $T_0$  – преобладающий период сейсмических колебаний (обычно  $T_0 = 0,5$  с)

Особенность расчета фундаментов с учетом сейсмических воздействий состоит в проверке устойчивости и прочности осно-

ваний на особое сочетание нагрузок. При этом конструктивные особенности фундаментов и выбор глубины их заложения определяются характером сейсмических воздействий.

Глубина заложения фундаментов в грунтах I и II категорий по сейсмическим свойствам принимается, как правило, такой же, как и для фундаментов в несейсмических районах. На площадках, сложенных грунтами III категории, СНиП рекомендуют устройство искусственных оснований и другие меры по улучшению свойств грунтов. Для зданий повышенной этажности целесообразно устройство подвальных этажей, которые должны располагаться под всем зданием или его отсеками. Фундаменты сооружения или его отсеки должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках допустимая их разность определяется известным условием  $\Delta h \leq a (\operatorname{tg} \phi_i + c_i / p_i)$ , в котором расчетное значение угла внутреннего трения уменьшается при сейсмичности 7 баллов на  $2^\circ$ , 8 баллов – на  $4^\circ$  и 9 баллов – на  $7^\circ$ . Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от осадочного шва. Отдельные фундаменты, разделенные осадочным швом, должны располагаться на одном уровне.

Одним из общих принципов обеспечения сейсмостойкости сооружений является принцип монолитности и равнопрочности всех элементов зданий и сооружений. Поскольку при прохождении сейсмической волны поверхность основания может испытывать растяжение в том или ином направлении, целесообразно колонны каркасных зданий располагать на сплошных фундаментных плитах, перекрестных ленточных фундаментах или соединять отдельные фундаменты и свайные ростверки железобетонными балками-связями (рис. 11.3, б).

Для зданий повышенной этажности также следует применять монолитные железобетонные ленточные, сплошные плитные фундаменты и фундаменты из перекрестных лент. В зданиях выше 9 этажей необходимо предусматривать монолитный вариант подземной части (рис. 11.3, в).

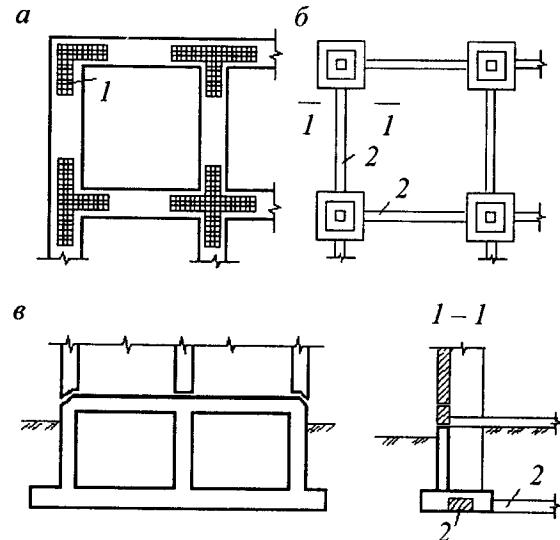


Рис. 11.3. Конструкции фундаментов при сейсмических воздействиях: а – план ленточного фундамента; б – план и разрез отдельных (столбчатых) фундаментов; в – подвальная часть здания с плитным фундаментом из монолитного железобетона; 1 – арматурные сетки; 2 – железобетонные балки-связи

В фундаментах и стенах подвалов из крупных сборных блоков нужно производить перевязку блоков в каждом ряду, пересечения стен усиливать путем закладки в горизонтальные швы арматурных сеток (рис. 11.3, а), по верху сборных фундаментов (подушек) предусматривать железобетонные пояса. Продольные железобетонные пояса должны быть связаны поперечными железобетонными стойками.

При применении свайных фундаментов стремятся опереть нижние концы свай на плотные грунты, а непрерывный ростверк располагать на одной и той же глубине в каждом отдельном отсеке. Головы свай заделывают в ростверк с учетом горизонтальных сейсмических сил. В условиях сейсмики применяют как забивные, так и набивные сваи. Набивные сваи рекомендуется устраивать в маловлажных связных грунтах при диаметре свай не менее 40 см и отношении их длины к диаметру не менее 25. В структур-

но-неустойчивых грунтах применять набивные сваи можно только с обсадными неизвлекаемыми трубами. Армирование набивных свай является обязательным при минимальном относительном армировании, равном 0,05.

В сейсмических районах нашли применение свайные фундаменты с промежуточной распределительной песчаной подушкой (рис. 11.4). Для того, чтобы свайные фундаменты с промежуточной подушкой обеспечивали распределение сейсмических нагрузок, необходимы определенные соотношения между размерами свай, оголовков и промежуточной подушки. В связи с этим толщина подушки над оголовками свай назначается в зависимости от расчетной нагрузки на одну сваю и составляет 40 см при нагрузке 600 кН и 60 см – при нагрузках более 600 кН. Размеры фундаментного блока в плане должны быть не менее размеров свайного куста по наружным граням оголовков. Размеры промежуточной подушки в плане принимают большие размеров фундаментного блока не менее чем на 30 см в каждую сторону.

Сейсмостойкость сооружений может быть повышена путем использования конструктивных мероприятий, позволяющих существенно снизить инерционные силы на надфундаментную часть. К ним относятся сейсмоизолирующий скользящий пояс

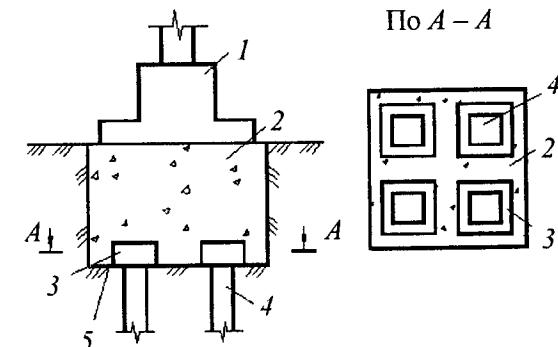


Рис. 11.4. Свайный фундамент с промежуточной подушкой:  
1 – фундаментный блок; 2 – промежуточная подушка;  
3 – железобетонный оголовок; 4 – железобетонная свая; 5 – дно котлована

между фундаментом и надфундаментной частью здания и сооружения, включающиеся и выключающиеся связи и др. (Мартемьянов А.И., 1985).

При наличии подвалов уменьшение бокового давления на стены можно осуществить посредством различных устройств: решетчатых стен, разгрузочных систем горизонтальных железобетонных плит (вместо обратной засыпки), на которых лежит грунт откосом, не оказывая на стену горизонтального давления. Если позволяют условия, желательно вдоль стен устраивать галерею, несколько отодвигая разгрузочную конструкцию от стены.

### 11.3.3. Расчет оснований и фундаментов с учетом сейсмических воздействий

Расчет фундаментов сооружений в сейсмических районах производится по двум группам предельных состояний: по первой – по несущей способности оснований и по второй – по деформациям. Расчет по первой группе предельных состояний является *обязательным на особое сочетание нагрузок*. При этом предварительные размеры фундаментов определяются расчетом по деформациям на основное сочетание нагрузок по общим правилам проектирования (см. гл. 3).

Целью расчета оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Выполнение этих условий обеспечивает сохранность строительных конструкций, выход из строя которых может привести к обрушению сооружения или его частей. Однако при этом допустимо некоторое повреждение элементов конструкций, не угрожающее безопасности людей и сохранности оборудования. Деформации основания могут превысить предельно допустимые значения от основного сочетания нагрузок, поэтому расчет оснований по деформациям на *особое сочетание нагрузок* не производится.

Расчет оснований по несущей способности выполняется на действие *вертикальной* составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (11.18)$$

где  $N_a$  – вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании; определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07–85;  $N_{u,eq}$  – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях:  $\gamma_{c,eq}$  – сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам; причем для зданий и сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2 и 3, значения  $\gamma_{c,eq}$  следует умножить соответственно на 0,85; 1,0 и 1,15;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружений, принимаемый, как и при отсутствии сейсмики.

С учетом действия сейсмических сил инерции грунта, расположенного выше и ниже подошвы фундамента, ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента (рис. 11.5) определяются по формулам

$$p_0 = \xi_q \Phi_1 \gamma'_1 d + \xi_c (\Phi_1 - 1) c_1 / \operatorname{tg} \varphi_1; \quad (11.19)$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (\Phi_2 - k_{eq} \Phi_3), \quad (11.20)$$

где  $\xi_q$ ,  $\xi_c$ ,  $\xi_\gamma$  – коэффициенты формы фундамента в плане:  $\xi_q = 1+1,5 b/l$ ;  $\xi_c = 1+0,33 b/l$ ;  $\xi_\gamma = 1 - 0,25 b/l$ ;  $\Phi_1$ ,  $\Phi_2$  и  $\Phi_3$  – коэффициенты несущей способности, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения  $\varphi$ ; определяются по графикам (рис. 11.6);  $\gamma'_1$  и  $\gamma_1$  – соответственно значения удельного веса слоев грунта выше и ниже подошвы фундамента (в необходимых случаях определя-

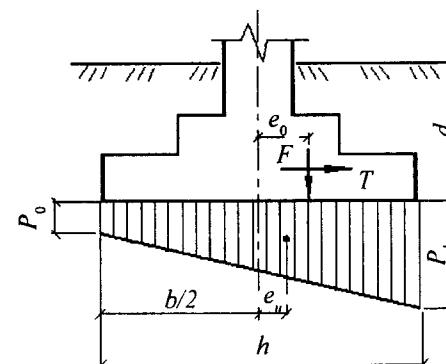


Рис. 11.5. Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии

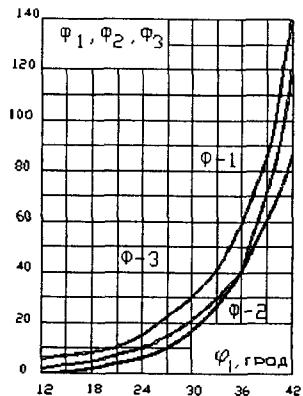


Рис. 11.6. Графики для определения коэффициентов несущей способности основания при сейсмическом воздействии

ются с учетом взвешивающего действия подземных вод);  $d$  – глубина заложения фундамента; принимается минимальная при неодинаковой боковой нагрузке;  $k_{eq}$  – коэффициент, принимаемый равным 0.1: 0.2 и 0.4 при сейсмичности площадки строительства соответственно 7, 8 и 9 баллов; в формуле (11.20) при  $\Phi_2 < k_{eq}\Phi_3$  следует принимать  $p_b = p_0$ .

Эксцентриситеты расчетной нагрузки  $e_a$  и эпюры предельного давления  $e_u$  определяются по формулам:

$$e_a = M_a / N_a; \quad (11.21)$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0), \quad (11.22)$$

где  $N_a$  и  $M_a$  – соответственно вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, действующие по подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

Эксцентриситеты  $e_a$  и  $e_u$  рассматриваются с одинаковым знаком, так как при этом будет иметь место наиболее невыгодное для несущей способности основания сочетание действующих нагрузок (несущая способность основания минимальна при сдвиге грунта в сторону, противоположную эксцентриситету нагрузки).

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания  $N_{u,eq}$  в зависимости от соотношения между величинами  $e_a$  и  $e_u$  определяется из выражений

$$\text{при } e_a \leq e_u \quad N_{u,eq} = 0,5 b l (p_0 + p_b); \quad (11.23)$$

$$\text{при } e_a > e_u \quad N_{u,eq} = 0,5 b l p_b / (1 + 6e_u / b), \quad (11.24)$$

где  $b$  – размер подошвы фундамента в направлении действия момента;  $l$  – размер подошвы фундамента в направлении, перпендикулярном к расчетному.

В случае действия моментных нагрузок в двух направлениях расчет оснований по несущей способности должен выполняться раздельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга. При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических нагрузок допускается частичный отрыв подошвы от грунта при выполнении следующих условий: эксцентриситет  $e_a$  расчетной нагрузки не должен превышать одной трети размера подошвы фундамента в плоскости действия момента ( $e_a \leq b/3$ ); сила предельного сопротивления  $F_{u,eq}$  должна определяться для условного фундамента, размер подошвы которого в направлении действия момента принимается равным размеру сжатой зоны  $b_c = 1,5(b - 2e_a)$ ; максимальное краевое давление  $p_{max}$  под подошвой фундамента, вычисленное с учетом неполного опирания его на грунт, не превысит краевой ординаты эпюры предельного сопротивления основания  $p_b$ .

Максимальное расчетное давление под подошвой фундамента рассчитывается по формуле

$$p_{max} = 2N_a / [3l(b/2 - e_a)] \leq p_b, \quad (11.25)$$

где  $p_b$  – краевое предельное давление, определяется по формуле (11.20), но при  $b = b_c = 1,5(b - 2e_a)$ .

При  $e_a > b/6$  формула (11.24) приобретает вид

$$N_{u,eq} = 0,5 b_c l p_b. \quad (11.26)$$

Горизонтальная составляющая нагрузки в особом сочетании учитывается при расчете фундамента на сдвиг по подошве и на опрокидывание, которые выполняются по общим прави-

лам (см. гл. 4), но с учетом сейсмического коэффициента условий работы  $\gamma_{eq}$ .

Проектирование свайных фундаментов производится в соответствии с общими принципами проектирования и расчета фундаментов в сейсмических районах, изложенными выше. При этом учитываются особенности взаимодействия свайного фундамента с окружающим грунтом при воздействии сейсмических импульсов (возникновение зазора между сваями и грунтом на некотором расстоянии ниже подошвы ростверка, уменьшение сил трения грунта по боковой поверхности свай, уменьшение сопротивления грунта под нижним торцом свай и др.). Расчет свай на горизонтальную составляющую нагрузки в особом сочетании с учетом сейсмического воздействия является обязательным.

Несущая способность  $F_{eq}$  забивной призматической или набивной сваи, работающей на осевую сжимающую нагрузку, с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле

$$F_{eq} = \gamma_c (\gamma_{eq} \gamma_R R A + u \sum_{h_p}^{d_p} \gamma_{eq} \gamma_f f_i l_{pi}), \quad (11.27)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте;  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним торцом сваи;  $A$  – площадь опирания сваи на грунт;  $u$  – наружный периметр поперечного сечения сваи;  $f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта по боковой поверхности сваи (учитывается, начиная с глубины  $h_p$ );  $l_{pi}$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, начиная с глубины  $h_p$ , соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;  $\gamma_{eq}$  и  $\gamma_f$  – коэффициенты условий работы сваи, учитывающие влияние сейсмических воздействий на величину сил сопротивления грунта по нижнему торцу и боковой поверхности сваи;  $d_p$  – глубина погружения сваи в грунт;  $\gamma_R$  и  $\gamma_f$  – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним торцом и по боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения или изготовления сваи на величину расчетного сопротивления грунта.

Глубина, до которой не учитывается сопротивление грунта по боковой поверхности сваи, определяется по следующим формулам: для забивной сваи

$$h_p = 4 / \alpha_p; \quad (11.28)$$

для набивной сваи

$$h_p = \frac{0,2 \xi_d}{\alpha_d} \left( \frac{2,5 \alpha_d \xi_2 F_h^* \cos \varphi_1}{b'_p \frac{\xi_3}{\alpha_d} \gamma_1 \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1} - 1 \right), \quad (11.29)$$

где  $\alpha_d$  – коэффициент деформации системы «свай – грунт»;  $F_h^* = F_h + \xi_4 \alpha_d M$  (здесь  $F_h$  и  $M$  – расчетные значения горизонтальной силы и момента, приложенных к свае на уровне поверхности грунта);  $\varphi_1$  – расчетный угол внутреннего трения грунта с учетом его уменьшения при сейсмических нагрузках;  $b'_p = b + 1$  м для свай с диаметром ствола от 0,8 м и более, для остальных размеров сечения свай условная ширина поперечного сечения  $b'_p = b_p + 0,5$  м;  $b_p$  – наружный диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи;  $\xi$  – безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от приведенной глубины погружения сваи и характера заделки ее головы в ростверк. Перечисленные коэффициенты, необходимые для определения несущей способности сваи в условиях сейсмического воздействия, приводятся в «Справочнике проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения» (1985).

При расчете свайных фундаментов на сейсмические нагрузки проверка устойчивости грунта по условию ограничения давления, передаваемого на грунт боковой поверхностью сваи, должна выполняться с условием понижения расчетного угла внутреннего трения в зависимости от интенсивности землетрясения, как это приведено в подразд. 11.3.2. Обязательной является и проверка сечений железобетонных свай по сопротивлению материалов, как для внецентренно сжатого элемента. Методика определения расчетных усилий изложена в приложении СНиП 2.02.03–85.

Поскольку при наличии промежуточной песчаной подушки значительные горизонтальные нагрузки непосредственно на сваи не передаются, то и расчет свай на воздействие горизонтальных сил не производится. Проверяется устойчивость фундаментного блока на сдвиг по подошве и общая устойчивость сооружения на опрокидывание. Свайные фундаменты с промежуточной подушкой должны рассчитываться по деформациям при основном сочетании нагрузок. Осадка фундаментного блока под нагрузкой определяется как сумма осадок промежуточной подушки  $s$  и свайного куста  $s_p$ :

$$s = s_i + s_p . \quad (11.30)$$

При этом осадка свайного куста определяется в соответствии с указаниями гл. 5, а осадка промежуточной подушки – по формуле

$$s_i = N_p^n h_i / E \sum A_h , \quad (11.31)$$

где  $N_p^n$  – нормативная вертикальная нагрузка по основному сечению, действующая на уровне низа промежуточной подушки;  $h_i$  – толщина промежуточной подушки над оголовками;  $E$  – модуль деформации уплотненной промежуточной подушки;  $\sum A_h$  – площадь всех оголовков свай фундаментов.

Ввиду широкого распространения в сейсмических районах грунтов с особыми свойствами (вечномерзлых, просадочных лессовых и др.) при расчете фундаментов необходимо учитывать специфические свойства этих грунтов и особенности инженерно-геологических условий застраиваемых территорий.

## Глава 12

### УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ И ОСНОВАНИЙ

Здания и сооружения со временем ветшают, получают моральный и физический износ, заменяются новыми. Известно, что в Нью-Йорке, на острове Манхэттен, были построены, а затем снесены и заменены новыми несколько «поколений» небоскребов. При реконструкции центра Парижа, Лондона, Брюсселя, других старинных городов сносились тысячи древних построек. В то же время многие города или отдельные районы городов объявлены ЮНЕСКО «историческими», к примеру Бремен и Любек в Германии, Гент и Брюгге в Бельгии, Дельфт в Нидерландах, многие города Италии, прежде всего Венеция, города «Золотого кольца» в России (Ростов Великий, Переяславль-Залесский, Углич, Сузdalь, Владимир). Сотнями лет сохраняются некоторые исторические и архитектурные памятники, такие как собор Св. Софии в Киеве, Успенский собор на территории Московского Кремля, мечети и минареты в Самарканде и Стамбуле, пирамиды в Египте и тысячи других ценнейших строений. Очевидно, что сохранение старинных построек возможно посредством регулярных ремонтов, подновления отдельных элементов конструкций, включая и фундаменты.

В принципе, фундаменты, т. е. конструкции, расположенные в толще грунтов, защищены от прямых атмосферных и иных воздействий внешней среды. Они могут сохраняться веками даже после полного исчезновения надземной части зданий. Однако в определенных условиях фундаменты получают недопустимый износ, а грунты оснований – опасное развитие деформаций. В этих случаях в стенах зданий появляются трещины, постройки могут получать крен (например, Пизанская башня, Исаакиевский собор в Санкт-Петербурге), прогиб, перекос, что может приводить к обрушению здания в целом или его отдельной части. В этих случаях возникает особая проблема – усиления фундаментов и оснований.

Актуальность этой проблемы стала очевидной в последние десятилетия, когда человечество стало бережно относиться к ар-

хитектурному наследию, поскольку города стареют, эксплуатируемые здания подвергаются капитальному ремонту и реконструкции. Важное место в этом направлении строительства занимают геотехнические проблемы – технология усиления и реконструкции оснований и фундаментов.

### 12.1. Причины, приводящие к необходимости усиления фундаментов и оснований

Фундаменты зданий, другие подземные конструкции со временем получают физический износ – результат воздействия на них природных и техногенных факторов (рис. 12.1). При этом минеральные материалы, из которых изготовлены фундаменты, выветриваются, обводняются и подвергаются выщелачиванию; деревянные элементы (лежни, ростверки, сваи) разлагаются, происходит коррозия металла арматуры, балок, стальных и чугунных свай.

В кладке фундаментов возникают трещины – результат неравномерной деформации грунтов. Недопустимый износ фундаментов может иметь опасное развитие с аварийными последствиями.

Вместе с этим и основания сооружений (т. е. грунты) могут получить деформации (осадки, просадки, провалы). Это приводит к износу сооружений, развитию трещин в стенах, кренов и прогибов, иногда к общей потере устойчивости. Факторы износа фундаментов и развития деформаций оснований бывают *техногенными и природными*.

К *техногенным* факторам износа относятся:

*неравномерная осадка оснований* – процесс длительного уплотнения грунтов в результате воздействия нагрузки от массы зданий и сооружений. Как показывают наблюдения, осадки зданий в Санкт-Петербурге и других городах мира развиваются десятками лет. К примеру, гостиница «Россия» в Санкт-Петербурге, законченная строительством в 1961 г., к 1963 г. имела среднюю осадку около 50 см, в последующем развитие осадки продолжалось со скоростью до 0,5 см/год, несущие продольные стены здания получили прогиб, в них развились опасные трещины (рис. 12.2);

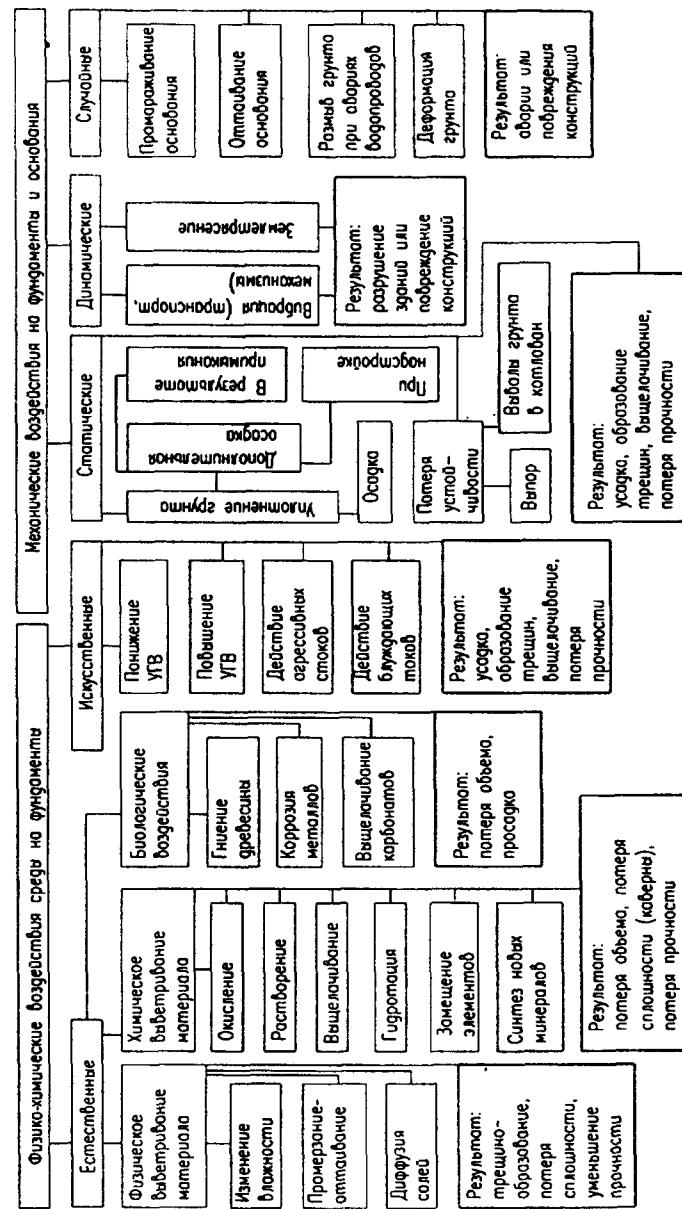


Рис. 12.1. Факторы износа фундаментов и подземных конструкций зданий и сооружений

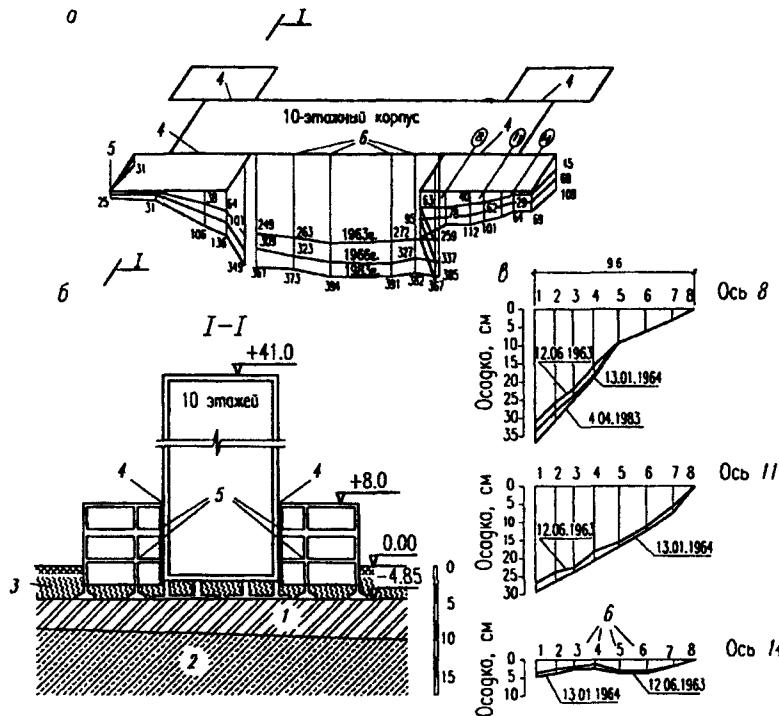


Рис. 12.2. Осадка здания гостиницы «Россия» в Ленинграде (период наблюдений 1963–1983 гг.). а – план, эпюра осадки наружных стен 10-этажного здания и 2-этажных пристроек; б – поперечный разрез здания и его основания; в – эпюры осадок балок пристройки; 1 – ленточная глина; 2 – слоистый суглинок; 3 – торф; 4 – осадочные швы; 5 – места наибольших повреждений конструкций; 6 – точки установки деформационных марок

*подработка территории*, т. е. строительство подземных сооружений закрытым способом (метрополитены, тоннельные канализационные коллекторы). Имеющиеся данные показывают, что в Санкт-Петербурге дворы, улицы, здания и сооружения над перегонными тоннелями метро оседают на 4...6 см, над станциями – на 6...10 см, под наклонными эскалаторными тоннелями – на 30...40 см и более;

искусственное понижение уровня грунтовых вод, которое происходит при устройстве дренажей, ливневой и общеславной канализации. При этом увеличивается толщина зоны аэрации, осушаются и загнивают деревянные элементы (лежни, ростверки, сваи), фундаменты получают большую и неравномерную осадку;

повышение уровня грунтовых вод, приводящее к «обводнению» оснований; при этом лесовые грунты получают просадку, доуплотняются рыхлые пески, может развиваться химическая суффозия некоторых минералов (гипс и др.), образование местных провалов в результате обрушения сводов карстовых полостей в известняках;

надстройка зданий, которая увеличивает нагрузки на фундаменты, часто превышающие расчетное сопротивление  $R$  основания, что приводило к потере устойчивости фундамента или к осадке, возникали повреждения конструкций, повышался общий износ зданий;

механическая суффозия грунта, т. е. вынос тонких фракций грунтов фильтрационным потоком в результате работы дренажей, канализации, а также при откопке траншей, строительных котлованов подземных сооружений;

размыв грунта при прорыве водопровода или труб горячего водоснабжения, который вызывает образование каверн, промоин в грунте в местах ввода коммуникаций в здание, развитие опасных деформаций стен;

воздействие вибрации на основания и конструкции зданий от влияния транспорта, промышленных установок, строительных механизмов. Вибрации приводят к уплотнению песков или разжижению водонасыщенного грунта и потере устойчивости основания;

рост культурного слоя в городах – неуправляемый процесс накопления насыпных грунтов на территории городов и промышленных зон. В Санкт-Петербурге толщина культурного слоя достигает местами 3...6 м. В первые десятилетия существования города власти поощряли меры по подъему территорий, как средство

борьбы с наводнениями. В XX в. территория города была расширена за счет подъема намывом прибрежных районов. Образовались свалки городского мусора, отходов промышленности. В результате кирпичная кладка стен, сводов, обладающая капиллярностью, обводнялась, теряла прочность, в зданиях возникала сырость.

К природным факторам износа относятся:

*выветривание горных пород основания и материалов фундаментов;*

*деформации оползневых склонов;*

*протаивания толщи вечномерзлых грунтов с развитием просадки основания зданий;*

*землетрясения;*

*подмыв оснований зданий и сооружений, расположенных по берегам рек, морей, водохранилищ;*

*ветровая эрозия основания зданий и сооружений.*

Обычно техногенные и природные факторы действуют на основания сооружений совместно. Некоторые ситуации, приводящие к развитию деформаций оснований зданий, приведены на рис. 12.3.

**Конструкции и материалы фундаментов старинных зданий.** Фундаменты зданий, построенных в XIX в. и ранее, в наше время часто требуют усиления. Фундаменты таких домов были выполнены из местных каменных материалов на известняковом растворе, часто включали деревянные элементы – бревна-лежни, иногда массивная кладка выполнялась поверх забитых в грунт деревянных свай. На рис. 12.4 приведены разрезы фундаментов старинных зданий в Санкт-Петербурге, по данным многочисленных вскрытий и обследований, выполненных сотрудниками СПбГАСУ в разные годы в связи с разработкой проектов реконструкции зданий.

## 12.2. Способы усиления, реконструкции фундаментов и закрепления оснований зданий и сооружений

Эти способы можно условно разделить на *традиционные* и *современные*.

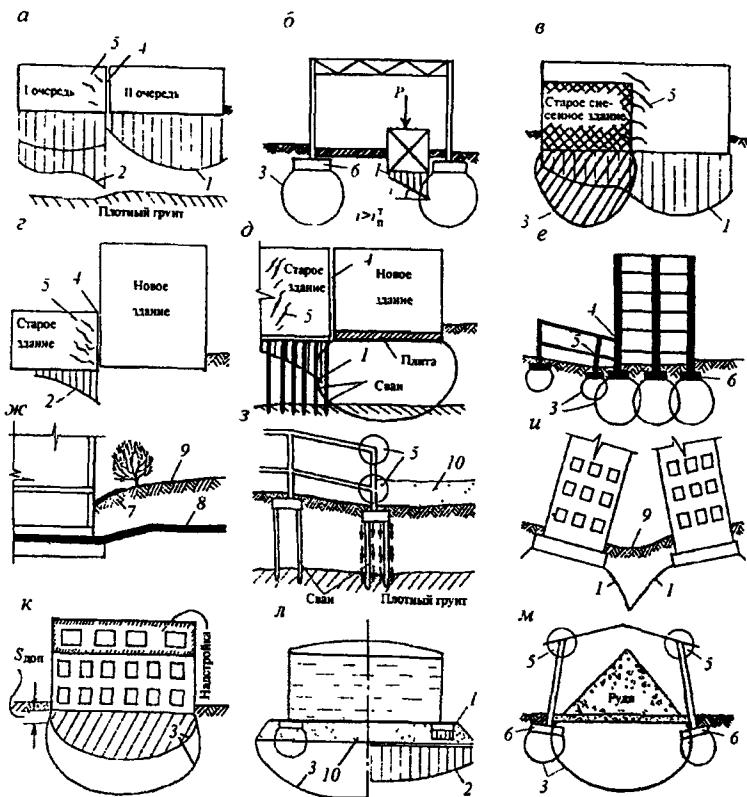


Рис. 12.3. Типичные ситуации, приводящие к опасному развитию деформаций оснований зданий и сооружений: а – строительство зданий в несколько очередей; б – фундаменты под новое массивное оборудование; в – строительство новых домов на месте снесенных; г – строительство новых зданий возле существующих; д – то же, но существующее здание на сваях; е – легкие пристройки к массивных зданий; ж – образование осадочной воронки вокруг зданий, деформации отмосток, дорог, коммуникаций; з – планировка подсыпкой участков возле ранее построенных зданий; и – встречный крен близко расположенных зданий; к – дополнительная осадка при надстройке; л – осадка основания металлического резервуара; м – осадка склада сыпучих материалов; 1 – эпюры осадок; 2 – эпюры дополнительных осадок; 3 – граница зоны уплотнения грунтов, 4 – осадочный шов; 5 – места возникновения повреждений конструкций; 6 – фундаменты; 7 – отмостка; 8 – трубопровод; 9 – поверхность осадочной воронки; 10 – грунт подсыпки

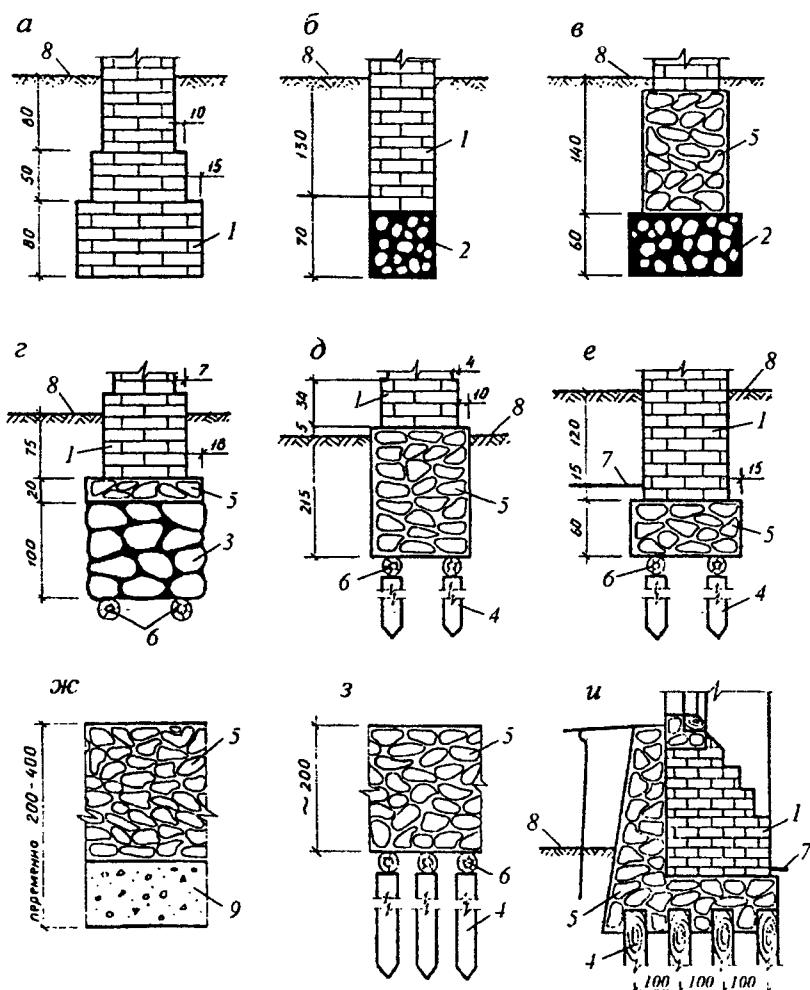


Рис. 12.4. Поперечные разрезы типичных ленточных (*а, б, в, г, д, е, и*) и плитных (*ж, з*) фундаментов стен домов, построенных в XVIII–XIX вв. в центре Санкт-Петербурга (по данным обследований, выполненных специалистами СПбГАСУ): 1 – кирпичная кладка; 2 – кладка из булыжника; 3 – кладка из колотых валунов; 4 – деревянные сваи; 5 – кладка из известнякового камня; 6 – лежни, рострек; 7 – пол подвала; 8 – поверхность двора (улицы); 9 – бетон на битом кирпиче

### 12.2.1. Традиционные способы усиления

Эти методы состоят преимущественно в увеличении ширины подошвы фундаментов, т. е. обеспечивают уменьшение удельного давления на грунт. Другой способ – углубление подошвы фундамента, что может обеспечить опирание на подстилающий плотный грунт, замену сгнивших деревянных элементов минеральным материалом, углубление подвала (Леггет Р., 1976). Фундамент уширяли «прикладом» строительного камня на растворе с двух или с одной стороны; новая кладка придавала уширенному фундаменту призматическую или трапециoidalную форму (рис. 12.5).

Удачный пример таких работ – реконструкция финской церкви Св. Марии в Санкт-Петербурге в 1999–2001 гг. Главная проблема состояла в том, что под фундаментами несущих стен и внутренних колонн (столбов) был уложен сплошной ряд деревянных лежней, сгнивших на полсечения, поэтому в стенах и кирпичных сводах здания развились трещины. При больших затратах на реконструкцию здания было решено выполнить полное изъятие древесины с заменой на железобетонные подушки (рис. 12.6).

Реконструкция фундаментов наружных стен выполнялась захватками из двусторонних шурфов. Водопонижение осуществля-

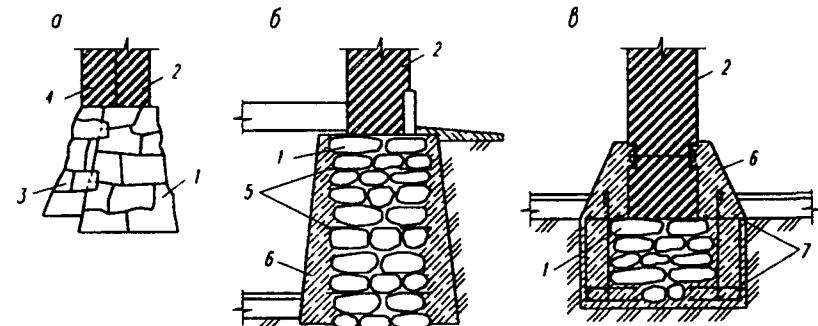


Рис. 12.5. Примеры традиционных способов усиления фундаментов: *а* – «прикладом» из природного камня; *б* – банкетом из бетона; *в* – железобетонной обоймой: 1 – бутовая кладка; 2 – кирпичная стена; 3 – «приклад» из камня; 4 – уширение стены (кирпич); 5 – металлические штыри-анкеры; 6 – бетон; 7 – стальная арматура

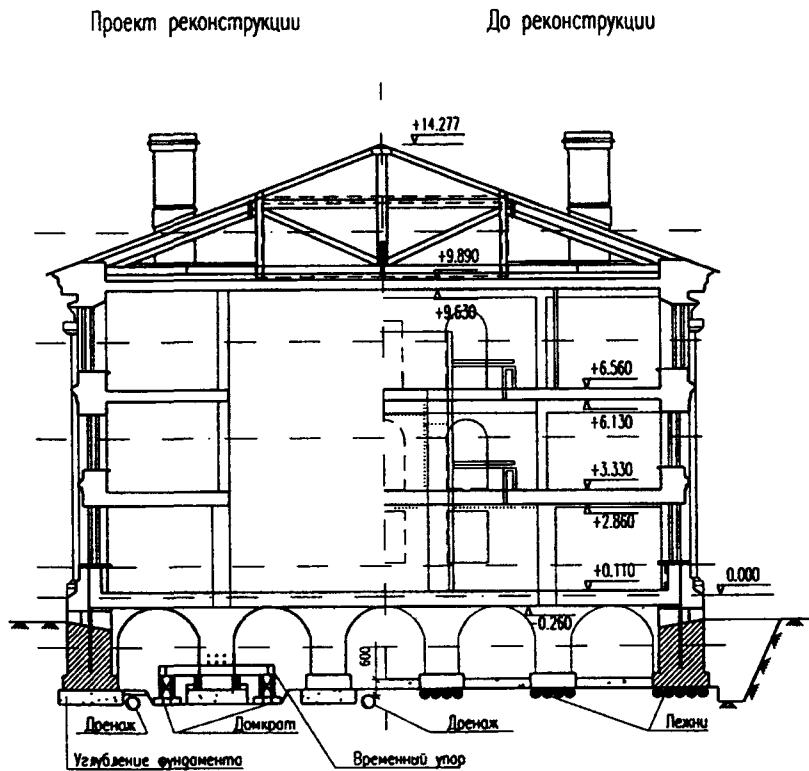


Рис. 12.6. Реконструкция фундаментов и надземного объема финской церкви Св. Марии в Санкт-Петербурге. Поперечный разрез фундаментов, подвала и надземного объема (технологическая схема)

лось из скважин-колодцев, которые были устроены в подвале здания. Уширение отдельных фундаментов (столбов) под внутренние колонны выполнить было сложнее, поскольку глубина заложения этих фундаментов была недостаточной и требовалось не только уширить, но и углубить подошву фундаментов. В этих случаях фундаменты временно «вывешивались» с помощью металлических балок, под концы которых подкладывали брусья, между ними забивали клинья. Они обеспечивали обжатие системы «ко-

лонна – свод». После передачи нагрузки от колонны на временные опоры фундаменты подкапывали, углубляли до нужной величины (обычно до 1 м), образовавшуюся полость закладывали литьей бетонной смесью. Наблюдения показали, что осадка стен была не более 2...4 см, колонн 1...3 см. Это привело к образованию незначительных трещин, которые были ликвидированы напорной инъекцией цементных растворов.

Усиление фундаментов домов, попавших в зону подработки при строительстве метрополитена, обычно осуществляется подведением под поврежденное здание сплошных фундаментных плит. Эти плиты выполняются из железобетона, имеют размеры секций подвалов здания. Плиты заделываются в штробы, которые вырубают в стенах подвалов, на уровне существующих полов. Такие плиты работают совместно с существующими фундаментами, повышают общую устойчивость основания за счет уменьшения удельного давления на грунт и повышения общей жесткости зданий.

Рассмотренные традиционные технологии было нетрудно выполнить в сухих грунтах, но весьма проблематично в грунтах водонасыщенных, ниже уровня грунтовых вод. В этих случаях «приклад» к существующему фундаменту обычно вели выше уровня его подошвы и выше уровня грунтовых вод. Такое усиление было недостаточно эффективным (см. рис. 12.5, а).

Работы по усилению фундаментов традиционными способами были трудоемкими, отнимали много времени и средств, имели ряд недостатков. Так, «приклад» и новые плиты опирались на необжатый грунт, который включался в работу только после развития некоторой осадки, что могло вызывать дальнейшее развитие деформаций здания. По указанным причинам часто старались избежать дорогостоящего и трудоемкого процесса усиления фундаментов, предпочитая разбирать здание и строить на его месте новое.

## 12.2.2. Современные способы усиления фундаментов и оснований

Современные способы усиления фундаментов и оснований базируются на двух принципах: «пересадке» здания на сваи и

закреплении грунтов оснований инъекцией в грунт строительных растворов. Кроме того, эти работы обычно включают меры по усилению кладки фундаментов.

Сваи, применяемые при усилении фундаментов, существенно отличаются от свай, применяемых в обычных условиях. При усилении фундаментов используют буровые сваи, буроинъекционные, сваи вдавливания. Отличительной особенностью *свайных технологий* является необходимость применения малогабаритной техники, приспособленной для работы в низких помещениях (в подвалах, первых этажах зданий).

Вертикальные (буровые, вдавливаемые) сваи располагают вдоль края усиливаемого фундамента в ряд, их объединяют монолитной железобетонной балкой, которую заделывают в штрабы, выполненные в теле фундамента, или закрепляют анкерными устройствами. При двусторонней постановке вертикальных свай их объединяют попарно балками, которые пропускают через отверстия в старых фундаментах (рис. 12.7).

Буроинъекционные сваи отличаются от буровых тем, что в ствол скважины строительный раствор (обычно мелкозернистый пескобетон) подается под давлением от 1 до 3 МПа. Эта операция

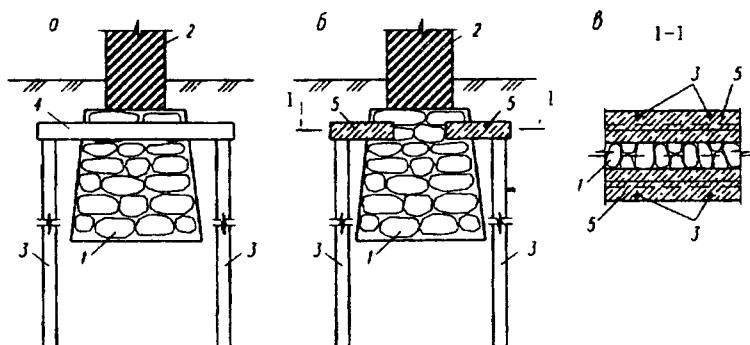


Рис. 12.7. Варианты конструктивных решений «пересадки» усиливаемых фундаментов на вертикальные сваи: а – с поперечными распределительными балками; б – с продольными; в – сечение по I – I; 1 – усиливаемый фундамент; 2 – стена; 3 – сваи; 4 – балка поперечная; 5 – балка продольная, заделанная в штробе

называется «опрессовкой» скважин, при этом грунт, окружающий сваю уплотняется, и фактический размер сваи получается большим, чем номинальный диаметр скважины, на 5...10 %. Бурение скважин осуществляют разными методами: «проходными» шnekами, с обсадными трубами или с промывкой скважин буровым глинистым раствором. Наклонные сваи пробуривают через кладку фундамента и грунт основания до слоя достаточно плотного грунта. Эти сваи можно выполнять с двух сторон, с одной стороны (под разными углами), с уровня улицы, с пола подвала, с перекрытий над подвальным этажом (рис. 12.8).

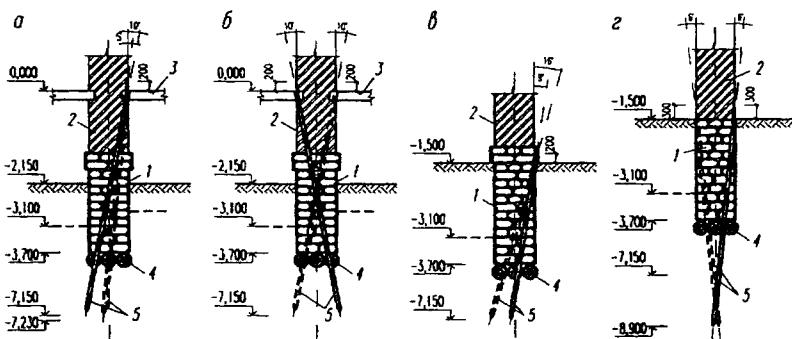


Рис. 12.8. Конструктивные решения пересадки фундаментов на буроинъекционные сваи: а, в – односторонняя постановка сваи; б, г – двусторонняя постановка сваи; а, б – устройство свай с пола первого этажа здания; в, г – устройство свай в подвале; 1 – фундаменты; 2 – стена; 3 – перекрытие; 4 – лежни (бревна); 5 – буроинъекционные сваи

### 12.2.3. Методы инъекционного закрепления основания

Состоят эти методы в том, что грунт насыщают строительными растворами, которые заполняют поры, придают грунтам повышенные механические свойства и образуют замкнутые объемы (рис. 12.9).

Растворы отверждаются, при этом достигается уширение подошвы фундаментов и увеличение глубины заложения подошвы, т. е. обеспечивается повышение несущей способности основания и уменьшение его деформируемости.

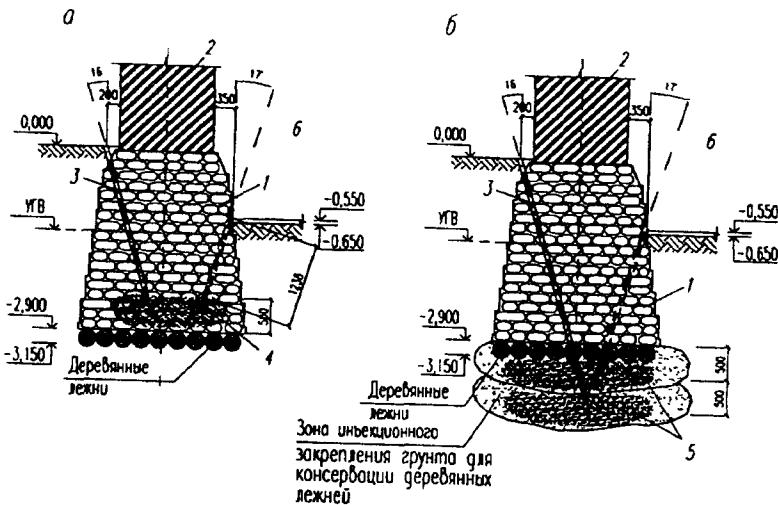


Рис. 12.9. Инъекционное закрепление: *а* – кладки; *б* – грунта несущего слоя (здание Нового Эрмитажа. Реализованный проект, 2001 г.); 1 – фундамент; 2 – кирпичная стена; 3 – инъекционная скважина; 4 – полусгнившие лежни; 5 – массив закрепленного грунта; 6 – подвал

Растворы, нагнетаемые в грунт, заполняют полости или зоны ослабленного (разрыхленного) грунта, компенсируют объем древесины лежней, свай и ростверков, утраченный при гниении. Область применения этих технологий описана также в гл. 6.

#### 12.2.4. Использование струйной технологии

Ее суть состоит в том, что высоконапорная струя позволяет перемешивать грунт с цементным раствором и получать новый материал – цементогрунт, обладающий достаточно высокими механическими свойствами. На рис. 12.10 показана схема применения этого метода, обеспечивающая пересадку фундаментов на закрепленный грунт и откопку котлована ниже подошвы существующих фундаментов (вариант проекта строительства гостиницы на Гончарной ул. в Санкт-Петербурге – рис. 12.11).

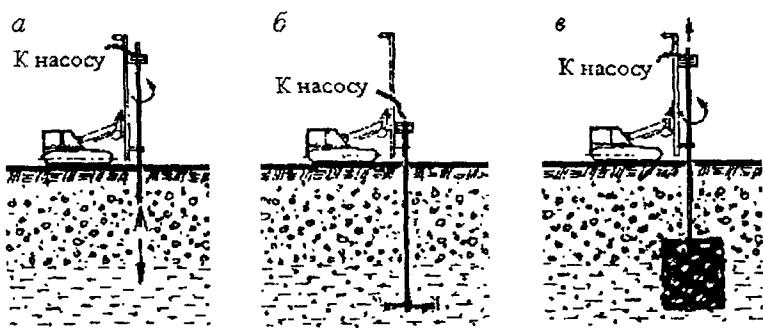


Рис. 12.10. Высоконапорная инъекция «джет граут» – технологическая схема:  
*а* – бурение скважины; *б* – начало струйного нагнетания;  
*в* – объем закрепленного грунта (завершение работы)

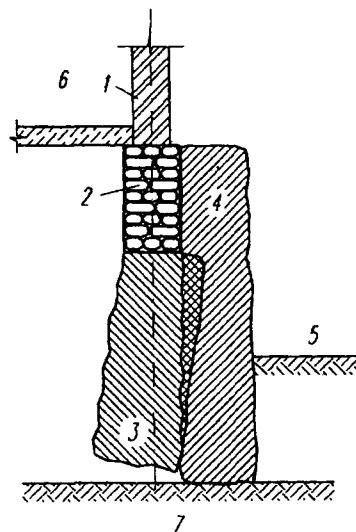


Рис. 12.11. Использование технологии «джет граут» для пересадки фундаментов стен на закрепленный грунт и образования подпорной стены подземного гаража; 1 – стена дома; 2 – бутовый фундамент; 3 – массив закрепленного грунта под фундаментом; 4 – массив закрепленного грунта возле фундамента (подпорная стена подземного объема); 5 – котлован; 6 – подвал существующего дома; 7 – водоупор

### 12.3. Особенности проектирования усиления и реконструкции фундаментов и оснований

Проектирование усиления фундаментов основано на общих принципах, изложенных в гл. 3, т. е. принципах проектирования по предельным состояниям с анализом вариантов. На практике

требуется рассматривать следующие основные случаи необходимости усиления фундаментов:

а) при опасном износе фундаментов, развитии деформаций грунтов. В этом случае требуется выполнить *усиление фундаментов* зданий и сооружений, *закрепление грунтов* основания. Такая проблема возникает при разработке проектов реновации памятников архитектуры и опасном развитии повреждения конструкций заселенных домов, грозящих аварией;

б) при увеличении нагрузки на фундаменты и основание в целях осуществления надстройки зданий, замены оборудования на более массивное;

в) при увеличении глубины подвалов и других подземных объемов зданий;

г) при проектировании строительства на соседних участках. В таком случае может потребоваться превентивное закрепление основания в целях уменьшения дополнительной осадки (см. гл.13).

Проектирование усиления фундаментов предваряется работами по обследованию технического состояния надземных конструкций, фундаментов зданий, а также инженерно-геологическими изысканиями и опытными работами. В исторических архивах чертежи фундаментов обычно отсутствуют. Такие проекты в XIX в. и ранее не разрабатывали, выбор типа фундаментов, их формы, материала, глубины заложения и других параметров был прерогативой подрядчика, который опирался как на многолетнюю, часто сугубо местную традицию, вековой опыт, так и на общие указания государственных документов («Устав строительной Российской империи» и др.). Поэтому исходная информация о фундаментах, средствах гидроизоляции подземных объемов здания, грунтах несущего слоя и обратных засыпок пазух фундаментов может быть получена посредством откопки шурфов с одной или двух сторон до подошвы фундаментов. Иногда приходится откапывать достаточно глубокие шурфы – до 3...4 м. Вскрыв фундамент, обследователь делает обмеры, на основе которых выполняет чертежи (разрез и вид фундамента), устанавливает вид материала и ра-

створа, отбирает образцы материалов и грунта из-под подошвы, которые исследует в лаборатории. Наилучшие результаты можно получить, выбуравая из тела фундаментов цилиндрические образцы (керн), которые могут быть испытаны в лаборатории на прочность. Бурение позволяет выявить наличие деревянных или иных свай, ростверков, установить положение их острия, не прибегая в откопке шурфов большой глубины. В Санкт-Петербурге специалистами СПбГАСУ такие исследования были выполнены на известных памятниках, включая Ростральные колонны на стрелке Васильевского острова, Таврический дворец, Инженерный замок, Михайловский дворец (здание Русского музея), Зимний дворец и Новый Эрмитаж, дом Лобанова-Ростовского и многие другие.

#### 12.3.1. Признаки необходимости усиления фундаментов и основания

Признаками недопустимых (опасных) деформаций оснований зданий являются характерные трещины в стенах (простенках, межконных перемычках, кирпичных сводах и арках межэтажных перекрытий и др.), искажение формы коробки здания, которое устанавливается высотной съемкой цоколя или обреза фундамента (по ее результатам можно выявить прогибы, крены, перекосы стен), отклонение стен от вертикали, сдвиги перекрытий, перекосы лестничных маршей и ряд других признаков. Усиление оснований и фундаментов рационально совмещать с капитальным ремонтом зданий. Иногда эти работы требуется выполнять и в заселенных домах или эксплуатируемых общественных зданиях. Строительная практика знает немало случаев, когда после усиления основания здание или его блок выправляли посредством домкратов или, наоборот, опускали, создавая с помощью бурения пустоты в несущем слое основания, которые приводили к управляемой осадке.

Особо ответственным и сложным является вопрос о возможностях и условиях надстройки здания одним или несколькими этажами, поскольку при этом требуется установить: а) достаточна ли прочность тела фундамента; б) не потеряет ли несущий слой основания устойчивость от дополнительной нагрузки; 3) допустима

ли осадка, которая возникнет в результате надстройки. На этой основе выносится решение о необходимости усиления основания и фундамента, разрабатывается проект реконструкции фундамента и основания, определяется технология работ.

### 12.3.2. Расчет усиления фундамента и основания здания и сооружения

Первым шагом разработки проекта усиления основания является сбор нагрузок, передаваемых от наземной части здания по обрезу фундамента. Основой решения этой задачи являются обмерные чертежи, которые выполняются в ходе обследования здания. Оригинальные чертежи здания, если таковые удается отыскать в архивах, имеют вспомогательное значение, поскольку старые здания обычно подвергались перестройкам, включающим надстройку одним или несколькими этажами.

Сбор нагрузок выполняется обычным методом. При этом используются обмерные чертежи надфундаментных конструкций и результаты обмеров фундаментов несущих стен и колонн зданий, вскрытых шурфами.

Использование материалов инженерно-геологических изысканий, имеющихся в архивах или проводимых специально, не всегда приводит к удовлетворительным результатам, поскольку не учитывается фактор уплотнения грунтов основания под многолетним воздействием массы здания.

При всех условиях требуется проверка выполнения условия:

$$p_0 \leq R_0, \quad (12.1)$$

где  $p_0$  – фактическое давление по подошве существующих фундаментов;  $R_0$  – расчетное сопротивление основания без учета фактора уплотнения грунтов.

Имеющийся опыт показывает, что фундаменты старых зданий по условию (12.1) обычно не проходят, поэтому требуется учесть фактор упрочнения грунтов. Для уточнения результатов расчетов  $R_0$  можно использовать данные, рекомендуемые специалистами Е.В. Поляковым, В.К. Соколовым, приведенные в работе П.А. Коновалова (1988), согласно которым значение расчетного

сопротивления грунта основания, учитывающего фактор упрочнения грунта –  $R'$ , определяется по формуле

$$R' = k R^*, \quad (12.2)$$

где  $R^*$  – расчетное сопротивление основания, определяемое по СНиП 2.02.01–83\*. как для нового строительства;  $k$  – повышающий коэффициент, значения которого приведены в табл. 12.1.

Таблица 12.1

Значения коэффициента  $k$

$p_0 / R^*$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
$k$	1,50	1,45	1,41	1,35	1,31	1,25	1,21	1,15	1,11	1,05

Коэффициенты действительны, если здание находилось в эксплуатации более 8 лет. Если условие (12.1) не удовлетворено, фундамент или основание требуют усиления. Такой подход реализуется и при решении вопроса о возможности увеличения нагрузки на имеющиеся фундаменты, например, от надстройки здания новыми этажами.

Более точные данные могут быть получены по результатам испытаний грунтов с использованием двух методов: 1) образцы монолиты грунтов отбираются в шурфах из-под подошвы фундаментов, испытываются в лаборатории на компрессию и на сдвиг, полученные величины  $\phi$ ,  $c$ ,  $E$  используются в расчетах  $R_0$ ; 2) по данным ручного динамического зондирования грунта (применяется методика, разработанная в СПбГАСУ В.М. Улицким и Л.К. Проневым (1990)). Первый метод приемлем, если несущий слой основания представлен связными грунтами, второй, – когда под фундаментами залегают пески.

Примером реализации первого метода может служить проект надстройки двумя этажами крупнопанельного пятиэтажного дома, построенного в 1961 г. Для определения величины  $R_0$  были использованы данные изысканий 1961 г. и результаты испытаний образцов грунтов, отобранных под подошвой фундаментов несущей стены, выполненные в 1998 г. Результаты сравнения приведены в табл. 12.2.

Таблица 12.2

## Результаты сравнения физико-механических характеристик

Способ отбора образцов грунтов	Влажность.		Индексы		Коэффициент пористости $e$	$\varphi$ , град.	$c$ , кПа	$E$ , МПа				
	природная $W$	на пределе										
		$W_p$	$W_L$									
Буровая скважина, 1961 г.	0,39	0,31	0,21	0,10	1,9	1,08	6	11	4			
Монолит из-под фундамента, 1998 г.	0,28	0,34	0,24	0,10	0,4	0,75	20	24	8			

Из приведенных данных следует, что грунт получил существенное уплотнение и упрочнение, консистенция изменилась от текучей на тугопластичную, угол внутреннего трения увеличился с 6 до 24 градусов и т. д. В результате было установлено, что расчетное сопротивление основания до строительства  $R_{01}$  составляло 270 кН/м<sup>2</sup>, после 28 лет эксплуатации здания  $R_{02} = 383$  кН/м<sup>2</sup>, существующее давление по подошве фундаментов составляет 150 кН/м<sup>2</sup>, а после надстройки двумя этажами оно возрастет до 200 кН/м<sup>2</sup>. Следовательно, основание здания имеет значительный запас и надстройка двумя этажами без усиления фундаментов возможна. Установлено также, что основание имело двухкратный запас уже на стадии строительства здания, а дополнительная осадка от надстройки не превысит 3 см.

Второй способ, основанный на результатах ручного динамического зондирования грунта, требует применения стандартного конического зонда, который закрепляется на жесткой штанге и погружается в грунт ударами груза определенной массы. Показателем сопротивления грунта служит число ударов, обеспечивающих погружение зонда в грунт на 10 см (на «залог»). По величине «залаога» определяется «условное динамическое сопротивление грунта», а по несущей способности – показатели механических свойств ( $\varphi, c, E$ ). Полученные данные используются для определения фак-

тического расчетного сопротивления основания и дополнительной осадки (от надстройки).

Необходимость усиления фундаментов часто диктуется фактическим техническим состоянием фундаментов, признаками которого являются: а) наличие разложенной древесины лежней, ростверков или свай; б) низкое качество строительного камня (известняк, кирпич); в) низкое качество или отсутствие кладочного раствора; г) наличие трещин в кладке фундаментов, которые прослеживаются обычно в кладке стен; д) смещения и вывалы кладки над проемами, выполненными для прокладки коммуникаций; е) провалы и каверны в несущем слое основания – результат размыва грунта, микробного разложения древесины бревен и т. п.; ж) наличие слоев и линз торфа под подошвой фундаментов – результат неполной выторфовки. Обычно перечисленные дефекты выявляются при обследовании стен, перекрытий, лестничных клеток здания, которые имеют очевидные дефекты – трещины, сдвиги массивов кладки, перекрытий, лестничных маршей.

### 12.3.3. Проектирование свай усиления существующих фундаментов

Длина свай усиления назначается в соответствии с геологическим разрезом основания так, чтобы пята свай достигала плотного грунта. Обычно длина свай изменяется от 3 до 20 м. Диаметр свай назначают в зависимости от применяемого оборудования, длины сваи, материала и других факторов; обычно он варьируется в пределах от 80 до 250 мм. Сваи рассчитывают по несущей способности (см. гл. 5) и на продольный изгиб. Число свай и шаг свай в рядах назначают в зависимости от того, какую часть нагрузки от несущих стен и колонн требуется передать на сваи, полагая при этом, что часть нагрузки передается на основание существующими фундаментами. Допустим, здание требуется надстроить, увеличив нагрузку по обрезу фундаментов несущих стен  $p$  на 10 %, несущая способность основания исчерпана, т. е.  $p = R$  ( $R$  – расчетное сопротивление основания). Следовательно, вся нагрузка от надстройки должна быть воспринята сваями.

#### 12.3.4. Усиление фундаментов и основания при надстройке зданий

Надстройка зданий широко практикуется и рассматривается как средство получения полезной площади с наименьшими затратами. К примеру, в дореволюционное время в Санкт-Петербурге при перемене владельца здания часто выполнялась реконструкция, менялась планировка, осуществлялась надстройка здания, изменялся облик фасада. Изучение исторических материалов показало, что надстройки выполнялись несколько раз и, допустим, одноэтажный дом превращался в двух- или трехэтажный.

Очевидно, что решение о возможности надстройки здания во многом определяется техническим состоянием фундаментов: устойчивостью основания и величиной дополнительной осадки. Еще в довоенное время в Ленинграде было принято правило, допускающее увеличение нагрузки на существующие фундаменты без усиления на 25...30 % от существующей нагрузки, что допускало надстройку на один этаж без поверочных расчетов основания.

П.А. Коноваловым было проведено исследование этой проблемы на протяжении последних 60 лет, учтены требования норм, которые были действительны на разных этапах развития строительства в стране, и выполнено сопоставление с современными нормами. Рассмотрение архивных материалов позволило установить величины расчетного сопротивления оснований  $R$ , фактические давления на грунт до  $p$  и после надстройки  $p'$ . Отношения  $R/p$  и  $R/p'$  показывают, что во многих городах России в относительно хороших грунтовых условиях основания по величине  $R$  имеют значительный запас, поэтому надстройки могут быть выполнены достаточно экономично – без затрат на усиление оснований. Ситуации, при которых осуществление надстройки требует усиления фундаментов, рассмотрены в гл. 13.

## Глава 13

### ПРИМЫКАНИЕ СООРУЖЕНИЙ К СУЩЕСТВУЮЩИМ ЗДАНИЯМ

Уплотнение городской и промышленной застройки, строительство новых зданий около существующих, особенно в пределах территорий со слабыми грунтами, является сложной проблемой фундаментостроения, поскольку конструкции старых домов в результате строительной деятельности на соседних с ними участках всегда получают повреждения, имеющие иногда аварийные последствия. Только в Санкт-Петербурге (Ленинграде) за последние 20 лет не менее 70 зданий в рассматриваемой ситуации получили опасные повреждения. Один из таких примеров отображен на рис. 13.1. Поскольку нанесение ущерба существующим домам, в принципе, недопустимо, потребовались немалые усилия изыскателей, конструкторов, строителей-технологов, специалистов в об-

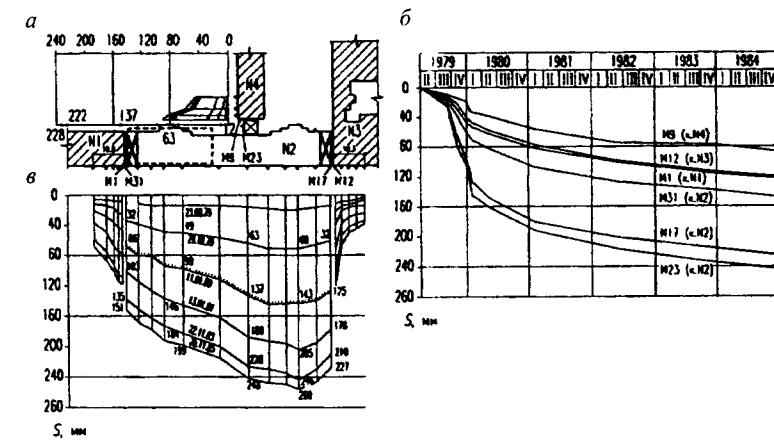


Рис. 13.1. Результаты натурных наблюдений за развитием осадки четырех жилых зданий на Тверской ул. в Санкт-Петербурге: строящегося (№ 2) и соседних существующих (№ 1, 3, 4): а – план (пунктир – разобранное двухэтажное здание); б – эпоры осадки наружных стен зданий; в – перемещения деформационных марок, указанных на плане (двойная линия – окончание строительства)

ласти строительных машин, исследователей, чтобы существенно улучшить положение. Однако и в наши дни проблема еще далека от полного разрешения.

### 13.1. Причины развития дополнительных осадок зданий при возведении возле них зданий и сооружений

При уплотнении городской и промышленной застройки существующие здания получают осадку, которую принято называть «дополнительной» ( $s_{ad}$ ). Эта осадка (в отличие от «собственной» осадки) возникает в результате трех главных причин:

1) строительно-технологических воздействий на грунт основания существующего здания – *дополнительная строительно-технологическая осадка* ( $s_{ad,t}$ );

2) изменения напряженного состояния основания существующего здания при загружении массива грунта новым зданием – *дополнительная осадка уплотнения* ( $s_{ad,u}$ );

3) воздействий технологического оборудования, размещенного в новом здании, на основания соседних зданий – *дополнительная эксплуатационная осадка* ( $s_{ad,e}$ ).

*Дополнительная осадка от строительно-технологических воздействий* ( $s_{ad,t}$ ) особенно опасна, поскольку всегда неравномерна и может достигать недопустимых величин (рис. 13.2). Кроме того, технологические воздействия могут вызвать аварию зданий.

Наиболее существенными причинами развития  $s_{ad,t}$  являются:

а) вибрации грунта, фундаментов и наземных конструкций в результате погружения свай и шпунта молотами или вибраторами;

б) откопка строительного котлована глубже подошвы существующих фундаментов;

в) промораживание и оттаивание грунта под фундаментами зданий при зимнем ведении работ в соседнем котловане;

г) плавунное разжижение грунта под фундаментами при открытой откачке воды, поступающей в котлован;

д) отклонение шпунтовых стен котлована, если возле него имеются старые дома.

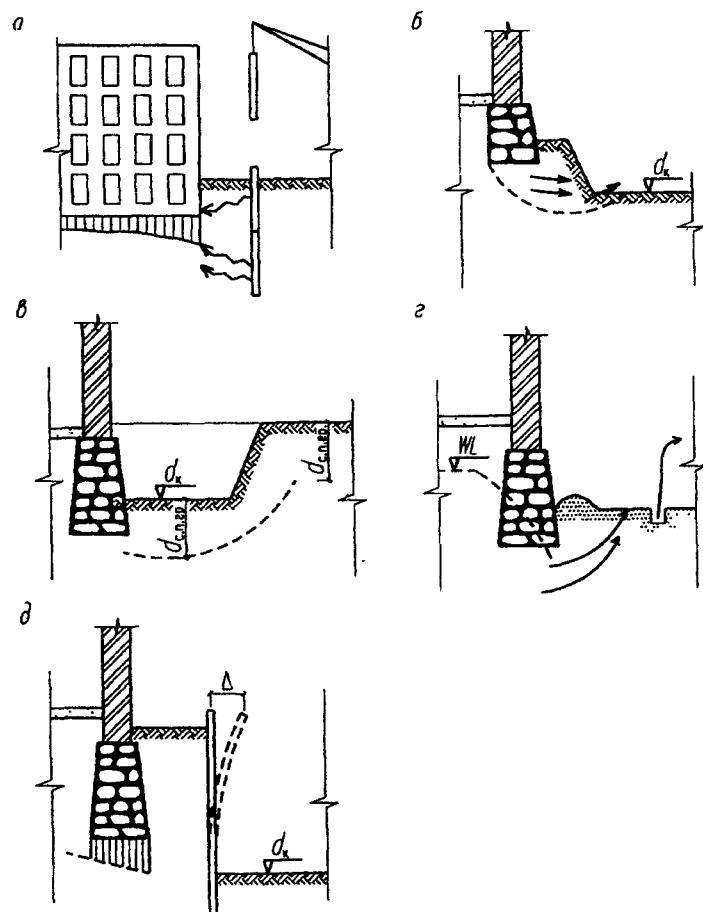


Рис.13.2 Схемы, поясняющие главные причины развития дополнительной технологической осадки: а – при забивке шпунта и свай; б – при переуглублении котлована; в – при промораживании-оттаивании грунта под фундаментами старых домов ( $d_{c,sr}$  – глубина сезонного промерзания грунта); г – при открытом водоотливе и выносе частиц грунта из-под старых фундаментов; д – при отклонении шпунтового ограждения в сторону нового котлована ( $d_k$  – глубина котлована)

Осадки  $s_{ad_1}$  и потеря устойчивости грунта основания соседних домов особенно опасны, когда новые сооружения возводятся в глубоких котлованах\*. Учесть расчетом  $s_{ad_1}$  от воздействия перечисленных причин невозможно, поэтому следует добиваться того, чтобы  $s_{ad_1}$  не получали опасного развития. Это достигается подбором технологий и механизмов для устройства или погружения свай, откопки грунта и других видов работ в строительных котлованах. Такая задача несравненно сложнее аналогичной, осуществляемой на площадках, свободных от старых зданий и сооружений.

*Дополнительная осадка от изменения напряженного состояния основания соседних зданий* возникает, поскольку вокруг возводимого здания формируется «осадочная воронка», размеры которой в плане соизмеримы с мощностью сжимаемой зоны основания (до 20...30 м и более). Наибольшие осадки образуются в пределах ближайших 10 м от участка загружения основания новым зданием (рис. 13.3).

Если в пределах осадочной воронки оказывается здание, то оно получает дополнительную осадку. Из теории следует, что осадка  $s_{ads}$  заведомо неравномерна. Чувствительность старого здания к развитию  $s_{ads}$  различна и зависит от многих причин, учесть которые достаточно сложно (см. 12.2).

Современные методы расчета оснований по деформации, базирующиеся на теории упругости (см. гл. 6), численные методы позволяют производить расчет осадки основания проектируемого здания и дополнительной осадки примыкающих к нему зданий. Отсюда расчет дополнительной осадки уплотнения  $s_{ads}$ , в принципе, достаточно достоверен, поэтому он является важным этапом разработки подобных проектов.

*Дополнительные осадки от производственно-технологических воздействий* при функционировании оборудования, размещаемого в новых зданиях (сооружениях), могут вызывать дополнительную осадку  $s_{ad_e}$  фундаментов соседних зданий, дорог и комму-

никаций. Наиболее опасны вибрационные воздействия на грунт при работе массивных молотов, прессов, мощных компрессоров и других механизмов, генерирующих колебания низких частот, соизмеримых с частотами собственных колебаний строительных конструкций. В таких случаях требуется применять средства виброзащиты (см. гл. 11). Опасны также агрессивные стоки химических производств из-за влияния на грунт и фундаменты соседних зданий.

### 13.2. Проектирование фундаментов вблизи существующих зданий

Специфика проектов фундаментов, расположенных возле существующих зданий и сооружений, состоит в том, что они должны обеспечить нормальную работу конструкций нового здания и не приводить к развитию деформаций основания соседних. Разработка таких проектов, их реализация в производстве достаточно сложны и ответственны. Российские СНиП освещают эти вопросы недостаточно, специальные руководства не полны, являются ведомственными документами. При разработке проектов фундаментов расчет нового и соседних зданий по деформации имеет особенно большое значение. При этом, кроме выполнения условия (6.2), требуется выполнить еще одно –

$$s_{ads} \leq s_{ads_u}, \quad (13.1)$$

где  $s_{ads}$  – дополнительная осадка, определяемая расчетом, например методом угловых точек (см. разд. 6.6);  $s_{ads_u}$  – предельно допустимая величина дополнительной осадки (см. ниже).

В главе СНиП 2.02.01–83\* вопрос о предельной величине дополнительной осадки не освещен, поэтому рекомендуется пользоваться методикой, разработанной на кафедре геотехники СПбГАСУ в 1980–1985 гг. Здания старой постройки получили «собственную осадку», которая развивалась десятки лет. Средняя осадка домов Санкт-Петербурга, к примеру, достигает 20...30 см и больших величин, т. е. превышает допустимые по СНиП. Согласно теории, подтвержденной натурными наблюдениями, эта осадка приводит к раз-

\* «Глубокими» (условно) назовем такие котлованы, которые требуется откапывать глубже подошвы фундаментов соседних зданий

витию прогиба здания. Если такое здание получает дополнительную осадку уплотнения  $s_{ad,s}$ , то это приводит к развитию выгиба, перекоса, конфигурация коробки существующего здания изменяется, а в кладке стен возникают трещины. Возможны сдвиги перекрытий, развитие других дефектов и даже обрушения конструкций. Вид деформации здания от дополнительной осадки существенно отличается от вида деформации, вызванной собственной осадкой. В этом случае использование при проектировании показателей, рекомендованных СНиП 2.02.01-83\*: средней осадки, прогиба и др. – по условию (6.2) неправомерно. Изучение этого вопроса привело к необходимости введения критерия, характеризующего влияние  $s_{ad,s}$  – *допустимой дополнительной осадки*, а именно:

$s_{ad,max}$  – максимальной величины дополнительной осадки, которую, очевидно, получают участки стен старого здания, наиболее приближенные к новому;

$\Delta s_{ad} / L$  – дополнительного перекоса нового здания на участке примыкания.

$$\Delta s_{ad} / L = (s_{ad,1} - s_{ad,2}) / L, \quad (13.2)$$

где  $s_{ad,1}$  и  $s_{ad,2}$  – осадки в разноудаленных точках старого здания от линии примыкания к новому ( $s_{ad,1}$  – осадка по оси ближайшей стены к линии примыкания, обычно  $s_{ad,1} = s_{ad,max}$ );  $L$  – расстояние между этими точками;  $i_{ad}$  – дополнительный крен – отношение разности дополнительной осадки всего здания к его размеру (поперек линии примыкания);  $i_{ad}$  определяется для относительно коротких и жестких зданий и сооружений (рис. 13.3).

Допустимые величины перечисленных характеристик дополнительной осадки могут быть определены «совместным расчетом» старого здания с основанием, получающим дополнительную осадку (для этой цели можно использовать численные методы расчета). В относительно простых случаях рекомендуется использовать условия

$$\begin{aligned} s_{ad,max} &\leq s_{ad,max,u}; \\ (\Delta s_{ad,max} / L) &\leq (\Delta s_{ad,max,u} / L); \\ i_{ad} &\leq i_{ad,u}, \end{aligned} \quad (13.3)$$

где  $s_{ad,max,u}$ ;  $\Delta s_{ad,max,u} / L$  и  $i_{ad,u}$  – величины допустимых значений перечисленных показателей.

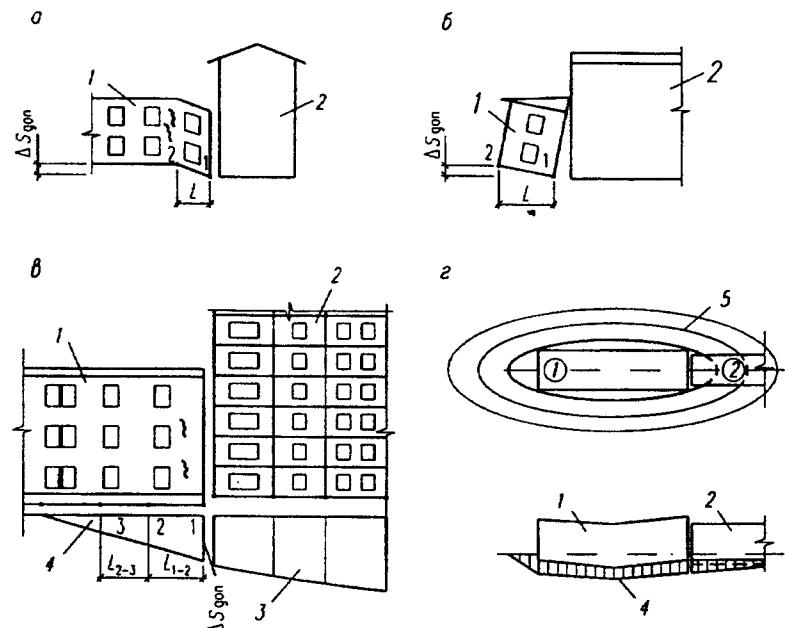


Рис. 13.3. Схемы к определению перекоса и крена здания в результате развития дополнительной осадки уплотнения: а – перекос здания; б – крен узкого здания; в – наибольшая дополнительная осадка точки 1, наиболее приближенной к линии примыкания; г – форма осадочной воронки: 1 – существующее здание; 2 – возводимое здание; 3 – эпюра осадки здания 2; 4 – эпюра дополнительной осадки здания 2 и образование перекоса между точками 1 и 2 на участке длиной  $L_{1-2}$ ; 5 – изолинии осадки

Значения предельно допустимых величин дополнительных осадок зданий различного типа, получивших разную степень износа до начала постройки соседнего (проектируемого) здания, могут быть определены по табл. 13.1, разработанной в СПБГАСУ на основе обобщения результатов натурных наблюдений за большим числом зданий, около которых были построены новые дома, с учетом данных табл. 13.2, не требующих особых пояснений.

Обоснование проектного решения фундаментов нового здания, пристраиваемого к существующим, является важнейшим этапом разработки проекта. При этом требуется располагать обыч-

Таблица 13.2

Оценка технического состояния конструкций кирпичных, крупноблочных и крупнопанельных домов по результатам обследований с учетом развития повреждений и физического износа

Категории технического состояния	Повреждения несущих стен, панелей, столбов, колонн, фундаментов	Повреждения ограждающих конструкций	Повреждения перекрытий, лестничных клеток	Степень физического износа, %
I	Отсутствие трещин или отдельные трещины в межоконных поясах, в перемычках кирпичных стен с раскрытием до 5 мм, фундаменты без видимых дефектов	Отсутствие трещин или трещины с раскрытием до 0,5 мм	В несущих элементах отсутствие повреждений	До 20
II	Трещины в межоконных поясах, перемычках, простенках с раскрытием до 0,5 мм, выщелачивание кладки фундаментов, поражение древесины гнилью	Трещины с раскрытием до 3 мм	Трещины в спряжениях несущих элементов, признаки сдвигов в заделке	20...40
III	Сквозные трещины более 3 мм в простенках и перемычках, разрушение, вывалы кладки, разрушение раствора, камней кладки фундаментов, сгнившая древесина лежней, свай	Трещины с раскрытием более 3 мм, перекосы проемов	Трещины в несущих элементах, сдвиги элементов в заделке	Более 40

Таблица 13.1

Значения предельно допустимых величин дополнительных осадок сооружений и зданий различных типов и степени износа конструкций зданий

Тип здания	Категория технического состояния здания по табл. 13.2	Предельная величина наибольшей дополнительной осадки $s_{ad\max}$ , см	Предельный дополнительный перекос $i_{adu}$	Предельный дополнительный крен $j_{adu}$
Бескаркасное со стенами из кирпича или крупных блоков, без армирования	I	4	0,0030	0,004
	II	3	0,0020	0,002
	III	2	0,0010	0,002
То же с армированием или железобетонными поясами	I	6	0,0035	0,004
	II	4	0,0018	0,004
	III	3	0,0012	0,003
Бескаркасное со стенами из крупных панелей	I	4	0,0020	0,004
	II	3	0,0010	0,002
	III	2	0,0007	0,002
Каркасное промышленного типа	I	7	0,0030	—
	II	5	0,0020	—
	III	3	0,0020	—
«Точечное» (дымовые трубы и др.)	I	10	—	0,002
	II	5	—	0,001
	III	—	—	—

ной исходной информацией (об инженерно-геологических условиях площадки, наземных конструкциях и габаритах здания, нагрузках по обрезу фундаментов и др.) и дополнительной – о местоположении соседних зданий и существующих коммуникаций, типах фундаментов этих зданий, сведениях о техническом состоянии фундаментов и других конструкций. Следовательно, на таких площадках требуется выполнить обследования конструкций зданий, окружающих площадку, с фиксацией имеющихся старых дефектов.

При разработке проектов уплотнения застройки рекомендуется придерживаться определенной логической схемы. Рассматриваются варианты фундаментов, выбирается оптимальный, обеспечивающий выполнение условий (6.2). Производится проверка условия (13.1) и в зависимости от того, выполняется оно или нет, анализируют ряд вариантов, обеспечивающих сохранность соседних домов и сооружений.

*Вариант I* – фундаменты на естественном основании под проектируемое здание. Производится расчет дополнительных осадок

фундаментов соседнего здания в нескольких точках. Рекомендуется эти точки назначить на продольных примыкающих стенах на следующих расстояниях от линии примыкания: 0; 1; 2; 4; 8; 16; 24 м. По этим данным устанавливают определенные расчетом величины  $s_{ad\max}$ ,  $(s_{ad,1} - s_{ad,2}) / L$ . Если условие (13.1) удовлетворено (что бывает редко, как правило, лишь тогда, когда проектируемое здание ниже, то есть легче соседнего), выполняют обычный проект фундаментов нового здания. Если условие (13.1) не удовлетворено, ищут иное, более надежное, решение, используя под новое здание другие варианты фундаментов, применение которых может уменьшить влияние нового здания на существующее до приемлемых величин.

*Вариант 2 – консольное примыкание (см. 13.3).*

*Вариант 3 – разъединительные конструкции (см. 13.3).*

*Вариант 4 – свайные фундаменты под новое здание.*

*Вариант 5 – усиление фундаментов соседних домов (см. гл. 12).*

В итоге проектно-технологическое решение фундаментов здания определяется экономическими соображениями, технологическими возможностями подрядчика, допустимой продолжительностью строительства и другими факторами.

### 13.3. Меры по уменьшению влияния нового здания на соседние

Принципиально уменьшение влияния может быть осуществлено при помощи планировочных, архитектурных, конструктивных, технологических и организационных мероприятий (табл. 13.3). От конструктора не всегда зависят планировочное, архитектурное решение или организационно-строительные мероприятия, поэтому рассмотрим их лишь в сжатой форме.

*Планировочные мероприятия* направлены на то, чтобы новое здание было отнесено от существующих на безопасное расстояние – обычно на 10...20 м. Тогда новое здание может рассматриваться как «отдельно стоящее» и специфических проблем с фундаментами не возникает.

Таблица 13.3

Комплекс мероприятий, направленных на предотвращение повреждений конструкций зданий, около которых осуществляется новое строительство

Прогнозируемая осадка нового здания (вариант фундаментов на существенном основании)	Общая характеристика проектного решения	Архитектурно-планировочные	Вид мероприятий		Организационно-технологические
			по фундаментам нового здания	по другим элементам	
$s < s_u$ (ориентировочно 5–10 см)	Предупредительные мероприятия	Новое здание не выше существующих	Ленточные фундаменты, перпендикулярные линии примыкания, глубина заложения прокладываемых фундаментов не больше, чем у существующих	Временное усиление стен существующих зданий в зоне примыкания	Откопка котлована на захватами, первоочередное возведение высоких блоков, сокращение сроков строительства
$s \approx s_u$ (обычно 15 см, реже 20–30 см)	Конструктивно-технологические и планировочные мероприятия	Не желательно примыканий сложных в плане, в перечисленных направлениях, в углах, разноэтажных блоков зданий	Максимально возможное удаление проектируемых фундаментов от существующих зданий, разрезка оснований, конструктивным шпунтом, массивны закрепленного грунта	Примыкание на консолях, осадочные швы, достаточный шириной, усиление существующих зданий металлическими стяжками, выпрямление конструкций	Погружение шпунта вдавливанием при налипании слоя водонасыщенного песка, исклонение строительства очертями
$s > s_u$	Мероприятия по уменьшению осадки до $s \leq s_{u_p}$	Не регламентируются	Опоры глубокого заложения.	To же, что и при осадке: $s < s_u$ (оригинально 5–10 см) a) сваи (буровые, б) стена в грунте	Ограничение динамических воздействий

*Архитектурное решение* может упростить задачу, если новое здание в зоне примыкания тем или иным способом облегчено. Допустим, в зоне примыкания располагают блок, высота которого меньше соседнего, новое здание облегчено проездами и т. п.

*Конструктивные мероприятия* являются основными и заключаются в следующем: 1) новое здание строится на фундаментах мелкого заложения, несмотря на то, что условие (13.1) не удовлетворено; 2) новое здание возводится на свайных фундаментах; 3) под новым зданием предусмотрено строительство глубокого подземного объема (гараж, склад и т. п.).

### 13.3.1. Новое здание на фундаментах мелкого заложения (в открытых котлованах)

Если условия (6.2) и (13.1) выполнены, особых проблем не возникает. Если условие (6.2) выполнено, а условие (13.1) – нет, рекомендуется применять несколько мероприятий, оправдавших себя на практике, включая *консольное примыкание, разъединительный шпунтовый ряд, превентивное усиление фундаментов соседних домов с пересадкой их на сваи усиления, закрепление грунта несущего слоя*. В целом эта группа мер может рассматриваться в качестве палиативных (вынужденных), поскольку гарантированно обеспечить сохранность соседних домов при их реализации весьма проблематично.

**Консольное примыкание.** Основная идея этого мероприятия состоит в том, что в зоне примыкания фундаменты нового и старого зданий получают разрыв, размер которого подбирается по расчету так, чтобы условие (13.1) было выполнено (рис. 13.4). В этом случае стены, колонны, другие конструкции нового здания опираются на консоли, вылет которых определяется размером «разрыва», назначенного по расчету величины  $s_{ad}$ . По проектам, реализованным в Санкт-Петербурге, вылет консолей выполнялся в пределах от 2 до 5 м (для домов в 6...12 этажей), что не создавало особых конструктивных трудностей. Данное мероприятие эффективно при выполнении двух условий: 1) между нижней гранью консоли и грунтом должен быть обеспечен *воздушный зазор*, размер которого назначается не менее двойной величины ожидаемой

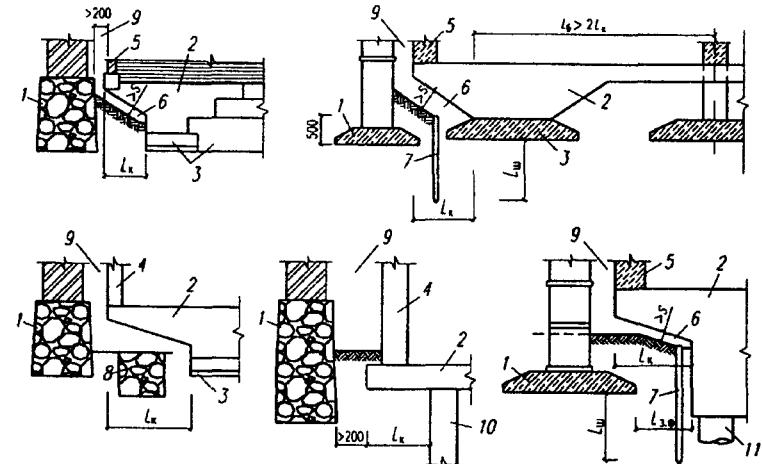


Рис.13.4. Схемы реализованных в Санкт-Петербурге решений консольных примыканий новых зданий к существующим: 1 – фундамент старого здания; 2 – балка с консолью; 3 – фундамент нового здания; 4 – колонна, опирающаяся на консоль балки; 5 – стена нового здания; 6 – зазор между балкой и грунтом; 7 – разъединительный шпунт; 8 – фундамент разобранного здания; 9 – зазор между старым зданием и консолью; 10 – свая вдавливания; 11 – буровая свая

осадки нового здания; 2) между фундаментами и стенами нового и существующих зданий должен быть выполнен *осадочный шов*, работающий четко. Конструкции шва и его исполнению должно быть уделено особое внимание.

**Разъединительные конструкции в грунте.** Назначение их – изменить напряженное состояние грунта так, чтобы напряжения в основании старого здания от влияния нового не получили опасного развития, а вызванная ими дополнительная осадка не имела опасных последствий или была нулевой.

Такие разъединительные конструкции могут быть образованы: 1) металлическим шпунтовым рядом; 2) стенкой из секущихся или соприкасающихся буронабивных свай; 3) прорезью в грунте, заполненной антифрикционным материалом.

**Разъединительный шпунтовый ряд.** Впервые он был предложен Далматовым Б.И. в проекте нескольких 12-этажных домов

с одноэтажными пристройками (Далматов Б.И., Сотников С.Н., 1965). Шпунт погружается по линии примыкания до откопки котлована под новое здание, длина шпунта назначается в расчете на прорезку всей толщи слабых грунтов. Очевидно, шпунт должен быть неподвижным, а это достигается тем, что он нижним концом опирается в малосжимаемые грунты (рис. 13.5). В плане шпунт располагается по линии примыкания домов и должен выступать за их границы, образуя «шпоры», которые могут огибать старое или новое здания на участке длиной примерно 1/2...1/4 от толщи-

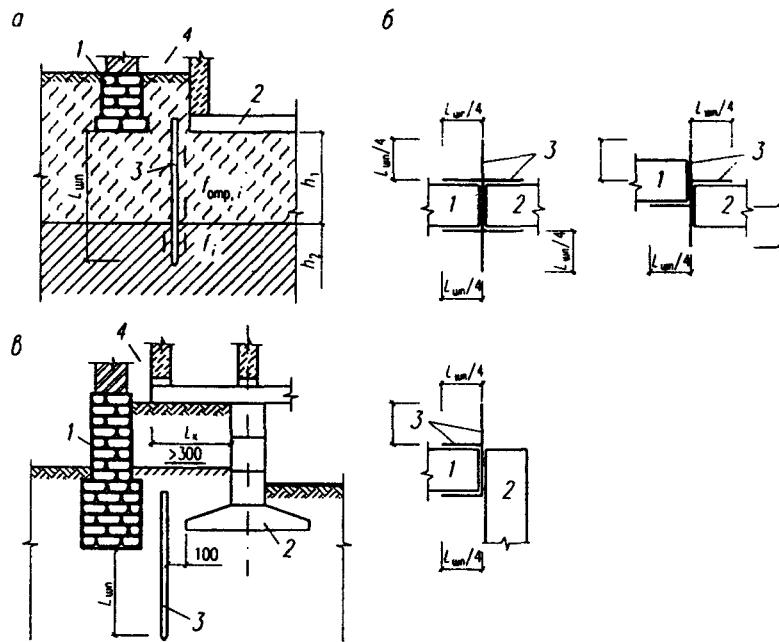


Рис. 13.5. Применение разъединительного шпунта: *а* – схема к определению длины разъединительного шпунтового ряда ( $h_1$  – размер зоны уплотнения грунтов;  $h_2$  – мощность толщи подстилающих грунтов, в которых развиваются силы трения, поддерживающие шпунт); *б* – расположение разъединительного шпунта при разной в плане форме примыкания нового и старого зданий; *в* – фундамент с консольной балкой, перекрывающей шпунт: 1 – существующий фундамент; 2 – проектируемый фундамент (новое здание); 3 – шпунтовый ряд; 4 – осадочный шов

ны сжимаемой зоны основания нового здания (см. рис. 13.4). Как показали исследования Сотникова С.Н. и Левкина А.Л. (1987; 1998), шпунт изменяет и напряженное состояние основания нового дома, обеспечивая более равномерное развитие его осадки.

Эффективность шпунта может быть повышена, если его поверхности обмазаны антифрикционными покрытиями. Наиболее эффективен по расходу материала и технологическому воздействию на существующие дома плоский шпунт, расход которого может быть сравнительно невелик.

Применение шпунта ограничено двумя факторами: опасностью вибрации при погружении, от чего фундаменты старых домов могут получить дополнительные осадки, и большой глубиной кровли плотных грунтов, поскольку погружение шпунта длиннее 20 м затруднительно. Шпунт применять опасно там, где залегают водонасыщенные пески и другие грунты, обладающие тиксотропными свойствами. Современные гидроприводные высокочастотные вибраторы (например французской фирмы FONSER) практически безопасны, следовательно, разъединительный шпунт может найти широкое применение в будущем.

*Разъединительный ряд из буровых свай*. Он был предложен Далматовым Б.И. и Брониным В.Н. в 1993 г. и применен с положительным эффектом на нескольких объектах. Такая разъединительная конструкция имеет недостатки: она материалоемка, требует много времени для изготовления и может представлять опасность для старых фундаментов из-за вибрации, «выпуска» грунта в буровые скважины и других воздействий. Однако ее применение не требует расхода металла: сваи можно не армировать.

*Прорезь, заполненная антифрикционным материалом*. Прорезь является перспективной и, по-видимому, относительно дешевой конструкцией (Сотников С.Н., Азис Л., 1993). Ее основная идея в том, что узкая выемка в грунте, заполненная бентонитовой суспензией – материалом, обладающим минимальным внутренним трением, – препятствует развитию дополнительных осадок фундаментов от влияния загружения соседней площадки. Тех-

оретические основы этого метода достаточно детально разработаны, однако на практике конструкция еще не применялась.

### 13.3.2. Свайные фундаменты для новых зданий

Их следует рассматривать как главную и наиболее эффективную меру, поскольку это решение дает вполне надежный (безосадочный) фундамент для нового здания и, как следствие, минимальные осадки существующих соседних. Главной проблемой при этом решении является технология выполнения свай. Применяются сваи нескольких типов:

*а) сваи полной заводской готовности (железобетонные, металлические, деревянные).* В зависимости от способа погружения они подразделяются на забивные, погружаемые вибраторами, вдавливанием, завинчиванием.

*Сваи первых двух технологий погружения*, как правило, не применимы, поскольку вибрационные воздействия на грунт и конструкции старых домов и коммуникаций могут приводить к аварийным последствиям.

*Сваи вдавливания* во многом лишены указанных недостатков. Однако они имеют ограниченную несущую способность, определяемую величиной силы вдавливания, которую развивают механизмы (обычно она не превышает 600...800 кН). Материал такой сваи не всегда работает эффективно, сваи не удается погрузить в достаточно плотный грунт, поэтому и новое здание, и примыкающие к нему получают осадку, хотя и существенно меньшую, чем при фундаментах мелкого заложения. Главный недостаток этой технологии состоит в том, что сваи, вдавленные в грунт вплотную к существующим фундаментам, вызывают их дополнительную осадку в процессе вдавливания и после его завершения. Имеющийся опыт еще недостаточен, чтобы надежно назначить размер безопасного удаления вдавливаемой сваи от старого фундамента или назвать те виды грунтов, при которых эти сваи безопасны. Возможно, дополнительная осадка существующего здания обусловлена изменением напряженного состояния грунта при вдавливании свай и перемятыем его (нарушением природного сложения).

*Винтовые сваи* изготавливают обычно в металле, для их погружения применяют механизмы, которые имеют только специализированные фирмы. Достаточного опыта применения этих свай в рассматриваемых ситуациях еще нет;

*б) сваи, выполняемые в буровых скважинах.* Эти сваи имеют многочисленные модификации в зависимости от способа бурения скважин, крепления ствола, геометрических размеров, состава применяемого бетона и др. Главные различия касаются метода бурения скважин и извлечения грунта, включая способы с промывкой водой, глинистым раствором, обсадкой скважин трубами.

*Бурение скважин с промывкой* производится буровым инструментом, который опускается в скважину на трубе. В трубе и в скважине циркулирует вода или глинистый раствор (водная суспензия бентонита), который удаляет из скважины разрушенную породу (шлам). По достижении проектной отметки в скважину опускается бетонолитная труба. По ней подают пластичную бетонную смесь, которая вытесняет суспензию, а затем в бетон опускают арматурный каркас. Применение этой технологии иногда опасно, так как скважина не закреплена, возможны вывалы грунта (особенно при использовании глины низкого качества), в том числе из-под фундаментов старых домов, что чревато опасными последствиями.

*Изготовление свай бурением скважин с обсадкой* – наиболее распространенный способ. Существующие машины могут выполнять сваи диаметром до 2 м. При строительстве домов в стесненных условиях наиболее употребимы сваи диаметром 350, 400, 600 мм, длиной до 30 м, несущая способность которых может достигать 3000 кН и больше. Вместе с тем нельзя считать, что все технологические вопросы устройства буровых свай разрешены, поскольку отмечены случаи развития повреждений соседних домов в период производства работ. Необходим строгий технологический регламент, обеспечивающий безопасное ведение работ в стесненных условиях. Завершающим этапом работ этого типа являются заполнение скважин бетонной смесью (способом верти-

кально перемещающейся бетонолитной трубы) и постановка арматурного каркаса.

*Изготовление свай способом «проходного» шнека, по-видимому, – самая безопасная для соседних старых фундаментов технология. Суть ее в том, что лопасть шнека, приваренная к трубе достаточно большого диаметра, завинчивается на проектную глубину непрерывно без выемки грунта. Затем в трубу, снабженную теряемым наконечником, подается бетонная смесь бетононасосом и шнек с грунтом постепенно извлекается на поверхность. При этом грунт замещается бетоном. Данная технология, по-видимому, обеспечивает безопасное ведение работ около старых фундаментов;*

*в) сваи, выполняемые в полости, образуемой вытрамбовыванием – выдавливанием грунта.* Этот метод весьма эффективен в условиях слабых грунтов, поскольку грунт ниже остряя свай не извлекается, а уплотняется. Такие полости можно образовать с помощью различных технологий и машин, например ATLAS и FUNDEX ( $\varnothing$  400...600 мм,  $L$  – до 30 м).

## Глава 14

### ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ РЕШЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

#### 14.1. Вариантность решений

Фундаментостроение является одной из наиболее трудозатратных и материалоемких отраслей строительства. Так, по данным НИИОСП\* им. Н.М. Герсеванова, объем фундаментостроения составляет в среднем около 10 % от общей стоимости строительно-монтажных работ. В сложных инженерно-геологических условиях эта цифра доходит до 30 %. При этом расход бетона и железобетона при устройстве фундаментов достигает 23 % его общего расхода в строительстве, а трудозатраты – 15...20 %.

Переход страны на рыночную экономику сделал вопрос выбора оптимальных решений при проектировании оснований и фундаментов, а следовательно снижения стоимости их устройства, особенно актуальным.

Разработка оптимального проекта оснований и фундаментов возможна на основе технико-экономического анализа рассматриваемых вариантов по минимуму сметной стоимости, приведенных затрат и трудозатрат, а также по продолжительности работ.

Вариантное проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений является сложной многофакторной задачей. Многообразие климатических и инженерно-геологических условий реальных грунтовых площадок будущего строительства, большая изменчивость характеристик физико-механических свойств слагающих грунтов, различные конструктивные и технологические особенности зданий и сооружений приводят к необходимости индивидуального подхода к проектированию фундамента каждого сооружения на каждой новой строительной площадке.

\* Научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений, Москва.

Дополнительным усложнением задачи оптимального проектирования является необходимость рассмотрения широкого спектра конструктивных типов фундаментов, в первую очередь фундаментов мелкого заложения (столбчатых, ленточных, прерывистых, перекрестных, плитных – см. разд. 3), и свайных фундаментов, различающихся по материалу, конструкции, способу изготовления и др. Кроме того, в вариантное рассмотрение в ряде случаев могут быть включены искусственные основания или фундаменты глубокого заложения.

Указанное вызывает необходимость использовать для вариантового проектирования и выбора оптимального фундамента современные компьютеры со специально разработанным программным обеспечением, возложив тем самым на ЭВМ большую часть рутинных расчетов. За проектировщиком остаются творческие, наиболее ответственные элементы: составление расчетной схемы, подготовка и ввод исходных данных, анализ результатов расчетов и принятие окончательного решения о типе и размерах фундамента. Одним из важнейших критерии выбора оптимального фундамента является его стоимость. На рис. 14.1 приведена принципиальная схема комплекса программ многовариантных расчетов фундаментов различных типов.

В соответствии со схемой на рис. 14.1 в СПбГАСУ разработан программный комплекс, в который входят программы расчетов оснований и фундаментов четырех типов: 1) мелкого заложения на естественном основании; 2) из призматических забивных свай; 3) на искусственных основаниях; 4) из буронабивных свай.

При этом для каждого типа фундаментов осуществляется многовариантный расчет, позволяющий определить их технические параметры при различных глубинах заложения подошвы, изменении толщины искусственного слоя основания, а для свайных – производить перебор длин и поперечных сечений забивных буронабивных свай. Особенностью разработанных программ, включенных в программный комплекс, является расчет экономических показателей, что позволяет выбрать наиболее рациональный и эко-



Рис. 14.1. Принципиальная схема комплекса программ многовариантных расчетов фундаментов различных типов

номичный фундамент для заданного напластования грунтов, нагрузок, типов и размеров.

Оптимальное решение находят на основе технико-экономического сопоставления вариантов.

Рассмотрение вариантов является одним из основных моментов проектирования фундаментов. С этой целью проектирование выполняется по этапам:

- составляются эскизы всех реальных вариантов;

- исключаются из рассмотрения наиболее неприемлемые из них по способу производства работ, величинам ожидаемых неравномерностей осадок и др.;
- рассчитываются отобранные варианты одного из наиболее загруженных типичных фундаментов;
- производится технико-экономическое сравнение вариантов фундамента, удовлетворяющих требованиям расчета по деформациям и устойчивости, возможности их возведения, в том числе в зимнее время.

Каждый вариант доводят до оптимального решения, чтобы затраты на его устройство были минимальными, что достигается автоматизированным перебором различных возможных параметров данного типа фундамента.

#### 14.2. Технико-экономическое сравнение вариантов

Технико-экономическое сравнение вариантов производится путем анализа их технико-экономических показателей. Экономическая эффективность (приведенные затраты, сметная стоимость, расход основных материалов и др.) в ряде случаев является основным показателем при сравнении вариантов. При этом важное значение играет соблюдение условий их сопоставимости.

Экономическую эффективность вариантов правильнее всего подсчитывать для всего сооружения, определяя суммарную стоимость фундаментов, однако это требует детальной разработки большого числа фундаментов. Поэтому для анализа показателей может быть выбрана сопоставимая единица измерения, например 1 м<sup>2</sup> общей площади сооружения, один отдельный фундамент под колонну, 1 пог. м фундамента под стены и т. д. При этом рекомендуется производить расчет для наиболее загруженного типичного фундамента. Иногда при преобладающих вертикальных нагрузках стоимость фундамента относят к единичной нагрузке, приходящейся на фундамент (на 1 кН).

Достаточно полная методика технико-экономического сравнения вариантов различных типов фундаментов, заключающаяся

в расчете стоимостных и натуральных показателей для каждого варианта и выборе лучшего из них по минимуму приведенных затрат, представлена в «Руководстве» НИИОСП им. Н. М. Герсанова (1984).

Основным стоимостным критерием при выборе оптимального решения является показатель приведенных затрат, определяемый для каждого варианта по формуле

$$Z = C_c + E_n (K_b + K_c) + D, \quad (14.1)$$

где  $C_c$  – себестоимость (расчетная, т. е. без учета плановых накоплений, или фактическая) устройства фундаментов, включающая при наличии расценок, привязанных к местным условиям строительства, прямые затраты строительно-монтажной организации (затраты на материалы и конструкции, их доставку и возведение фундаментов), накладные расходы в строительстве и дополнительные затраты на производство работ в зимнее время;  $E_n = 0,12$  – нормативный коэффициент сравнительной эффективности капитальных вложений;  $K_b$  и  $K_c$  – капитальные вложения в основные производственные фонды ( $K_b$  – предприятия по производству товарного бетона, арматуры, сборных бетонных и железобетонных конструкций фундаментов;  $K_c$  – в строительные и транспортные машины и механизмы);  $D$  – экономическая оценка фактора дефицитности ресурса (например, по расходу стали).

В ряде регионов для многих типов зданий и сооружений разработаны нормативные материалы, позволяющие с помощью содержащихся в них данных определять расходы материалов на фундаменты, минуя стадию разработки чертежей, и укрупненные сметные нормы на определенные типы фундаментов.

Другая оценка себестоимости варианта фундамента по укрупненным показателям разработана в Санкт-Петербурге в СПбГАСУ на основе анализа многочисленных смет на работы нулевого цикла жилых типовых зданий. К натуральным показателям относятся суммарные затраты труда и расход материалов. Показатели расхода материалов определяются по объемам работ, рассчитанным по чертежам и сметным нормам.

### 14.3. Оптимизация проекта фундаментов и сооружения в целом

При технико-экономическом сравнении вариантов не следует стремиться к определению чрезмерно точных размеров каждого фундамента. Результаты варианного проектирования не должны приводить к значительному увеличению числа типоразмеров фундаментов. Рекомендуется под отдельные объекты принимать сваи по возможности одной длины, глубину заложения отдельных и ленточных фундаментов устанавливать одну и ту же. Размеры фундаментов и их деталей должны соответствовать модулю конструкций или модулю инвентарной опалубки.

Иногда принятие более дешевого варианта может привести к развитию значительных и неравномерных осадок в течение многих лет. Равноценными в этом плане решениями являются такие, при которых ожидаются одинаковые неравномерности осадок, во всяком случае, меньше предельно допустимых значений. Это свидетельствует, что простое сравнение вариантов по стоимости допустимо не всегда.

Важным резервом экономии при строительстве жилых кварталов могло бы стать вариантное проектирование на стадии разработки проектов квартальной планировки. В СПБГАСУ разработана схема (рис. 14.2) проектирования рациональных фундаментов на стадии проекта квартальной планировки с учетом конкретных инженерно-геологических условий (Мангушев Р.А., 1992).

По этой схеме территория будущего строительства разбивается на условно-однородные инженерно-геологические зоны, что предполагает более плотную сетку инженерно-геологических скважин. Разбивка на эти зоны осуществляется по результатам разведочного бурения на основе специальной машинно-ориентированной методики, в соответствии с которой исходными данными по территории квартала являются число разведочных скважин и их условные координаты, разведанные толщины слоев грунта в каждой из них, физические и деформационные характеристики слоев грунта, заданный шаг условной разбивочной сетки внутри квартала.

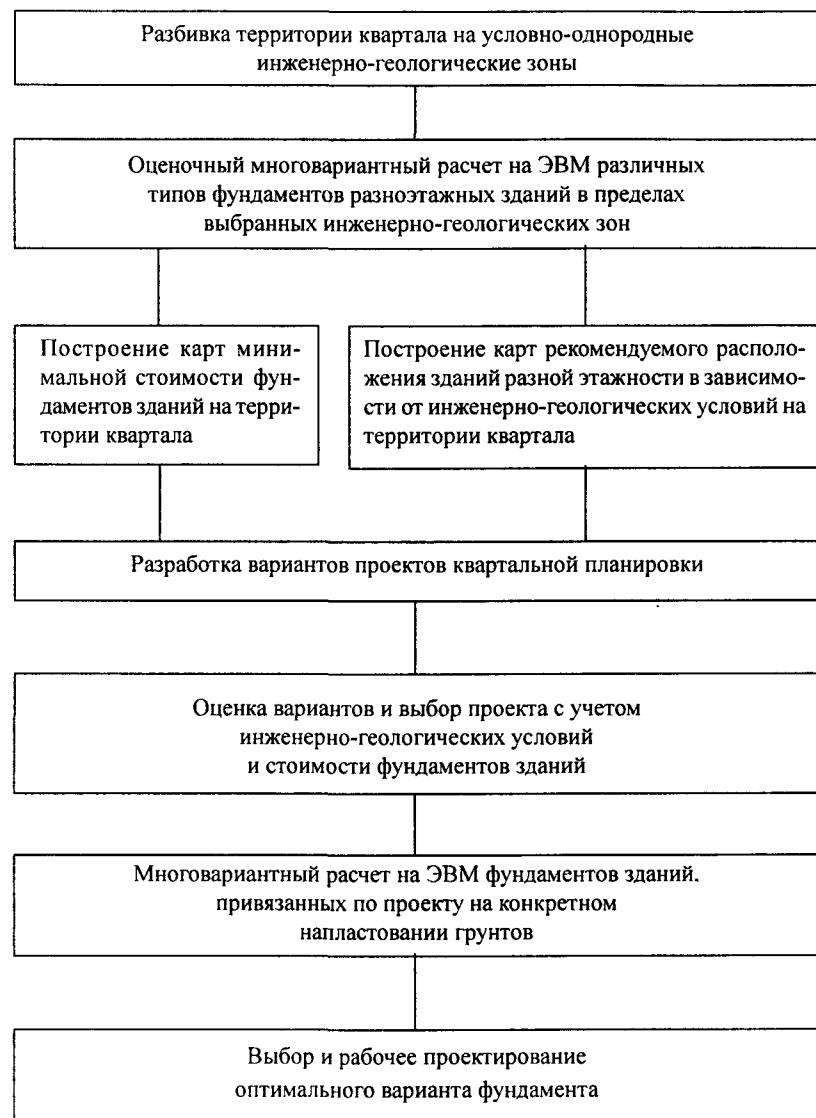


Рис. 14.2. Схема проектирования рациональных фундаментов на стадии проекта квартальной планировки с учетом инженерно-геологических условий

Под условно сжимаемыми инженерно-геологическими зонами понимаются те участки территории квартала, в пределах которых напластования грунтов обладают одинаковой сжимаемостью, близки по толщинам и характеристикам слоев. При этом каждой зоне соответствует рассчитанная с определенной степенью вероятности инженерно-геологическая информация, которая в дальнейшем используется при проведении расчетов на ЭВМ.

Для этих зон выполняется многовариантный расчет в соответствии со схемой, представленной на рис. 14.1, всех возможных типов фундаментов для всего набора зданий, намеченных к строительству в данном квартале.

Для каждого типа фундамента осуществляется многовариантный расчет, позволяющий определить их технические параметры при различных глубинах заложения подошвы, изменении толщины искусственного слоя основания. Для свайных фундаментов рекомендуется производить перебор длин и поперечных сечений сборных железобетонных свай. При расчете экономических показателей всех вариантов используются укрупненные расценки по выполнению работ нулевого цикла.

Результаты автоматизированных расчетов дают возможность построить комплекс специальных геотехнических карт для характерных зданий различной этажности, принятых при застройке квартала, на которых отражены различные виды фундаментов с минимальной стоимостью для каждой из зон, а также их удельные стоимости. Совместное рассмотрение таких карт позволяет построить обобщенную карту-схему рационального размещения зданий разной этажности на территории квартала по фактору минимальной стоимости фундаментов. На рис. 14.3 и 14.4 приведены фрагменты таких карт для одного из кварталов в Санкт-Петербурге.

Результаты многовариантных расчетов фундаментов и их графическое представление в виде специальных карт в масштабе 1:2000 показывают большие возможности такого подхода к проектированию фундаментов при массовой застройке. При рациональном размещении зданий различной этажности по территории

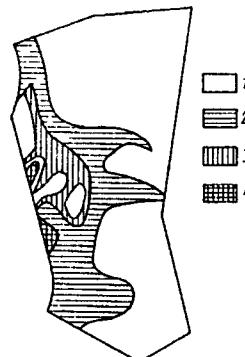


Рис. 14.3. Фрагмент карты-схемы рекомендуемых типов фундаментов для 12-этажного здания: 1 – фундаменты мелкого заложения; 2 – сваи длиной 3...5 м; 3 – длиной 5...7 м; 4 – 7...10 м

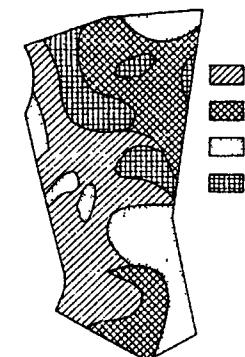


Рис. 14.4. Фрагмент карты-схемы рекомендуемого размещения зданий различной этажности на фундаментах мелкого заложения: 1 – этажность зданий меньше 6 этажей; 2 – меньше 9 этажей; 3 – меньше 12 этажей; 4 – меньше 16 этажей

квартала полная стоимость их подземной части уменьшается на 25...30 %.

Таким образом, при разработке проектов квартальной планировки наряду с известными градостроительными факторами, подлежащими учету, архитекторы-планировщики имеют возможность количественно оценить инженерно-геологические условия строительных площадок с точки зрения экономичности устройства фундаментов – одной из наиболее затратных областей строительства.

## Глава 15

### ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ ВО ВРЕМЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

*Геотехнический мониторинг* (*геомониторинг*) – система слежения за параметрами, характеризующими основания зданий или сооружений (т. е. геологической среды), которая обеспечивает безопасное и эффективное осуществление строительно-технологических процессов, ввод и последующую эксплуатацию зданий и сооружений.

Если проектируемые сооружения относительно невелики, а инженерно-геологические условия благоприятны, ошибки в расчетах оснований и определении характеристик грунтов могут не иметь большого значения, поскольку малые осадки оснований, не выходящие за рамки предельных величин ( $s < s_{\text{н}}$ ), не могут нанести существенного ущерба зданиям.

Актуальность проведения геомониторинга обусловлена и тем, что в современное строительство все больше внедряется новая мощная техника по производству новых типов фундаментов и укреплению оснований.

Существуют многочисленные строительные ситуации, которые требуют обязательной организации и проведения геотехнического мониторинга. К ним относятся и работы по реконструкции зданий и сооружений. При этом увеличивается влияние технологических процессов на окружающие объекты.

#### 15.1. Цели и задачи геомониторинга

Как правило, даже тщательно проработанный проект и опыт производственной организации еще не гарантируют абсолютного успеха при производстве работ. В процессе строительства, и в частности устройства оснований и фундаментов, возникает большое число дополнительных факторов, трудно поддающихся учету. К ним относятся неполное соответствие реальных геологичес-

ких условий геологическому разрезу, полученному при изысканиях; технологические особенности производства работ; используемая строительная техника; нарушение технологических правил и многое другое.

Неблагоприятное влияние каждого из этих факторов или их сочетания может привести в дальнейшем к аварийным повреждениям конструкций строящегося или окружающих зданий.

Выявить развитие неблагоприятных тенденций при производстве геотехнических работ, возведении надземной части сооружения и в первый период его эксплуатации позволяют регулярные инструментальные наблюдения и оперативное управление ходом работ – *геотехнический мониторинг*. Результаты геомониторинга в ряде случаев позволяют обеспечить повышение достоверности расчетов оснований и массивов грунтов.

Целью *геомониторинга* является обеспечение высокого качества строительства и сохранности зданий и сооружений окружающей застройки.

Задача *геомониторинга* – регулярное отслеживание поведения основания строящегося сооружения и его конструкций, окружающих его зданий, а также принятие мер по обеспечению безопасного строительства и корректировки конструктивно-технологических решений.

В зависимости от грунтовых и гидрогеологических условий площадки, массы и сложности возводимого сооружения, состояния конструкций окружающих зданий, применяемой технологии производства геотехнических работ определяется зона действия геомониторинга и намечается программа его проведения.

*Программа мониторинга* включает в себя методику, периодичность и сроки наблюдений, формы представления материалов мониторинга и возможные действия при возникновении неблагоприятных строительных ситуаций.

В состав геотехнического мониторинга в зависимости от инженерно-геологических условий площадки, размеров (массы) возводимых сооружений, наличия природных и техногенных гео-

динамических процессов в толще грунтов, специфических требований, вытекающих из особенностей проектируемых зданий и сооружений, включаются следующие виды измерений:

1) высотных отметок частей зданий и сооружений, позволяющих судить о величинах осадок оснований, кренов, прогибов, перекосов строительных конструкций;

2) оседания поверхности массивов грунтов в результате приложения нагрузки (подъем территории насыпным или намытым грунтом), просадки грунтов, вибрационных нагрузок от транспорта и строительных механизмов;

3) изменения напряженного состояния в массиве грунтов и конструкциях зданий и сооружений;

4) горизонтальных перемещений массивов грунтов, ограниченных склонами или откосами;

5) оседания и сдвигов поверхности массивов грунтов, подверженных подработке (строительство тоннелей, добыча полезных ископаемых «закрытым способом»);

6) уровня и степени минерализации подземных вод и состава веществ, растворенных в подземных водах;

7) оседания поверхности массивов горных пород, подвергающихся воздействию карстовых процессов, химической и механической суффозии дисперсных пород;

8) параметров колебаний сооружений при работе механизмов для погружения шпунтов, свай, рыхления мерзлых и скальных грунтов;

9) просадок, обусловленных оттаиванием массивов мерзлых пород.

Геотехнический мониторинг используется при внедрении новых технологических процессов, машин и механизмов, применяемых при устройстве оснований, апробации новых конструктивных схем зданий и сооружений. Он стал обязательным элементом организации и осуществления строительства при уплотнении городской застройки, являясь эффективным средством обеспечения экологической безопасности среды обитания, которая подвергается

воздействию ряда производств, связанных с химической, нефтехимической, атомной промышленностью, свалками бытовых и технологических отходов, сточных вод, попадающих в геологическую среду.

Таким образом, в практике современного строительства и эксплуатации застроенных территорий геотехнический мониторинг позволяет разрешать частные и общие задачи прикладной механики грунтов, непосредственно связанные с фундаментостроением. При этом существуют многочисленные строительные ситуации, которые требуют обязательного осуществления геотехнического мониторинга.

## 15.2. Организация и проведение геотехнического мониторинга

При строительстве уникальных и ответственных сооружений, таких как плотины, дамбы, гидро-, тепло- и атомные электростанции, сооружения башенного типа и др., относящихся к I и II классу ответственности, оборудование их оснований и конструкций *контрольно-измерительной аппаратурой* (КИА) является необходимым и обязательным мероприятием (Бугров А.К., 1999). В этих случаях используется контрольно-измерительная аппаратура механического и дистанционного типа.

К *первому типу* аппаратуры относятся деформационные марки и реперы для измерения осадок оснований и грунтовых сооружений, позволяющие измерять вертикальные и горизонтальные перемещения сооружений, поверхности основания около них, по слойные перемещения грунтов. Для измерения положения криевой депрессии в теле земляных сооружений и толще оснований используются механические пьезометры.

Ко *второму типу* относится контрольно-измерительная электроаппаратура, состоящая из набора датчиков, соединительных и регистрационных устройств. В основании или на конструкциях сооружения размещаются датчики для измерения параметров контролируемых величин. К ним относятся датчики, динамометры

и датчики для измерения напряжений в грунте и элементах конструкций, датчики порового давления в грунте, сейсмодатчики, тензометрические деформометры для измерения линейных деформаций, инклинометры для измерения осадок и горизонтальных перемещений грунтов и конструкций.

Следует отметить, что деформации в грунте, как правило, представляют собой вторичное явление и развиваются далеко не сразу после приложения нагрузок. Поэтому в ряде случаев их измерения (в том числе измерение давления в поровой воде) позволяют принимать решения до того, как сооружение и его основание получили значительные перемещения (осадки, сдвиги, крены и т. п.).

В промышленном и гражданском строительстве наиболее широко проводятся наблюдения за развитием осадки зданий и сооружений, поверхности массивов грунтов, слежением за возникновением повреждений (трещин) в конструкциях, вызванных неравномерным развитием деформаций оснований, и т. п.

Основой мониторинга в указанных случаях служит наблюдательная сеть. Она включает опорные (неподвижные) реперы, а также деформационные марки, которые устанавливают на объектах строительства и в грунте (у поверхности массива или на разных глубинах).

При долговременных наблюдениях опорные реперы устраивают в буровых скважинах, которые пробуривают до коренных (плотных) грунтов и снабжают реперной трубой со сферической головкой. Грунтовые марки устраивают в шурфах, которые должны быть откопаны глубже уровня сезонного промерзания грунта. На дне шурфа устраивают железобетонную подушку (якорь), в которую заделывают реперную трубу (рис. 15.1).

Организация мониторинга выполняется по специальному проекту, проведение его осуществляется по программе. В проекте в зависимости от преследуемых задач определяются сеть деформационных марок, положение опорных реперов, в программе – периодичность наблюдений, форма представления результатов.

При проведении наблюдений за развитием осадки используют высокоточное оптическое нивелирование или системы гидрав-

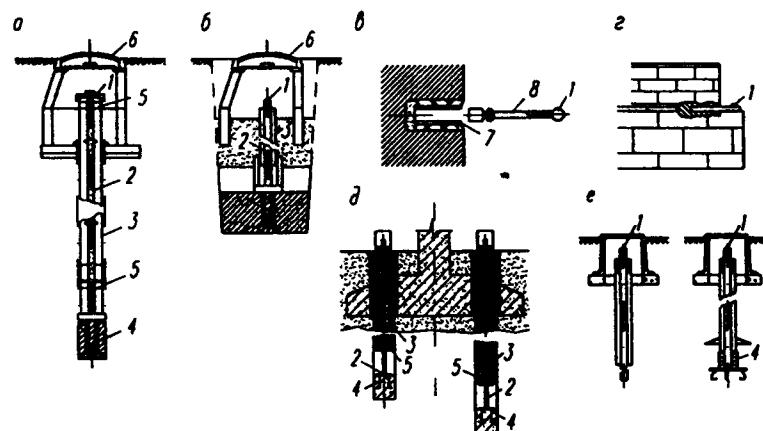


Рис. 15.1. Схемы реперов и деформационных марок для мониторинга на площадках и объектах строительства: *а* – глубинный репер; *б* – грунтовый репер; *в* – скрытая деформационная марка; *г* – открытая марка; *д* – поверхностная марка; *е* – глубинная грунтовая марка; 1 – головка марки; 2, 3 – реперная и защитные трубы; 4 – «якорь»; 5 – сальник; 6 – люк; 7 – резьбовая втулка в стене; 8 – винтовая съемная марка

лических нивелиров. Исходя из потребной точности измерений осадки (обычно  $\pm 1$  мм) наблюдения проводят по первому или второму классу, используя высокоточные приборы – самоустанавливающиеся прецизионные нивелиры и рейки со штриховой инварной полосой.

По результатам оптического нивелирования в каждом цикле измерений устанавливают абсолютную отметку деформационных марок, разность отметок марок между циклами, которая позволяет получить величину осадки; полную осадку каждой деформационной марки нарастающим итогом.

При обработке полученных данных устанавливают следующие характеристики:  $s$  – осадку отдельных точек;  $s_{\max}$  и  $s_{\min}$  – максимальную и минимальную осадки объекта (соответственно);  $s_{\text{med}} = \sum s / n$  ( $n$  – число марок в сети) – среднюю осадку сооружения;  $\Delta s_{\max} = s_{\max} - s_{\min}$  – максимальную абсолютную величину разности осадки;  $\chi = (s_{\max} - s_{\min}) / s_{\text{med}}$  – максимальную относительную

разность осадки;  $f = (s_n - s_{n+1}) / L$  – крен участка стены или сооружения в целом, где  $n$  и  $n+1$  – марки с соответствующими номерами (на участке развития крена);  $L$  – расстояние между точками  $n$  и  $n+1$ ;  $r = (s_m - s_{m+1}) / L$  – перекос участка стены (здания) между точками  $m$  и  $m+1$ ;  $L$  – расстояние между этими точками.

Для решения практических задач результаты наблюдений представляют в форме:

графиков развития осадки во времени, на которых показывают величины  $s_{med}$ ,  $s_{max}$ ,  $s_{min}$ ,  $\Delta s_{max}$ ,  $f$ ,  $r$ ;

эпюры осадки отдельных стен, рядов колонн, сооружения в целом.

Результаты наблюдений за развитием осадки позволяют:

а) принимать оперативное решение, которое направлено на предотвращение опасного развития осадки зданий (изменение технологии и организации строительства, изменение типа фундаментов, устройство усиления поврежденных конструкций, своевременное расселение аварийных жилых зданий и т. п.);

б) вносить коррективы в характеристики механических свойств грунтов, определенные при выполнении инженерно-геологических изысканий;

в) вносить коррективы в расчетные схемы оснований (например, назначение реальных размеров активной зоны);

г) получать параметры, позволяющие прогнозировать развитие осадки во времени, устанавливать время стабилизации осадки;

д) устанавливать предельно допустимые величины осадки зданий определенных типов;

е) уточнять влияние геодинамических процессов на развитие осадки оснований и повреждение конструкций зданий.

Таким образом, инструментальные наблюдения за развитием осадки позволяют обоснованно решать практические и теоретические вопросы, совершенствовать методы исследований свойств грунтов, расчета и проектирования фундаментов, технологию и организацию геотехнических работ.

### 15.3. Примеры использования геотехнического мониторинга

Геотехнический мониторинг сыграл большую историческую роль в развитии теории и практики механики грунтов и фундамостроения. Благодаря натурным наблюдениям была доказана возможность использования теории упругости в расчетах оснований и фундаментов, уточнены методы расчета осадок и доказана их применимость на практике, уточнены методы определения характеристик механических свойств грунтов, проверены новые типы фундаментов и технологии их реализации и др.

Так, в 1934 г. проф. Н.А. Цытовичем был разработан метод эквивалентного слоя расчета осадок оснований зданий и сооружений. Для проверки правильности основных предпосылок в Ленинграде были организованы натурные наблюдения за осадкой нескольких однотипных зданий – четырехэтажных школ, которые в конце 30-х годов XX в. были построены в нескольких районах города на песчаных и глинистых грунтах. Одновременно были выполнены детальные инженерно-геологические изыскания, компрессионные испытания образцов грунтов, расчеты осадок фундаментов продольных несущих стен зданий разными методами. Полученные результаты приведены в табл. 15.1.

*Таблица 15.1  
Результаты расчетов и наблюдений за развитием осадки четырех однотипных зданий – средних школ в Ленинграде в период 1939–1957 гг.  
(по Н.А. Цытовичу, А.Т. Иовчуку, С.Н. Сотникову)*

№ объекта	Осадка, см, расчетная по методу		Осадка, см. расчетная по измерениям в период		Конеч- ная осад- ка, см, (прог- ноз) $s_c$	Коэффици- ент досто- верности $m = s_c / s_p$		Вид грунтов основания
	Цыто- вича, $s_{p,1}$	Суммиро- вания, $s_{p,2}$	1939– 1940 гг.	1939– 1965 гг.		$s_c$	$s_c / s_{p,1}$	
1	31,3	18,5	14,6	28,3	33,0	1,06	0,56	Глинистые
2	37,3	25,4	16,8	29,0	32,0	0,86	1,3	Глинистые
3	2,1	1,4	1,1	1,6	2,0	0,95	1,4	Песчаные
4	2,4	1,9	1,5	1,6	2,1	0,87	1,1	Песчаные

Специалисты ЛИСИ вернулись к указанным объектам в 50-е годы и дополнили данные Н.А. Цытовича. Наблюдения показали, что метод эквивалентного слоя дает удовлетворительную сходимость для фундаментов площадью до 50 м<sup>2</sup>.

В эти же годы возникли проблемы, связанные с переходом на сборные железобетонные фундаменты и строительством пятиэтажных крупнопанельных домов в районах Ленинграда, в которых широко распространены слабые грунты – торф, ленточные глины и т. п.

Б.И. Далматовым, А.Т. Иовчуком (ЛИСИ) и другими специалистами были выполнены наблюдения за осадками крупнопанельных домов на сборных фундаментах мелкого заложения. Эти наблюдения показали, что крупнопанельные дома с продольными несущими стенами при средней осадке от 20...30 см не получают опасных деформаций, а сборные ленточные фундаменты достаточно надежны, если они дополнены железобетонными поясами жесткости.

В начале 60-х годов массовое жилищное строительство в Ленинграде развивалось в периферийных районах городской территории, многие из которых обладали весьма неблагоприятными инженерно-геологическими условиями: имели низкие отметки, были подняты свалкой и намытым грунтом, суммарная величина толщи слабых грунтов превышала 30 м. Для застройки одного из таких районов северо-западной части Васильевского острова были специально спроектированы 9–12-этажные жилые крупнопанельные дома серии БС. Ожидая большие осадки, проектировщики института ЛенНИИпроект в проектах применили замену верхней толщи насыпного и намывного грунта песчаной подушкой, а также монолитные балки-стенки в подземном этаже, повышающие продольную жесткость зданий.

В этом строительном районе была организована опытная площадка, оборудованная сетью деформационных марок, позволивших выполнить в течение 15 лет наблюдения за осадкой поверхности территории, домов разной этажности, глубинных марок под зданиями и на удалении от них. Некоторые данные приведены на рис. 15.1, 15.2, 15.3, 15.4, 15.5.

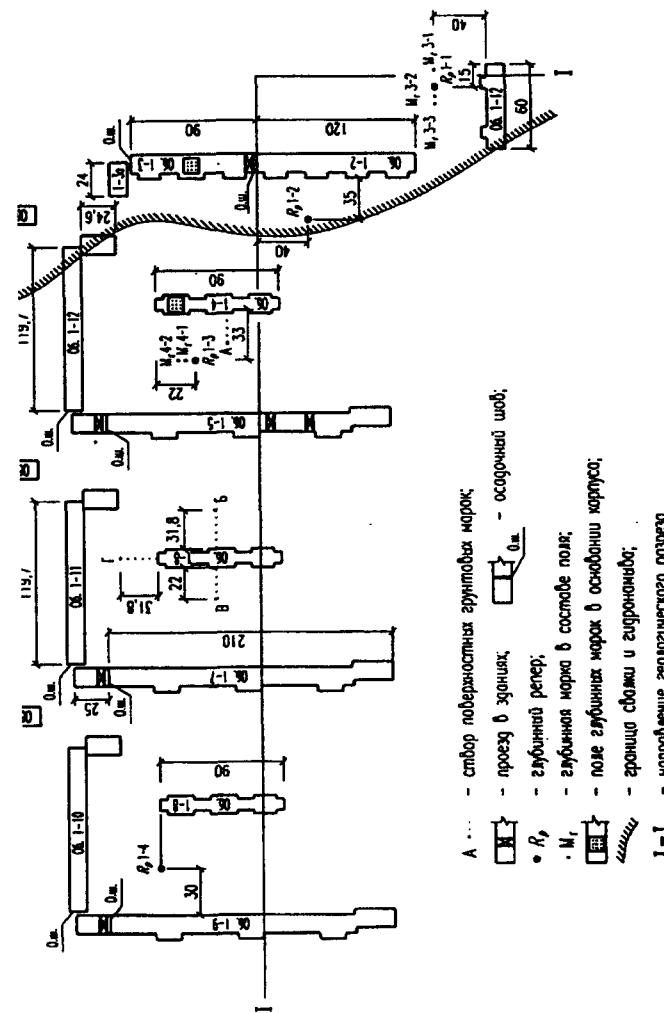


Рис. 15.2. План опытной площадки на Васильевском острове в Санкт-Петербурге; начало освоения территории – 1966 г., окончание – 1993 г. Этажность зданий указана на рис. 15.3

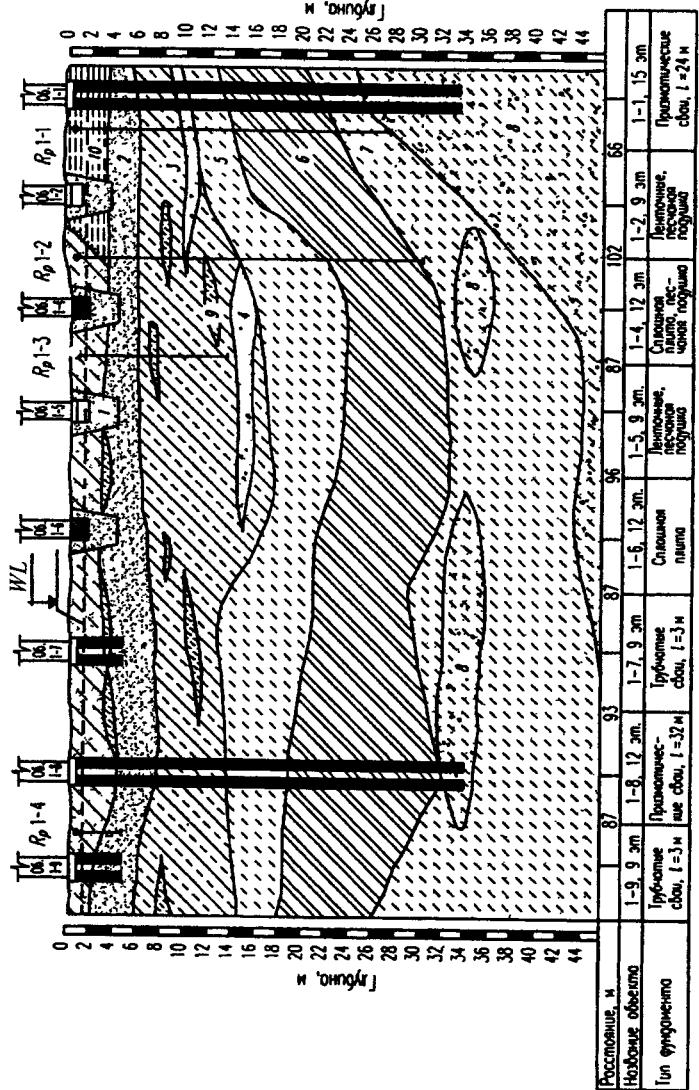
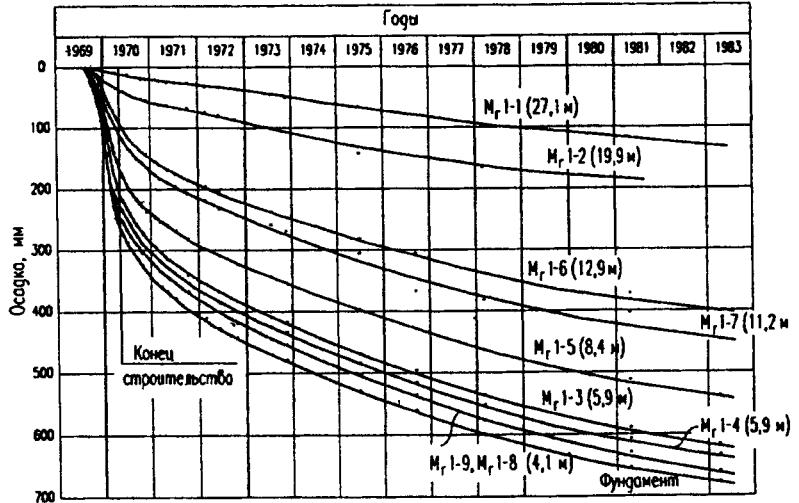
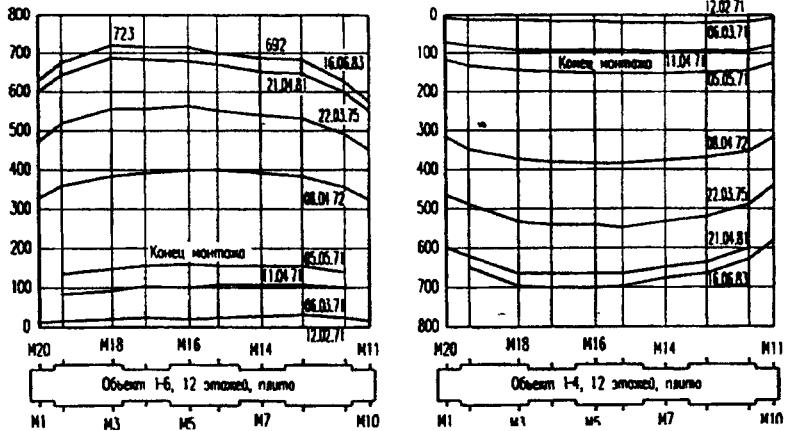


Рис. 15.3 Геологический разрез опытной площадки по направлению I-I (см. рис. 15.2): 1 – песок пылеватый морской; 2 – песчаная подушка; 3 – супеси с растительными остатками; 4 – супеси галькой и галькой; 5 – сульфатные, песчаные, песчано-глинистые, глинистые, глинистые подушки; 6 – глины ленточные; 7 – глины намывные; 8 – супеси моренные твердые; 9 – линзы торфа; 10 – городской мусор



Отметим некоторые из полученных результатов, имевшие большое практическое значение:

1. Осадки 9-этажных домов достигли 60...70 см, 12-этажных 90...100 см. Таких больших осадок до сих пор нигде не фиксировали.

2. Расчетная средняя осадка фундаментов домов, определенная при проектировании по методу суммирования, составила для 9-этажных домов 15 см, 12-этажных – 22 см, т. е. осадка была в 3 раза меньше фактической.

3. Ошибки в расчетах были вызваны тем, что активная зона основания по СНиП была назначена ошибочно. Фактически она была в три раза больше и достигала 30 м.

4. На развитие осадки оказало влияние давление от массы слоя намытого грунта.

Эти результаты показали, что строительство на такой территории и в аналогичных по инженерно-геологическим условиям районах города 9-этажных и более высоких домов на фундаментах мелкого заложения недопустимо. Этот вывод дал мощный импульс для развития свайных технологий. В 70-е годы стали использовать стыкованные забивные призматические сваи длиной до 32 м, позднее появились машины, позволяющие изготавливать буровые сваи различных длины и диаметра.

Довольно часто мониторинг организуют в тех случаях, когда здания получают недопустимые деформации из-за неравномерных осадок. Так, в 1959 г. в Ленинграде было закончено строительство 10-этажного здания гостиницы «Россия» с четырьмя 2-этажными пристройками (см. рис. 12.2).

Деформационные марки были установлены по всему периметру основного здания и пристроек, одновременно была выполнена высотная съемка. Результаты наблюдений показали, что поперечные стены пристроек получили крен до 0,05 в сторону высокой части здания за счет разности осадки, достигшей 35 см. Осадка развивалась в течение последующих 20 лет, достигнув (у высокого здания) 50 см. Этот случай потребовал детально решить вопрос о конструировании легких пристроек и их примыканий к высотным сооружениям.

Пример проведения мониторинга на промышленном объекте – наблюдения за опытным цилиндрическим резервуаром для хранения жидких нефтепродуктов объемом 20 тыс. м<sup>3</sup>, возведившимся на одной из нефтепромысловых площадок в Западной Сибири (Мангушев Р.А., Сотников С.Н., 1981). Характерной особенностью данной строительной площадки было наличие в основании большой толщи слабых водонасыщенных грунтов – заторфованных супесей и суглинков, залегающих до глубины 20 м и более.

Целью эксперимента являлось измерение напряжений и деформаций основания резервуара при его заполнении и опорожнении.

Оборудование опытного резервуара включало (рис. 15.6):

три связки термопар 1 для измерения послойного распределения температуры грунта в зимний период;

специально разработанные в ЛИСИ тензодатчики 2 для измерения контактных напряжений под днищем резервуара;

деформационные марки 3, установленные на стенах резервуара;

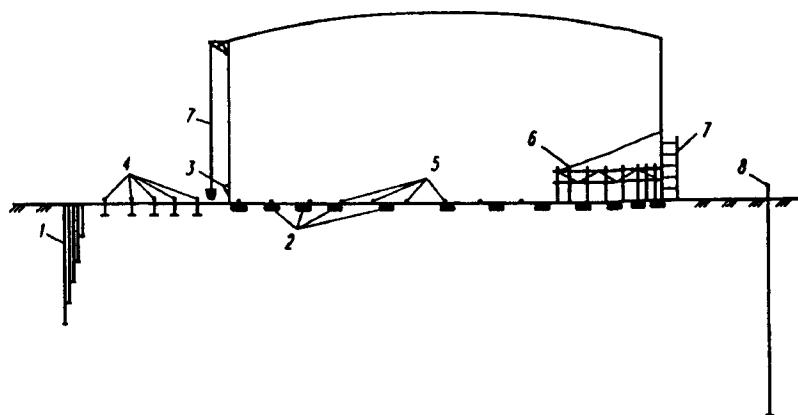


Рис. 15.6. Схема оборудования опытного резервуара измерительной аппаратурой и системами: 1 – термопары; 2 – тензодатчики; 3 – деформационные марки; 4 – поверхностные грунтовые марки; 5 – нивелировочные марки на днище резервуара; 6 – устройство для измерения деформаций днища; 7 – прогибомеры и отвесы. 8 – глубинные реперы

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Курс «Основания и фундаменты», входящий в комплекс дисциплины «Геотехника», наиболее приближен к строительной практике и в настоящее время является динамично развивающейся дисциплиной. Его изучение невозможно без фундаментальных знаний по инженерной геологии и механике грунтов – обязательных составляющих «Геотехники». Надежные изыскания по выявлению напластования основания площадки строительства, достоверные данные по характеристикам грунтов, правильно выбранные модели и верно используемые методы расчета являются необходимым, но недостаточным условием для устройства рациональных оснований и фундаментов.

Настоящий курс «Основания и фундаменты» дает студентам строительных специальностей основы проектирования, конструирования и технологии устройства основных видов фундаментов и искусственных оснований. Однако ограниченный объем учебника не позволяет отразить все многообразие разработанных и используемых типов фундаментов и методов их возведения, особенно в региональных грунтовых условиях.

Проектирование оснований и фундаментов на основе современной механики грунтов, как справедливо отмечает проф. С.Б. Ухов, развивается в двух основных направлениях. Первое – совершенствование методов расчетов, основанных на использовании простейших моделей грунтов, второе – разработка нелинейных моделей, более полно учитывающих работу грунтов под действием нагрузок. Второе направление получило дополнительный импульс в связи с развитием вычислительной техники и методов прикладной математики.

Вместе с тем в большинстве случаев расчета стандартных подземных конструкций вполне достаточно бывает применения относительно простых моделей и схем расчета. При этом выбор метода расчета во многом определяется знаниями и опытом проектировщика.

Это касается выбора типа основания и вида фундамента. За последние 30 лет в отечественной строительной индустрии разработано и внедрено в практику большое количество новых типов и конструкций фундаментов, что особенно отчетливо проявилось в свайном фундаментостроении, в первую очередь при изготовлении свай в грунте.

В сложных геологических условиях под одно и то же сооружение могут быть запроектированы различные типы фундаментов, обеспечивающих его надежную эксплуатацию. Выбор оптимального из них может быть произведен только на основе много-вариантного проектирования реально возможных фундаментов с оценкой стоимости каждого из вариантов. С внедрением в проектную практику быстродействующих ЭВМ такая задача становится по силам многим проектным организациям. Это сравнительно новое направление проектирования оснований и фундаментов начинает играть все большую роль в условиях рыночной экономики, и требуется его дальнейшее развитие.

Все большее значение в современных условиях приобретают вопросы технологии и механизации работ в фундаментостроении. За последние 10 лет в этой области появились новые технологии, связанные с устройством буронабивных и буроинъекционных свай, гидроизоляции, реконструкцией и усилением фундаментов и др. У строительных организаций стали появляться современное оборудование и приспособления для производства работ нулевого цикла. К сожалению, в основном это зарубежные станки и механизмы устаревшие как морально, так и физически.

До сих пор слабо внедряются в практику строительства новые технологические методы по искусственно улучшению оснований. Отечественная промышленность почти не занимается изготовлением искусственных геодрен и оборудования для их погружения, отсутствует оборудование по изготовлению георешеток для армирования грунтов, современных рулонных и инъекционных гидроизоляционных материалов. Эти ниши могли бы вполне успешно заполнить небольшие производственные ком-

пании, возглавляемые прогрессивно мыслящими инженерами и предпринимателями.

Современные наука и практика фундаментостроения находятся в постоянном развитии и требуют от студентов, изучающих предмет «Основания и фундаменты», не только твердых и всеобъемлющих знаний по предмету, но и творческого отношения к этой важной дисциплине, без знания которой невозможно формирование современного инженера.

## РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

### Основная

*Далматов Б.И.* Механика грунтов, основания и фундаменты. Л.: Стройиздат, 1988.

*Далматов Б.И и др.* Механика грунтов. Основы геотехники. Ч. I. М.; СПб., 2000.

*Иванов П.Л.* Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов. М., 1991.

*Ухов С.Б. и др.* Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Изд-во АСВ, 1994.

*Цытович Н.А.* Механика грунтов (краткий курс). М.: Высшая школа, 1973.

*Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений:* Учеб. пособие / Под ред. Б.И. Далматова. М.: АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 1999, 2001.

*Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01–83\*).* М.: Стройиздат, 1986.

*Основания, фундаменты и подземные сооружения:* Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана. М.: Стройиздат, 1985.

*СНиП 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений.* М. : Стройиздат, 1985.

*СНиП 2.02.03–85. Свайные фундаменты.* М.: Стройиздат, 1986.

### Дополнительная

#### К главе 2

*Фадеев А.Б., Сахаров И.И., Репина П.И.* Численное моделирование процессов промерзания и пучения в системе «фундамент – основание» // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1994. № 5. С. 6–9.

*Фадеев А.Б., Сахаров И.И., Репина П.И.* Численное моделирование процессов промерзания и пучения грунта околосвайного пространства // Тр. IV Междунар. конф. по проблемам свайн. фундаментостроения. Ч. II. Пермь, 1994. С. 24–25.

*Федоров В.И.* Активная защита сооружений и фундаментов в обводняющихся пучиноопасных грунтах. Владивосток, 1995.

#### К главе 3

*Бугров А.К.* Фундаменты основных зданий и сооружений атомных и тепловых электростанций: Учеб. пособие / ЛГТУ. Л., 1991.

*Горбунов-Посадов М.И. и др.* Расчет конструкций на упругом основании. М., 1984.

*Розин Л.А.* Расчет гидротехнических сооружений на ЭВЦМ. Метод конечных элементов. Л., 1971.

*Симбулиди И.А.* Расчет инженерных конструкций на упругом основании. М.: Высш. шк.. 1973.

*Синицын А.П.* Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости. М.: Стройиздат, 1974.

*Ухов С.Б.* Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов. МИСИ. М., 1973.

*Фадеев А.Б.* Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987.  
*Справочник строителя* / Г.М. Бадын, В.В. Стебаков. М.: Изд-во АСВ, 1996.

#### К главе 4

*Березанцев В.Г.* Расчет оснований сооружений. Л.: Стройиздат, 1970.

*Васильев Б.Д.* Основания и фундаменты. Л.; М.: Госстройиздат, 1955.

*Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И.* Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Транспорт, 1981.

*Сорочан Е.А.* Фундаменты промышленных зданий. М.: Стройиздат, 1986.

*Маслов Н.Н.* Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977.

*Флорин В.А.* Основы механики грунтов. Л.; М.: Стройиздат, 1961. Т. II.

#### К главе 5

*Бронин В.Н.* Обследование фундаментов Ростральных колонн Санкт-Петербурга и анализ деформаций их оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1999. № 4. С.16–19.

*Бронин В.Н., Далматов Б.И., Федоров В.Г.* Расчет осадок свайных фундаментов во времени / ЛатНИИНТИ. Рига, 1982.

*Рекомендации по рациональной области применения в строительстве свай различных видов.* М.: Стройиздат, 1982.

*Рекомендации по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий.* М.: Стройиздат, 1974.

*СНиП 2.03.01–84.* Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1985.

*TCH 50-302-96.* Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и на территориях, административно подчиненных Санкт-Петербургу. СПб., 1997.

#### К главе 6

*Иванов П.Л.* Уплотнение несвязанных грунтов взрывами. Л.: Стройиздат, 1967.

*Жинкин Г.Н., Калганов В.Ф.* Закрепление слабых грунтов в условиях Ленинграда. Л.: Изд-во лит. по стр-ву, 1967.

*Камбефор А.* Инъекция грунтов. М.: Энергия, 1971.

*Коновалов П.А.* Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М.: Стройиздат, 1988.

*Сахаров И.И.* Некоторые особенности регулирования осадок линейных сооружений, возводимых на слабых основаниях, обладающих ползучестью / Мех. грунт., осн. и фунд-ты: Сб. науч. тр. Л.: 1976. № 112. С. 52–59.

*Сахаров И.И., Аббуд М.* Гидроразрывной метод закрепления оснований эксплуатируемых зданий и сооружений / Геотехника: наука и практика: Сб. науч. тр. Междунар. конф., посвящ. памяти Б.И. Далматова / СПбГАСУ. СПб., 2000. С. 72–76.

*Юранов А.П.* Термическое упрочнение грунтов в строительстве. М.: Стройиздат, 1990.

*Применение метода конечных элементов при выполнении курсовых работ по строительным дисциплинам: Уч. пособие / Фадеев А.Б. и др. / СПбГАСУ: СПб., 1997.*

*Основания и фундаменты: Справочник / Под. ред. Г.И. Швецова. М.: Высш. шк., 1991.*

#### К главе 8

*Бадын Г.М. и др.* Технология строительного производства: Учебник для студентов вузов по специальности ПГС. Л.: Стройиздат, 1987.

*Габдрахманов Ф.Г.* Исследование напряженно-деформированного состояния грунтов при откопке котлованов: Дис. ... канд. техн. наук / ЛИСИ. Л., 1981.

*Драновский А.Н., Фадеев А.Б.* Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве / КГУ. Казань, 1993.

*Силин К.С., Глотов Н.М., Завриев К.С.* Проектирование фундаментов глубокого заложения. М.: Транспорт, 1981.

#### К главе 9

*Абелев М.Ю.* Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М., 1983.

*Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г.* Проектирование зданий и промышленных сооружений. М.: Высш. шк., 1986.

*Коновалов П.А., Кушнир С.Я.* Намывные грунты как основания сооружений. М.: Недра, 1991.

*Маркизов Л.П.* Здания на подсыпках из дренирующих материалов. Л.: Стройиздат, 1991.

*Морарескул Н.Н.* Основания и фундаменты в торфяных грунтах. Л., 1979.

*Сорочан Е.А.* Строительство сооружений на набухающих грунтах. М.: Стройиздат, 1989.

*Толмачев В.Ю., Троицкий Г.М., Хоменко В.П.* Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М., 1986.

*Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.* М.: Стройиздат 1977.

#### К главе 10

*Доставалов Б.Н., Кудрявцев В.А.* Общее мерзлотоведение. М.: Изд-во МГУ, 1967.

*Карлов В.Д.* Основания и фундаменты в районах распространения вечномерзлых грунтов: Учеб. пособие. М.: АСВ: СПб.: СПбГАСУ. 1997.

*Карлов ВД* Новые методы оценки влияния промерзания и оттаивания на изменение механических свойств сезоннопромерзающих грунтов оснований сооружений // Матер Междунар конфер «Инженерно-геологические изыскания и исследования в криолитозоне – теория, методология, практика» СПб , 2000 С 124–130

*Карлов ВД* Принципы проектирования фундаментов при использовании сооружений сезоннопромерзающих грунтов // Геотехника наука и практика Сб науч тр СПб , 2000 С 15–24

*Цытович НА* Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная) М Высшая школа, 1973

*Руководство по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах* М Стройиздат, 1979

*СНиП 2 01 01-82* Строительная климатология и геофизика М Стройиздат, 1983

*СНиП 2 02 04-88* Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах М Стройиздат, 1990

*Справочник по строительству на вечномерзлых грунтах* Л Стройиздат, 1977

#### К главе 11

*Бородачев НМ* Динамическая контактная задача для штампа с плоским круговым основанием, лежащего на упругом полупространстве // Изв АН СССР Механика и машиностроение 1964 № 2 С 67–71

*Клейн ГК, Рекач ВГ, Розенблат ГИ* Руководство к практическим занятиям по курсу строительной механики М Выш шк , 1972

*Ляхов ГМ* Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах М Недра, 1974

*Мартемьянов АИ* Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах М Стройиздат, 1985

*Мицель АГ, Шульман СГ* Динамика многофазных грунтовых сред / ВНИИГ СПб , 1999

*Савинов ОА* Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет Л Стройиздат, 1979

*Синицин АП* Метод конечных элементов в динамике сооружений М Стройиздат, 1978

*Терцаги К* Теория механики грунтов М Гос изд-во лит по стр-ву, арх и строит матер , 1961

*Швец ВБ, Лушников ВВ, Швец НС* Определение строительных свойств грунтов Киев Будивельник, 1981

*Уайт Дж Э* Возбуждение и распространение сейсмических волн М Недра, 1986

*Руководство по проектированию вибропропарации машин и оборудования* М Изд-во лит по стр-ву, 1972

*Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками* М Стройиздат, 1982

*СНиП 2 02 05-87* Фундаменты машин с динамическими нагрузками М Стройиздат, 1987

*СНиП 2 01 07-85\** Нагрузки и воздействия М Стройиздат, 1986 51 с

*СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах М Стройиздат, 1996

#### К главе 12

*Коновалов ПА* Основания и фундаменты реконструируемых зданий М Стройиздат, 1988

*Леггет Р* Города и геология М Мир, 1976

*Соколов ВК* Реконструкция жилых зданий М Стройиздат, 1986

*Улицкий ВМ, Пронев ЛК* Опыт устройства оснований и фундаментов при реконструкции в условиях слабых грунтов / ЛДНТП Л , 1990

#### К главе 13

*Сотников СН, Симагин ВГ, Вершинин ВП* Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / Под ред С Н Сотникова М Стройиздат, 1986

*Сотников СН* О дополнительных совместных деформациях зданий и оснований, возникающих при строительстве в районах плотной застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов 1984 № 4 С 17–19

#### К главе 14

*Мангушев РА* Предпроектная оценка экономичности фундаментов в различных инженерно-геологических условиях жилых кварталов новой застройки / ЛДНТП СПб , 1992

*Мангушев РА, Любимов ЕБ* Прикладные аспекты автоматизации проектирования фундаментов / СПбГАСУ СПб . 1993

*Руководство по выбору проектных решений фундаментов / НИИОСП* М , 1984

#### К главе 15

*Бугров АК* Механика деформируемого твердого тела Информационные средства для грунтовых сооружений и оснований Учеб пособие / СПбГТУ СПб , 1999

*Иванов ЮК, Коновалов ПА, Мангушев РА, Сотников СН* Основания и фундаменты резервуаров М Стройиздат, 1989

*Мангушев РА, Сотников СН* Проектирование и строительство резервуаров на слабых грунтах / ВНИИОЭНГ М 1981

*Пашкин ЕМ* Инженерно-геологическая диагностика деформаций памятников архитектуры М Выш шк , 1998

*Улицкий ВМ, Шашкин АГ* Геотехническое сопровождение реконструкции городов М Изд-во АСВ, 1999

## СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

**ДАЛМАТОВ Борис Иванович** – д-р техн. наук, профессор кафедры геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, заслуженный деятель науки и техники РСФСР, почётный член РААСН, действительный член Петровской академии наук и искусств.

*Основные направления деятельности* – строительство и реконструкция зданий и сооружений на слабых, промерзающих и вечномерзлых грунтах. Автор 260 опубликованных работ.

**БРОНИН Владимир Николаевич** – д-р техн. наук, профессор кафедры геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета.

*Основные направления деятельности* – исследование напряженного деформированного состояния оснований с учетом фактора времени, методы исследования грунтов, разработка геотехнического оборудования, инженерные изыскания, обследование и проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений. Автор 140 опубликованных работ.

**КАРЛОВ Владислав Дмитриевич** – д-р техн. наук, профессор кафедры геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета.

*Основные направления деятельности* – механика мерзлых, промерзающих и оттаивающих грунтов, фундаментостроение в условиях слабых и пучинистых грунтов. Автор более 160 опубликованных работ.

**МАНГУШЕВ Рашид Абдуллович** – д-р техн. наук, профессор кафедры геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, действительный член Петровской академии наук и искусств.

*Основные направления деятельности* – строительство зданий и сооружений на слабых грунтах и при реконструкции, автоматизированные расчеты оснований и фундаментов, новые геотехнологии. Автор более 100 опубликованных работ.

**САХАРОВ Игорь Игоревич** – д-р техн. наук, профессор кафедры геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета.

*Основные направления деятельности* – кинетика образования и таяния льда, напряженно-деформированное состояние системы «основание – фундамент» при объемных изменениях в грунтах, связанных с промерзанием, оттаиванием и инъекционным закреплением. Автор более 50 опубликованных работ.

**СОТНИКОВ Сергей Николаевич** – д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, заслуженный деятель науки РФ.

*Основные направления деятельности* – строительство фундаментов и подземных сооружений в условиях слабых грунтов, реконструкция и усиление фундаментов, технологии фундаментостроения. Автор более 150 опубликованных работ.

**УЛИЦКИЙ Владимир Михайлович** – д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой оснований и фундаментов Санкт-Петербургского государственного университета путей сообщения.

*Основные направления деятельности* – проектирование и строительство в сложных региональных условиях; реконструкция зданий и сооружений, научное и геотехническое сопровождение сложных реконструкций. Автор 160 опубликованных работ.

**ФАДЕЕВ Александр Борисович** – д-р техн. наук, профессор кафедры геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, заслуженный деятель науки РФ.

*Основные направления деятельности* – фундаментостроение в сложных условиях, подземные сооружения, численные методы в геомеханике. Автор свыше 150 опубликованных работ.