

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Кафедра геотехники и транспортных коммуникаций

**П.С. Пойта, П.В. Шведовский, А.Н. Тарасевич,
В.Н. Дедок, Г.П. Демина**

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

(курс лекций, часть II)

*Рекомендован к изданию редакционно-издательским советом
учреждения образования «Брестский государственный технический
университет» в качестве пособия для студентов дневной и заочной
форм обучения для специальностей 1-70 01 01, 1-70 02 01 и 1-70 02 02*

Брест 2011

УДК 624.131

ББК 38.58

П 47

Рецензенты:

В.Н. Деркач, зам. директора РУП «Институт БелНИИС.

Научно-технический центр», к.т.н.

Д.Н.Сливка, начальник проектного отдела ОДО НПП «Брест-Кад».

П47 П.С.Пойга, П.В.Шведовский, А.Н.Тарасевич, В.Н.Дедок, Г.П.Демина
Механика грунтов, основания и фундаменты. Курс лекций. Часть 2. –
Брест: Издательство БрГТУ, 2011. – 260 с.

ISBN 978-985-493-179-1

ISBN 978-985-493-157-1

Книга является учебным пособием по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов вузов строительных специальностей.

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

Рассмотрены также виды искусственно улучшенных оснований, особенности устройства фундаментов в региональных грунтовых условиях, фундаменты глубокого заложения и подземных частей зданий и сооружений.

Издается в 2-х частях. Часть 2.

УДК 624.131

ББК 38.58

ISBN 978-985-493-179-1

ISBN 978-985-493-157-9

© Коллектив авторов, 2011

© Издательство БрГТУ, 2011

ОГЛАВЛЕНИЕ

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	6
ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	7
1 ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ.....	18
1.1 Основные принципы проектирования	18
1.2 Основные типы сооружений по жесткости и характер их деформаций.....	18
1.3 Исходные данные, необходимые для проектирования оснований и фундаментов	19
1.4 Анализ инженерно-геологических условий, их влияние на варианты фундаментов	20
1.5 Виды деформаций зданий и сооружений	22
1.6 Причины развития неравномерных осадок сооружений	24
1.6.1 Основные слагаемые осадок фундаментов	24
1.6.2 Неравномерные осадки уплотнения S	24
1.6.3 Неравномерные осадки разуплотнения	26
1.6.4 Неравномерные осадки выпирания	26
1.6.5 Неравномерные осадки расструктуривания	27
1.6.6 Неравномерные осадки в период эксплуатации сооружений	30
1.7 Мероприятия по уменьшению деформаций оснований и их влияния на сооружения	32
2 ФУНДАМЕНТЫ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ.....	34
2.1 Типы и конструкции фундаментов	34
2.1.1 Общие положения	34
2.1.2 Типы фундаментов, материалы для их устройства	34
2.1.3 Конструкции сборных фундаментов	36
2.1.4 Конструкции монолитных фундаментов	37
2.2 Защита помещений от подземных вод и сырости.....	38
2.3 Последовательность проектирования оснований и фундаментов	43
2.4 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах	45
2.5 Расчет фундаментов мелкого заложения	46
2.5.1 Определение глубины заложения фундаментов	46
2.5.2 Определение формы и размеров подошвы фундаментов	50
2.5.3 Проверка давления на подстилающий слой слабого грунта	53
3 РАСЧЕТ ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ КАК КОНСТРУКЦИЙ НА СЖИМАЕМОМ ОСНОВАНИИ	54
3.1 Основные предпосылки расчета и предварительный подбор сечения фундамента	54
3.2 Расчет по методу местных упругих деформаций	56
3.3 Расчет по методу упругого полупространства	57
3.4 Расчет фундаментных балок и плит по теории Б.Н. Жемочкина	59
3.5 Расчет балок по теории М.И. Горбунова-Посадова	62
3.6 Расчет фундаментных балок по теории И.А. Симвулиди	64
4 СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ	65
4.1 Классификация свай и свайных фундаментов	65
4.2 Взаимодействие свай с окружающим грунтом	76
4.3 Расчет несущей способности свай при действии вертикальных нагрузок	79
4.4 Расчет несущей способности свай при действии горизонтальных нагрузок	93
4.5 Расчет и проектирование свайных фундаментов	95

5	ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЙ	103
5.1	Конструктивные методы улучшения работы грунтов оснований	103
5.2	Поврхностное уплотнение грунтов и искусственных оснований	107
5.3	Глубинное уплотнение грунтов и искусственных оснований	111
5.4	Закрепление грунтов	122
6	ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ	127
6.1	Обеспечение устойчивости стен котлована	127
6.2	Осушение котлованов	134
6.3	Подготовка оснований к устройству фундаментов	139
7	ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	143
7.1	Классификация фундаментов глубокого заложения	143
7.2	Особенности работы оснований фундаментов глубокого заложения, предельные состояния	144
7.3	Расчет оснований и фундаментов глубокого заложения по предельным состояниям	146
7.4	Расчет заделки фундамента в грунте	152
7.5	Опускные колодцы	153
7.6	Кессоны	162
7.7	Тонкостенные оболочки и буровые опоры	165
8	ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ	172
8.1	Общие положения	172
8.2	Использование слабых грунтов в качестве оснований сооружений	172
8.3	Фундаменты на просадочных грунтах	174
8.3.1	<i>Характеристики просадочных свойств</i>	175
8.3.2	<i>Расчет просадочных деформаций</i>	176
8.3.3	<i>Принципы строительства на просадочных грунтах</i>	178
8.3.4	<i>Конструктивные мероприятия при строительстве на просадочных грунтах</i>	179
8.3.5	<i>Способы устранения просадочных свойств грунтов</i>	180
8.4	Фундаменты на набухающих грунтах	181
8.4.1	<i>Водозащитные мероприятия</i>	183
8.4.2	<i>Улучшение свойств оснований</i>	183
8.5	Фундаменты на слабых глинистых водонасыщенных и заторфованных грунтах	184
8.6	Фундаменты на насыпных и намывных грунтах	189
8.6.1	<i>Особенности строительства на насыпных грунтах</i>	189
8.6.2	<i>Свойства намывных грунтов и особенности расчёта намывных оснований</i>	192
8.7	Фундаменты в районах распространения вечномёрзлых грунтов	201
8.7.1	<i>Механические свойства мерзлых грунтов</i>	202
8.7.2	<i>Принципы использования вечномёрзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений</i>	203
8.7.3	<i>Мероприятия по сохранению вечномёрзлого состояния грунтов при строительстве по принципу I</i>	204
8.7.4	<i>Конструкции и методы устройства фундаментов, возводимых по принципу I.</i>	207

9 СТРОИТЕЛЬСТВО НА СКАЛЬНЫХ, ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ, ЗАКАРСТОВАННЫХ И ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ	208
9.1 Основные свойства скальных грунтов и особенности строительства на них.....	208
9.2 Основные свойства элювиальных грунтов и особенности строительства на них.....	210
9.3 Особенности строительства на закарстованных территориях	215
9.4 Особенности строительства на подрабатываемых территориях.....	218
10 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ.....	222
10.1 Фундаменты под машины периодического и ударного действия.....	222
10.2 Фундаменты в сейсмических районах	225
11 РЕКОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ.....	231
11.1 Причины, вызывающие необходимость реконструкции фундаментов и усиление оснований.....	231
11.2 Основные методы усиления оснований.....	232
11.3 Традиционные способы усиления фундаментов	235
11.4 Современные способы усиления фундаментов	239
11.5 Особенности реконструкции фундаментов при воздействии сил морозного пучения	246
11.6 Обследование оснований и фундаментов.....	248
11.7 Проектирование фундаментов вблизи существующих зданий.....	250
11.8 Особенности проектирования усиления и реконструкции фундаментов и оснований.....	255
РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА	259

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

СНБ 5.01.01-99 Основания и фундаменты зданий и сооружений.

Ш-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов из забивных пирамидальных свай.

П2-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов.

П3-2000 к СНБ 5.01.01-99 Автоматизированные системы проектирования оптимальных размеров подошв фундаментов мелкого заложения на уплотненном основании.

П4-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование забивных свай.

П5-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом.

П6-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство техногенных геомассивов из песчано-гравийных и щебёночных свай.

П7-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов машин с динамическими нагрузками.

П8-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство защиты подземных сооружений от грунтовых вод.

П9-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование оснований и фундаментов в лучинистых при промерзании грунтах.

П10-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований и сооружений из армированного грунта.

П11-01 к СНБ 5.01.01-99 Геотехнические реконструкции оснований и фундаментов зданий и сооружений.

П12-2000 к СНБ 5.01.01-99 Контроль степени уплотнения грунтов при возведении земляных сооружений.

П13-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буронабивных свай.

П14-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство свайных и траншейных стен.

П15-01 к СНБ 5.01.01-99 Автоматизированное проектирование оснований и фундаментов с учетом изменения физико-механических характеристик грунтов в процессе возведения зданий и сооружений.

П16-03 к СНБ 5.01.01-99 Земляные сооружения. Основания фундаментов. Производство работ.

П17-02 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство подпорных стен и креплений котлованов.

П18-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай.

П19-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием.

П1-97 к СНиП 2.02.01-83 Проектирование и уплотнение грунтов оснований зданий и сооружений тяжелыми трамбовками.

П2-97 к СНиП 2.02.01-83 Проектирование и устройство оснований и фундаментов на пойменно-намывных территориях.

РСН 69-89 / Госстрой БССР Проектирование свайных опор под трубопроводы тепловых сетей.

СТБ 1648-2006. Строительство. Основания и фундаменты. Термины и оп-ределения.

СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

1. ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ И ЗЕМЛЯНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Активная зона основания: часть основания, воспринимающая дополнительные напряжения и вызванные ими деформации и перемещения относительно неподвижного грунта.

Активное давление: минимальное давление, возникающее при смещении подпорной стены от грунта.

Армирование грунта: способ улучшения свойств грунта посредством внедрения в него элементов, способных воспринимать растягивающие или повышенные скалывающие напряжения.

Армированный грунт: составной материал, включающий в себя чередующиеся слои грунта и армирующих элементов.

Армированный массив грунта: естественный грунтовый массив, усиленный армирующими элементами.

Армирующий элемент: составная часть армированного грунта, обеспечивающего восприятие повышенных сжимающих и растягивающих напряжений.

Вибрационное уплотнение: уплотнение грунтов совместно вибрационным и статическим воздействием за счет принудительной вибрации грунтоуплотняющих машин и механизмов укатывания оснований.

Демпфирующий слой: упругий сжимаемый слой.

Деформация основания: изменение объема или размеров массива грунта под воздействием внешних сил или влияния физических факторов.

Динамическое уплотнение: уплотнение грунтов путем свободного сбрасывания и удара по поверхности грунта груза с плоским концом (тяжелой трамбовки) или путем укатывания катками на пневматическом ходу.

Закрепление грунтов: искусственное увеличение прочности грунтов с применением химических, электрических, термических и других методов (за исключением механического).

Замораживание грунтов: вид термического закрепления грунта за счет смерзания при отрицательных температурах.

Земляное сооружение: сооружение, выполненное из естественного или искусственного грунта.

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ): основная грунтовая единица при инженерно-геологической схематизации грунтового объекта. За ИГЭ принимают некоторый объем грунта одного и того же происхождения и вида при условии, что значения характеристик грунта изменяются в пределах элемента случайно (незакономерно), либо наблюдающаяся закономерность такова, что ею можно пренебречь. ИГЭ наделяют постоянными нормативными и расчетными значениями характеристик. Комплекс ИГЭ образует инженерно-геологическую модель объекта.

Кавальер: сооружение в виде насыпи, устроенной из выемки грунта, не используемого по тем или иным причинам.

Консолидация грунтов: процесс затухания осадок фундаментов во времени под собственным весом или весом сооружения.

Коэффициент относительного уплотнения насыпи: отношение плотности сухого грунта в насыпи к плотности сухого грунта в резерве (карьере).

Крепление котлована: конструктивный элемент: анкерный, упорный или подпиральный, предназначенный для обеспечения устойчивости вертикальных или наклонных откосов у грунтовых насыпей или выемок.

Крутизна (угол) откоса: угол наклона откоса к горизонтальной плоскости основания.

Мелиорация техническая: искусственное регулирование и преобразование состояния и свойств грунтов оснований в заданном направлении с целью улучшения их свойств (повышения их несущей способности, уменьшения деформативности и снижения водопроницаемости).

Намывное основание: основание, толща которого полностью или частично сложена намывными грунтами.

Насыпное основание: основание, толща которого сложена насыпными грунтами природного происхождения с нарушенной структурой.

Несущая способность основания свай: состояние основания, соответствующее наибольшей нагрузке, предшествующей предельной стадии, при которой сооружение перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям или снижается его долговечность.

Образования антропогенные: твердые отходы производственной и хозяйственной деятельности человека, в результате которой произошло коренное изменение состава, структуры и текстуры природного минерального или органического сырья.

Осадка свай: перемещение свай за счет деформации основания, возникающей в результате передачи на него усилий от сооружения или изменения физического состояния грунта в период строительства или эксплуатации здания.

Оседание оттаивания: процесс, происходящий при оттаивании ранее промерзшего и распученного грунта и сопровождающийся более-менее длительной потерей прочности грунта и оседанием его поверхности.

Основание: массив грунта, находящийся в силовом взаимодействии с сооружением или с подземной его частью.

Отказ (при уплотнении грунта): предельная величина понижения поверхности уплотняемого грунта от одного удара трамбовки в конце процесса трамбования.

Отказ свай: средняя глубина погружения свай от одного удара молотом или глубина погружения от работы вибропогружателя за 1 мин, выраженные в сантиметрах.

Откос: массив грунта, ограниченный с одной стороны наклонной плоскостью (стенкой котлована и насыпи).

Подсыпки: слои песка средней крупности, гравия, щебня или их смесей с песком, которые служат для замещения слабых и техногенных грунтов под фундаментами мелкого заложения или поднятия планировочных отметок, а также в качестве дренирующих элементов для ускорения консолидации расположенных ниже водонасыщенных пылеватых песков или пластичных глинистых грунтов.

Подушки: подсыпки под всем зданием или его частью для замены оснований фундаментов из слабых или техногенных грунтов (в случае прорезки всей их толщи они классифицируются как оперты).

Природные образования, измененные в условиях естественного залегания: природные грунты, для которых средние значения показателей химического состава изменены не менее чем на 15%.

Природные перемещенные образования: природные грунты, перемещенные с мест их естественного залегания, подвергнутые частично производственной переработке в процессе их перемещения.

Пульпа (гидросмесь): механическая смесь грунта с водой, транспортируемая из карьера на намывную территорию.

Разрыхление грунта: увеличение пористости грунта при передаче на его скелет растягивающих напряжений.

Расчетный грунтовый элемент (РГЭ): основная грунтовая единица, выделяемая с учетом применяемого расчетного или экспериментального метода. За РГЭ принимают некоторый объем грунта не обязательно одного и того же происхождения и вида, в пределах которого нормативные и расчетные значения характеристик при проектировании грунтового объекта по условиям применяемого расчетного или экспериментального метода могут быть постоянными или закономерно изменяющимися по направлению (чаще всего по глубине). РГЭ может включать часть одного или несколько ИГЭ. Комплекс РГЭ образует расчетную геомеханическую модель объекта при проектировании грунтового объекта.

Реконструкция геотехническая: осуществление комплекса геотехнических конструктивных и технологических мероприятий по переустройству оснований, фундаментов, подземных и земляных сооружений и других элементов нулевого цикла, а также по перераспределению воздействия на них силовых и температурно-влажностных факторов с целью улучшения функциональных свойств объектов в процессе их службы.

Стабилизация (грунтов): процесс искусственного улучшения свойств грунтов посредством их перемешивания с целью улучшения свойств грунтов.

Уплотнение грунта: уменьшение пористости грунта путем передачи на его скелет сжимающих напряжений от источников статических или динамических воздействий (механические нагрузки, давление газов и фильтрационные силы).

Уплотнение до отказа (грунта): уплотнение грунта таким числом ударов, после которого наблюдается отказ.

Уплотненный слой (грунта): слой, в пределах которого распространяется влияние трамбований, вызывающее увеличение плотности грунта по сравнению с его природным состоянием.

Упрочнение грунта: повышение прочности (несущей способности) грунта за счет его уплотнения или закрепления, а также посредством конструктивных приемов, включая армирование, с изменением напряженно-деформированного состояния.

2. ФУНДАМЕНТЫ

Анкер с уширениями в заделке: анкер, имеющий уширения корня при механическом разбурировании, раскатке или опрессовке грунта нагнетаемой смесью.

Анкеры (в грунте): конструкции, работающие на выдергивание из грунта.

Буронабивные полые сваи с опрессовкой окружающего грунта: сваи, у которых в стволах создаются коаксиальные полости за счет погружения вибросердечников электроразрядным и взрыво-импульсным способами или посредством раздувания рукавов при нагнетании в них воздуха или воды.

Бурунабивные сваи: сваи, устраиваемые в буровых скважинах посредством бетонирования (заполнения бетоном) буровой скважины.

Бурунабивные сваи с инъекционным упрочнением грунта: сваи, устраиваемые с использованием традиционной технологии и дополнительного нагнетания цементного раствора через инъекторы в грунт по контакту со стволами и под нижние концы.

Бурупускные сваи: сваи, устраиваемые в буровых скважинах посредством замоноличивания готовых цилиндрических или призматических элементов (железобетонных длиномерных или составных секций со сплошным или кольцевым сечениями, в том числе в виде стальных труб).

Временный анкер: устройство для обеспечения связи объекта с грунтом в интервале времени до трех лет.

Высота фундамента: расстояние от подошвы до обреза фундамента.

Вытрамбовывание (выграмбовка): образование скважины без удаления грунта путем погружения в грунт скважинообразователя (трамбовки) за счет его (ее) свободного циклического сбрасывания.

Выштамповывание: образование скважины без удаления грунта путем погружения в грунт скважинообразователя (штампа) за счет его принудительной забивки.

Глубина заложения фундамента: расстояние от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента.

Жесткий материал: щебень, гравий, песчано-гравийная или жесткая бетонная смесь.

Забивная свая: элемент фундамента в виде стержня различной конфигурации поперечного и продольного сечений, погружаемый в грунт, в том числе под наклоном, и передающий нагрузку на основание своей боковой поверхностью и торцом (защемленная свая) или только торцом (свая-стойка).

Забивные сваи с инъекционным уширением: сваи, устраиваемые забивкой, задавливанием или вибропогружением, включая использование подмыва, готовые железобетонные сваи, у которых уширения под нижними концами создаются за счет дополнительного нагнетания цементного раствора через инъекторы, размещенные внутри или снаружи стволов.

Забой: нижняя отметка горной выработки (скважины или нижней отметки ложа).

Заделка (анкера): часть анкера, обеспечивающая передачу растягивающего усилия от сооружения грунтовому основанию.

Замок (анкера): устройство, обеспечивающее передачу усилия от тяги на корень анкера.

Инъекционный анкер: анкер с заделкой (корнем), полученный за счет подачи в скважину твердеющего раствора (преимущественно цементного) под избыточным давлением.

Камуфлетный анкер: анкер с уширением заделки при инъекции твердеющего раствора и взрыве заряда взрывчатых веществ.

Коэффициент надежности по грунту: отношение предельной или максимальной нагрузки к допускаемому усилию на основание фундаментов.

Межсвайный грунт: массив грунта, расположенный между сваями в кусте (группе свай и в свайном поле).

Метод «стена в грунте»: технология устройства глубоких фундаментных и подземных конструкций с несущими или противодиффузионными функциями посредством выполнения в грунте выработок (траншей, щелей или скважин) под защитой обсадных труб или тиксотропной глинистой суспензии с последующим формированием в них конструктивных элементов путем подводного бетонирования или замоноличивания сборных элементов.

Микросвая: свая длиной менее 2 м при соотношении среднего поперечного размера или диаметра к длине менее 0,1.

Набивная свая: элемент фундамента в виде стержня различной конфигурации поперечного и продольного сечений, образованный бетонированием полости в основании, которая, в свою очередь, образуется за счет принудительного вытеснения (выштамповка или вытрамбовка) или выемки (бурение или копание) грунта.

Натурная свая: обычная по материалу, конструкции и размеру свая, применяемая в строительстве.

Обрез фундамента: верхняя плоскость фундамента, на которую опираются надземные конструкции.

Оголовок: верхний конец сваи.

Отрицательная (негативная) сила трения: сила, нагружающая сваю по боковой поверхности, возникающая при превышении осадки основания или межсвайного грунта над погружением сваи вследствие набухания, морозного пучения, усадки грунта при изменении его влажности, промерзания-оттаивания, механической или химической суффозии, карстовых явлений и разработки подземных выемок.

Пассивное давление: максимальное давление, возникающее при смещении подпорной стены в сторону грунта.

Плитная часть фундамента: нижняя плоская или ступенчатая часть фундамента.

Подшва фундамента: нижняя плоскость фундамента, опирающаяся на основание.

Подпорная стенка из армированного грунта: конструкция, состоящая из насыпного грунта, армирующих элементов и облицовки.

Постоянный анкер: устройство для обеспечения длительной связи объекта с грунтом в течение срока эксплуатации сооружения.

Предельное усилие на анкер: последняя ступень передаваемой на анкер вырывающей силы, при которой наступает затухание перемещений.

Пята (сваи): нижний конец сваи.

Разглинизация: удаление глинистого раствора.

Расчетное допускаемое усилие на анкер: нагрузка, достаточная для обеспечения надежной эксплуатации анкера в сооружении и исключения его выхода из строя за счет возникновения случайных перегрузок или ухудшения свойств грунта в зоне заделки.

Расчетное проектное усилие на анкер: нагрузка на анкер, определяемая расчетом из условия обеспечения устойчивости сооружения от расчетных воздействий.

Сваи пересекающиеся: такие сваи, которые за счет проходки (при погружении или устройстве скважин) на удалении друг от друга менее размера их диаметра взаимно пересекаются и образуют в плане траншею с ломаным очертанием стенок.

Свайный куст: группа (несколько) свай под отдельный фундамент.

Свайный ростверк: несущий конструктивный элемент сооружения, передающий нагрузку от здания и сооружения на сваю или куст свай.

Свайный ростверк высокий: свайный ростверк, опирающийся только на сваи и не имеющий контакта с основанием (межсвайным грунтом).

Свайный ростверк низкий: свайный ростверк, опирающийся на сваи и имеющий контакт с основанием (межсвайным грунтом) и непосредственно передающий на него часть нагрузки от здания или сооружения.

Свая: элемент фундамента в виде стержня различной конфигурации поперечного и продольного сечений, погружаемый или устраиваемый в грунте, в т.ч. под наклоном, и передающий нагрузку на основание своей боковой поверхностью и торцом – заземленная в грунте свая или только торцом – свая-стойка.

Свая-колонна: свая, которая одновременно выполняет роль сваи и колонны.

Скважина: вертикальная, наклонная или горизонтальная горная выработка, пройденная в процессе бурения или создаваемая погружением скважинообразователя (вливанием или забивкой) и имеющая глубину существенно большую диаметра.

Стена подвала наружная: обращенная в сторону грунтовой засыпки стена подвала, воспринимающая помимо горизонтального напора грунта еще и вертикальные усилия от веса вышележащих надземных конструкций и опираемых на них и нагруженных полезной нагрузкой перекрытий над подвалом.

Стена подпорная: стена различного конструктивного исполнения, предназначенная для восприятия напора от бокового давления грунта с пригружающими его поверхность транспортными средствами или складываемыми материалами.

Стены свайные: вид фундаментов, совмещенных с грунтовой средой – подземные стены, устраиваемые в вертикальных или наклонных буровых скважинах.

Стены траншейные: подземные стены, устраиваемые в узких глубоких траншеях под защитой глинистой суспензии или без нее.

Стены траншейные и свайные: несущие фундаменты, к которым относятся стены траншейные и свайные, которые за счет своей прочности обеспечивают возможность восприятия усилий от вдавливания, выдергивания или опрокидывания и передачи их на грунты основания в виде сжимающих илидвигающих напряжений, либо их комбинации с различными соотношениями.

Технология буроньекционная: метод устройства несущих конструктивных элементов (анкерov, свай и др.) в грунте или закрепления и улучшения его свойств за счет закачки под давлением жидких твердеющих композиционных составов (растворов, суспензий) в буровые скважины или иные выработки малого поперечного сечения.

Технология струйная: разновидность метода «стена в грунте» для устройства фундаментных и подземных конструкций с несущими или противофильтрационными свойствами посредством выполнения в грунте выработок без ограничения их размеров по глубине и поперечному сечению за счет размывания грунта высоконапорной водяной струей или его вытеснения в окружающий массив с последующим замоноличиванием создаваемых выработок твердеющими композициями, в том числе при перемешивании последних с размываемым грунтом.

Фундамент: конструктивный элемент сооружения, передающий нагрузку от сооружения на основание.

Фундамент ленточный: вид плитного фундамента мелкого заложения, конструкция которого – в виде полосы (в т.ч. прерывистой) или перекрестных лент.

Фундамент массивный: вид плитного фундамента мелкого заложения, конструкция которого – в виде сплошной плиты под все сооружение или его часть, в т.ч. коробчатой или ребристой формы.

Фундамент мелкозаглубленный: фундамент, глубина заложения которого не превышает расчетную глубину промерзания грунта, а вертикальная нагрузка от сооружения передается на основание только его подошвой.

Фундамент свайный ленточный: вид свайных фундаментов с однорядным и многорядным продольным расположением свай, объединенных по верху жесткой балкой (ростверком) в виде ленты.

Фундамент рамный: сборный или сборно-монолитный фундамент, представляющий собой ряд поперечных рам, которые опираются на нижнюю плиту или ростверк и связаны поверху между собой продольными балками, либо верхней плитой, которая опирается на стойки, заделанные в нижнюю плиту, или на сваи-колонны.

Фундамент стенчатый: фундамент в виде поперечных или продольных стен, опирающихся на нижнюю плиту или на ростверк и связанных между собой поверху ригелями или плитой.

Фундамент столбчатый (отдельный): вид плитных фундаментов мелкого заложения; конструкция квадратной или прямоугольной формы с одним или несколькими уступами по высоте при ширине или диаметре фундамента не более 10 м.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах: фундаменты, устраиваемые в котлованах, образцованных сбрасыванием трамбовки, с последующим бетонированием в распор или установкой сборных элементов.

Фундаменты глубокие: фундаменты, устраиваемые путем замоноличивания в выработках (траншеях, скважинах) без удаления окружающего их грунта, передающие последнему усилия посредством боковой поверхности и через подошву, имеющие соотношение глубины к ее меньшей стороне не свыше пяти, за счет чего истощение несущей способности грунта основания происходит с внутренним его выпором по направлению вытеснения в стороны.

Фундаменты плитные мелкого заложения: фундаменты, распределяющие нагрузку от сооружения нижней опорной плоскостью и укладываемые в открытых котлованах глубиной до 5м.

Фундаменты свайные: фундаменты, распределяющие нагрузку от сооружений боковой поверхностью и (или) через нижний торец свай; в виде стержней ($0,03 < d/l \leq 0,04$, где d – диаметр (сторона) и l – длина сваи).

Фундаменты, совмещенные с грунтовой средой: подпорные стены и стены в грунте, составляющие, как правило, одно целое с основанием и которые не могут быть выделены в самостоятельную отдельную конструкцию фундамента.

Фундаменты специальные: фундаменты, к которым относятся глубокие опоры, столбы, сваи-оболочки, опускные колодцы, кессоны, анкерные, шелевые, используемые в особых случаях и условиях и обеспечивающие частичную или полную передачу нагрузки боковой поверхностью и (или) торцом.

3. ПОДЗЕМНЫЕ ВОДЫ И ЗАЩИТА ОТ НИХ

Безнапорные подземные воды: воды водоносных пластов, имеющие свободную поверхность, давление на которой равно атмосферному.

«**Верховодка**»: ближайшие к поверхности воды, не отличающиеся постоянством во времени и не имеющие сплошного распространения.

Водоотлив, водопонижение, «строительное водопонижение», дренаж: искусственное понижение уровня подземных вод – достигается откачкой или отводом их к пониженным местам и применяется при производстве земляных и других строительных работ по возведению фундаментов, гидротехнических сооружений, различных подземных сооружений и коммуникаций, а также при разработке горных выработок в период строительства.

Водосборный колодец: устройство для приема осветленной воды и регулирования уровня в пруде-отстойнике.

Водоупор: слой, в котором практически отсутствует фильтрация подземных вод.

Водоустойчивость: свойство гидроизоляционного покрытия, определяющее его долговечность по отношению к водной среде.

Гидрогеологические условия: совокупность признаков, характеризующих условия залегания, движение, качество и количество подземных вод, особенности их режима в природной обстановке и под влиянием искусственных факторов.

Гидроизоляция: комплекс мер по защите сооружений от вредных действий воды путем устройства водонепроницаемых покрытий.

Грунтовые воды: подземные воды первого от поверхности постоянно существующего водоносного горизонта, расположенного на первом водоупорном слое.

Диафрагмы противofiltrационные: траншейные или свайные (шпунтовые) стены, создающие за счет своей водонепроницаемости препятствия (экраны) на пути движения воды.

Дренаж: метод осушения, обеспечивающий снижение уровня грунтовых вод различными дренами.

Дренаж подземный: особого рода сооружение (устройство), имеющее своим назначением искусственно понижать отметки уровня грунтовых вод в течение длительного времени.

Дрена песчаная: вертикальные скважины, заполненные песком, для облегчения дренажа грунтов.

Дрена трубчатая: уложенная на дне траншеи труба с отверстиями и фильтрующей обсыпкой.

Дрены: подземные водотоки (чаще всего трубы), применяемые для осушения и аэрации избыточного увлажнения почв (грунтов), для понижения уровня грунтовых вод.

Завесы противofiltrационные: вертикальные или горизонтальные водонепроницаемые (слабопроницаемые) экраны, создаваемые за счет пропитки закрепляющими растворами (смесями) фильтрующих грунтовых толщ.

Защита антикоррозионная: покрытие элементов сооружений, которое предохраняет их от воздействия химически агрессивной грунтовой водной среды.

Защита оклеенная: покрытие из нескольких слоев рулонных, пленочных или листовых материалов заводского изготовления, приклеиваемое к поверхности элементов сооружений с помощью специальных клеящих составов или веществ.

Защита окрасочная: многослойное покрытие, толщиной от нескольких миллиметров, выполняемое последовательным нанесением на поверхность красок, лаков, эмалей, смол, паст, эмульсий или мастик.

Защита противодиффузионная: комплекс мероприятий, препятствующих проникновению воды и влаги в подвалы и заглубленные в грунт помещения.

Защита штукатурная: покрытие толщиной от 5 до 50мм, наносимое в несколько слоев наметом или штукатурным способом (цементов, торкрет, асфальтовое).

Зона аэрации: ненасыщенная зона над зеркалом грунтовых вод, где пустоты частично заполнены воздухом. Зона может содержать верховодку.

Зона насыщения: насыщенные водой грунты, расположенные ниже уровня подземных вод или кровли напорного пласта.

Зона неполного водонасыщения: грунты, расположенные выше уровня подземных вод.

Зумпф: сооружение (приямок, аккумулирующая емкость) для сбора и отвода воды.

Иглофильтр: трубчатый колодец, состоящий из колонны труб, к нижнему концу которой присоединены фильтровое звено и наконечник, позволяющий погружать иглофильтр гидравлическим способом при помощи струи воды. Иглофильтр применяется для понижения уровня грунтовых вод.

Иглофильтрование: способ водопонижения при помощи иглофильтров.

Инфильтрация: нисходящее движение воды от поверхности земли к зеркалу грунтовых вод через зону аэрации или ненасыщенную зону под влиянием гравитационных сил.

Колодец водопоглощающий: сооружение для приема и сброса почвенно-грунтовых или промышленных сточных вод в нижележащие водоносные горизонты – коллекторы.

Материалы гидроизоляционные: материалы, отличающиеся высокой степенью водонепроницаемости и водоустойчивости.

Нагнетание (геотехническое): нагнетание раствора различных веществ под давлением в грунт или в элементы сооружения с целью повышения их прочности и (или) снижения водопроницаемости.

Напорные подземные воды: воды водоносных пластов, не имеющие свободной поверхности и изолированные слабопроницаемыми или водоупорными грунтами с пьезометрическим напором над верхней границей пласта.

Оболочка дренажная: покрытие заглубленных в грунт конструкций, выполненное из материала с повышенными водопроницаемостью или водопоглощительными свойствами.

Ограждения или противодиффузионные конструкции временные: такие, которые выполняют свои функции в период строительства, на период до трех лет.

Ограждения или противодиффузионные конструкции постоянные: такие, которые выполняют свои функции на весь срок эксплуатации сооружения, т.е. свыше трех лет.

Откачка опытная: опыт, включающий откачку воды из скважины при постоянном известном расходе и измерение понижения уровня подземных вод на известных расстояниях от скважины с целью определения водопроницаемости, водопроводимости и водоотдачи грунта.

Подземные воды: воды (во всех физических состояниях), находящиеся ниже поверхности земли и дна поверхностных водоемов и потоков.

Устройство дренажное: конструкция, обладающая повышенными водопроницаемостью, водопоглотительной способностью или содержащая в своем составе материал с указанными фильтрационными свойствами.

4. ИЗМЕРЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ И КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

Вертикальные перемещения основания фундамента: осадки фундамента, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и, в отдельных случаях, собственной массы грунта; просадки, происходящие в результате уплотнения под воздействием как внешних нагрузок и собственной массы грунта, так и дополнительно с ними действующих факторов (замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т.п.); набухания и усадки, связанные с изменением объема некоторых видов глинистых грунтов при изменении их влажности, температуры (морозное пучение) или воздействия химических веществ.

Визуальный контроль: органолептический контроль, при котором первичная информация воспринимается органами зрения.

Входной контроль: контроль поступивших к потребителю или заказчику продукции поставщика – материалов, изделий, конструкций, грунта и т.п., а также технической документации. Осуществляется преимущественно регистрационным методом (по сертификатам, накладным, паспортам и т.п.), а при необходимости – измерительным методом.

Выборочный контроль: контроль, при котором проверяется какая-то часть количества (выборка) контролируемой продукции.

Горизонтальное перемещение фундамента: сдвиг фундамента или здания (сооружения) в целом, происходящий под действием горизонтальных сил или при исчерпании несущей способности основания и других факторов.

Деформационная марка: геодезический знак, жестко укрепленный на конструкции здания или сооружения (фундаменте, колонне, стене), меняющий свое положение вследствие осадки, просадки, подъема, сдвига или крена фундамента.

Крен: деформация, происходящая в результате неравномерной осадки, просадки, подъема и т.п. и характеризующаяся разностью вертикальных перемещений точек, отнесенной к расстоянию между ними.

Летучий контроль: контроль, выполняемый в случайное время (эпизодически), преимущественно при нецелесообразности применения сплошного, выборочного или периодического контроля (например, контроль плотности грунта при обратной засыпке траншей).

Маяк: приспособление для наблюдения за развитием трещин: гипсовая или алебастровая плитка, прикрепляемая к обоим краям трещины на стене.

Метод координирования: метод измерения крена здания (сооружения), при котором вокруг объекта прокладывают замкнутый полигонометрический ход и вычисляют координаты трех или четырех постоянно закрепленных точек, с которых через определенные промежутки времени засечкой находят координаты хорошо заметной наверху здания, сооружения точки. По разности координат между циклами наблюдений находят величину крена и его направление.

Метод отдельных направлений: метод определения отклонений деформационных марок по изменению горизонтального угла и расстоянию от опорных знаков до марок во времени.

Метод проецирования: метод измерения крена здания (сооружения), когда на двух взаимно перпендикулярных осях объекта закладываются опорные знаки, с которых теодолитом проецируют заметную верхнюю точку на какую-либо горизонтально установленную палетку (рейку), закрепленную внизу здания (сооружения). Зафиксированный в течение времени на палетке ряд точек представляет собой центральную проекцию траектории верхней наблюдаемой точки на плоскость.

Метод створных наблюдений: метод определения отклонений деформационных марок во времени, установленных на здании (сооружении), от линии створа, концы которого закрепляются неподвижными опорными знаками.

Непрерывный контроль: контроль, при котором поступление информации о контролируемых параметрах происходит непрерывно.

Операционный контроль: контроль, выполняемый в процессе производства работ (технологической операции) или непосредственно после их завершения. Осуществляется преимущественно измерительным методом или техническим осмотром. Результаты операционного контроля фиксируются в общих и специальных журналах работ, журналах геотехнического контроля и других документах, предусмотренных действующей в данной организации системой управления качеством.

Опорный знак: знак, практически неподвижный в горизонтальной плоскости, относительно которого определяются сдвиги и крены фундаментов зданий или сооружений.

Периодический контроль: контроль, при котором поступление информации о контролируемых параметрах происходит через установленные (определенные) интервалы времени.

Погрешность измерений: отклонение результата измерения от истинного значения измеряемой величины.

Примечный контроль: контроль, выполняемый по завершению строительства объекта или его этапов, скрытых работ и других объектов контроля. По его результатам принимается документированное решение о пригодности объекта контроля к использованию, эксплуатации или выполнению последующих работ.

Регистрационный контроль: контроль, выполняемый путем анализа данных, зафиксированных в документах (сертификатах, актах освидетельствования скрытых работ, общих или специальных журналах работ и т.п.), и осуществляемый регистрацией значений контролируемых параметров продукции или процессов. Применяется при недоступности объекта контроля (например, заделка анкера) или нецелесообразности выполнения измерительного или визуального контроля (например, вид грунта для насыпи при наличии материалов инженерно-геологических изысканий по карьеру).

Технический осмотр: контроль, осуществляемый в основном при помощи органов чувств и, в случае необходимости, средств контроля, номенклатура которых установлена соответствующей документацией.

Точность измерений: качество измерений, отражающее близость их результатов к истинному значению измеряемой величины.

1 ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

1.1 Основные принципы проектирования

В основе проектирования оснований и фундаментов заложены следующие принципы:

- проектирование оснований сооружений по предельным состояниям;
- учет совместной работы системы основание – фундаменты – несущие конструкции сооружения;
- комплексный учет факторов при выборе типа фундаментов и оценке работы грунтов в основании в результате совместного рассмотрения:
 - инженерно-геологических условий площадки строительства;
 - особенностей сооружения и чувствительности его несущих конструкций к развитию неравномерных осадок;
 - методов выполнения работ по устройству фундаментов и подземной части сооружения.

Такой учет факторов делает задачу проектирования и возведения фундаментов сложной, поэтому необходимо разрабатывать несколько вариантов устройства оснований и фундаментов, а затем на основе их технико-экономического сравнения принимать наиболее рациональное и оптимальное решение.

1.2 Основные типы сооружений по жесткости и характер их деформаций

Все сооружения можно разбить на три типа: абсолютно гибкие, абсолютно жесткие; обладающие конечной жесткостью.

Абсолютно гибкие сооружения беспрепятственно следуют за перемещениями поверхности грунтов основания во всех точках контакта с ней. При развитии неравномерной осадки в конструкциях таких сооружений не возникает дополнительных напряжений. Примером являются земляные насыпи. Даже значительная неравномерная осадка их не опасна. Для получения проектных отметок насыпи, ей придают строительный подъем.

Абсолютно жесткие сооружения не могут искривляться. При симметричном нагружении и симметричной податливости основания осадка сооружений будет равномерной, при неравномерной деформации основания они получают крен без изгиба (дымовые трубы, доменные печи и т.п.). Такие сооружения, взаимодействуя с основанием, перераспределяют давление по подошве, увеличивая его над местами с меньшей податливостью основания и уменьшая соответственно над местами с большей податливостью. Перераспределение давления приводит к развитию в сооружениях дополнительных усилий.

К сооружениям *конечной жесткости* относятся большинство зданий и многие инженерные сооружения. При развитии неравномерных осадок они получают искривления. В то же время такие здания уменьшают неравномерности осадок, так как давление по подошве фундаментов частично перераспределяется, а в их несущих конструкциях развиваются дополнительные усилия, приводящие к появлению трещин.

Некоторые сооружения обладают незначительной жесткостью, и их можно считать практически гибкими. Такие сооружения в основном следуют за перемещениями поверхности грунта, т.е. получают искривления (невysокие однопэтажные здания с разрезными балками покрытия).

1.3 Исходные данные, необходимые для проектирования оснований и фундаментов

В основу проектирования оснований и фундаментов заложены следующие принципы: – *экономичность конструкций фундаментов;*

– *быстрота их возведения;*

– *максимальное использование несущей способности грунтов.*

Задание на проектирование должно содержать:

• *данные об участке строительства;*

• *сведения о возводимом сооружении;*

• *сведения об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях на участке;*

• *физические и механические показатели свойств грунтов основания;*

• *перечень материалов, которые возможно применять для строительства фундаментов, их стоимость и расстояние транспортировки.*

Для характеристики участка строительства необходимы материалы геодезической съемки, климатические и метеорологические данные. При проектировании фундаментов обычно используют топопланы в М 1:500, на которых нанесена ситуация, буровые скважины, шурфы, существующие и проектируемые сооружения.

Сведения о здании (сооружении) должны включать краткую его характеристику, конструктивную схему, материал несущих и ограждающих конструкций, их чертежи, данные о нагрузках и местных особенностях. Они дают возможность произвести сбор нагрузок по чертежам надземной части, в соответствии с их статической схемой. Местные особенности (например, наличие соседних зданий, коммуникаций и т.д.) влияют на глубину заложения фундаментов.

Важнейшим документом при проектировании фундаментов являются геологические и гидрогеологические материалы. Они должны дать отчетливое представление о напластовании грунтов, их составе, структуре и физико-механических характеристиках, а также об УГВ и его сезонных колебаниях режима. Степень детализации геологических материалов зависит от стадии проектирования, т.е. выполняются ли предварительные исследования для проектного задания или же окончательные для разработки технического проекта.

Инженерно-геологические данные позволяют:

– **определить глубину заложения фундаментов;**

– **дать оценку несущей способности грунтов;**

– **выбрать рациональные конструкции фундаментов и методы производства работ по их возведению;**

– **рассчитать ожидаемые осадки фундаментов;**

– **разработать рекомендации по правилам эксплуатации сооружения в целом.**

До начала проектирования фундаментов необходимо изучить местный опыт строительства. Изучение опыта предшествующего строительства и данных длительных наблюдений за осадками возведенных сооружений часто даст ценный материал для проектирования и устройства наиболее рациональных фундаментов.

1.4 Анализ инженерно-геологических условий, их влияние на варианты фундаментов

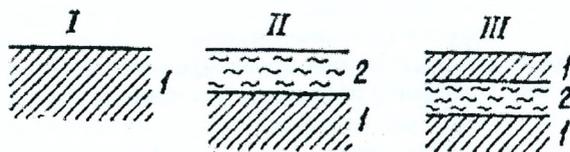
Каждая площадка строительства обладает специфическими особенностями, прежде всего сугубо индивидуальным напластованием грунтов. Это обстоятельство затрудняет оценку их влияния на выбор глубины заложения подошвы фундаментов. В связи с этим рассмотрим типовые схемы напластования, в которые можно сгруппировать все инженерно-геологические условия. Для схематизации все грунты делят на две условные категории: слабые и надежные (хорошие).

Слабыми называют грунты, если использование их в качестве основания при устройстве фундаментов в открытых котлованах не может обеспечить надежную работоспособность проектируемого сооружения.

Надежными называют грунты, которые обеспечивают требуемую работоспособность проектируемого сооружения.

Однако эти понятия относительны. Если сооружение легкое или несущие конструкции его допускают развитие больших и неравномерных осадок, то даже сильно сжимаемые грунты будут относиться к категории надежных. Наоборот, при возведении конструкций, не допускающих неравномерные осадки, а также тяжелых сооружений приходится считать слабыми даже грунты, обладающие средней сжимаемостью и с успехом используемые в основании обычных сооружений.

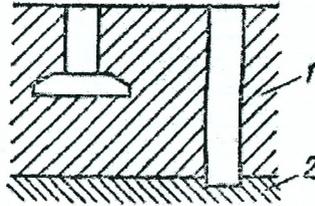
При указанном делении грунтов все многообразие напластований можно представить в виде трех схем (рис. 1.1).



1 – надежный грунт; 2 – слабый грунт

Рисунок 1.1 – Схемы напластования грунтов

Схема I. С поверхности на большую глубину залегают надежные грунты. Толща их может состоять из нескольких слоев. Строительные качества грунтов всех подстилающих слоев не ниже качества грунтов верхнего слоя толщи. Решением для такой схемы напластования грунтов является принятие минимальной глубины заложения подошвы фундаментов, допускаемой при учете климатических воздействий и особенностей сооружения. Иногда за несущий принимают слой более плотного грунта, залегающий на некоторой глубине (рис. 1.2), если это решение экономичнее.



1 – «надежный» грунт среднего качества; 2 – более плотный грунт

Рисунок 1.2 – Вариант устройства фундаментов при наличии более плотных грунтов под «надежным» грунтом

Схема II. С поверхности на некоторую глубину залегают один или несколько пластов слабых грунтов, ниже которых располагается толща надежных грунтов. При таком напластовании можно наметить ряд решений.

Простейшим решением является прорезка слабых грунтов и передача нагрузки на слои надежных грунтов (рис. 1.3, а).

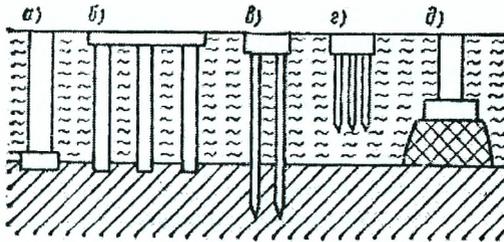
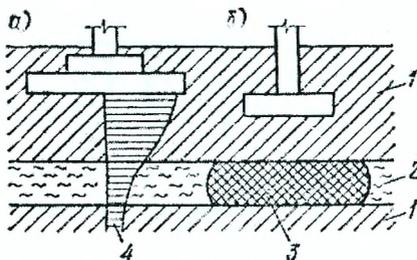


Рисунок 1.3 – Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме II

При высоких качествах надежного грунта сооружение можно опереть на столбы (рис. 1.3, б) или сваи (рис. 1.3, в). Сваи при этом могут иметь различную длину в зависимости от качества надежных грунтов. Легкие сооружения можно возводить на сваях, передающих нагрузку на слабые грунты (рис. 1.3, з). Слабые грунты могут быть уплотнены, заменены или закреплены (рис. 1.3, д). Иногда целесообразно использовать слабые грунты в основании, понизив чувствительность несущих конструкций к неравномерным осадкам или уменьшив неравномерности осадок путем устройства сплошных фундаментных плит или ленточных фундаментов под колонны.

Схема III. На некоторой глубине слоистой толще залегают один или несколько пластов слабых грунтов. В этом случае приемлемы решения, рассмотренные при напластовании грунтов по схеме II, однако приходится прорезать и верхний слой надежного грунта. При напластовании грунтов по схеме III верхний слой надежного грунта можно использовать в качестве распределительной подушки (рис. 1.4, а) или закрепить только слой слабого грунта (рис. 1.4, б).



1 – надежный грунт; 2 – слабый грунт; 3 – зона закрепления;
4 – эпюра напряжений

Рисунок 1.4 – Варианты устройства фундаментов при напластовании грунтов по схеме III

Таким образом, тип и глубина заложения фундаментов существенно зависят от инженерно-геологических условий площадки строительства.

1.5 Виды деформаций зданий и сооружений

В зависимости от характера развития неравномерных осадок и от жесткости сооружения возникают деформации и перемещения сооружений следующих простейших видов: прогиб, выгиб, перекос, крен, скручивание, горизонтальные перемещения фундаментов.

Прогиб, выгиб образуется в случае *различных величин осадок поверхности основания.*

Перекос фундамента – *разность осадок двух отдельных опор, отнесенная к расстоянию между ними.*

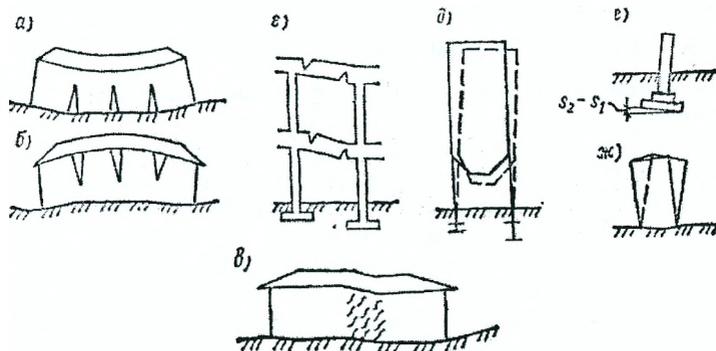
Крен фундамента (сооружения) – *отклонение сооружения от вертикали (отношение разности осадок крайних точек подошвы фундамента к расстоянию между ними).*

Кручение (разная осадка в разных точках) возникает при неравномерных осадках по его торцам, имеющих разное направление.

Горизонтальные перемещения – деформации, вызываемые *действием горизонтальных нагрузок и составляющих общей нагрузки* (подпорные стенки, фундаменты распорных систем и т.п.), а также связанные с *большими вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках и т.п.*

Прогиб и выгиб (рис. 1.5, а, б) связаны с искривлением сооружения. Такие деформации могут возникать в зданиях и сооружениях, не обладающих большой жесткостью. Иногда на одних участках возникает прогиб, на других – выгиб. При прогибе наиболее опасная зона растяжения находится в нижней части сооружения, при выгибе – в верхней.

Растягивающие усилия, появляющиеся в конструкциях, зависят от неравномерной податливости основания и от жесткости сооружения. Чем большей жесткостью обладает сооружение, тем большие усилия при тех же грунтовых условиях появляются в конструкциях и тем меньше величина прогиба или выгиба.



а – прогиб; б – выпгиб; в, г – перекос; д, е – крен; ж – скручивание

Рисунок 1.5 – Формы деформаций сооружений

Перекос (рис. 1.5, в, г) возникает в конструкциях, когда резкая неравномерность осадок проявляется на участке небольшой протяженности при сохранении относительно вертикального положения конструкции.

Крен сооружения (рис. 1.5, д) – поворот по отношению к горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы фундамента – возможен, если основание сооружения загружено несимметрично или имеет несимметричное напластование грунтов относительно вертикальной оси сооружения. Наибольшую опасность представляет крен высоких сооружений (дымовых труб, высоких зданий и др.). В этом случае он приводит к развитию дополнительного момента, который, в свою очередь, способствует увеличению крена и потере устойчивости сооружений на опрокидывание.

Колонны и стены, жестко не связанные с другими конструкциями, также могут получать крен вследствие неравномерной осадки (рис. 1.5, е). Если перемещение их верхней части в горизонтальном направлении исключено, то при развитии неравномерной осадки под отдельным фундаментом в несущих конструкциях (колоннах, перекрытиях и др.) возникают дополнительные усилия, которые должны определяться при оценке совместной работы конструкций с основанием.

Скручивание возникает при неодинаковом крене сооружения по его длине, особенно при развитии крена в двух сечениях сооружения в разные стороны (рис. 1.5, ж). При этом виде деформаций дополнительные усилия развиваются не только в элементах стен, но и в конструкциях перекрытий, которые могут изгибаться в горизонтальном направлении.

Горизонтальные перемещения фундаментов возможны, если опирающиеся на них конструкции передают значительные горизонтальные усилия (например, распорные конструкции, подпорные стенки). Такие перемещения могут наблюдаться также при горизонтальной подвижке массива грунтов в случае оползней откосов и подработки территории.

1.6 Причины развития неравномерных осадок сооружений

1.6.1 Основные слагаемые осадок фундаментов

В общем случае осадка каждого фундамента состоит из суммы пяти слагаемых:

$$S = S_{упл} + S_{разупл} + S_{вып} + S_{расстр} + S_{эксл}, \quad (1.1)$$

где $S_{упл}$ – осадка в результате развития упругих и остаточных деформаций уплотнения грунтов ненарушенной структуры при увеличении напряжений в основании вследствие нагрузки рассматриваемого фундамента, а также соседних фундаментов и площадей; $S_{разупл}$ – осадка, связанная с разуплотнением верхних слоев грунта, залегающих непосредственно ниже дна котлована, из-за уменьшения в них напряжений при его разработке и снятия гидростатического давления; $S_{вып}$ – осадка в результате выдавливания (выпирания) грунта из-под фундамента в стороны и вверх при развитии зон пластических деформаций; $S_{расстр}$ – осадка расструктурирования, развивающаяся вследствие увеличения сжимаемости грунтов при нарушении их природной структуры во время производства работ; $S_{эксл}$ – осадка, обусловленная изменениями напряженного состояния или деформативности грунта основания в период эксплуатации здания или сооружения.

Как правило, каждое из слагаемых обуславливает неравномерности осадок фундаментов. Эти неравномерности зависят от двух основных причин: *неоднородного напряженного состояния грунтов в основании рассматриваемого сооружения и неравномерной сжимаемости грунтов в основании под площадью загрузки.*

1.6.2 Неравномерные осадки уплотнения S

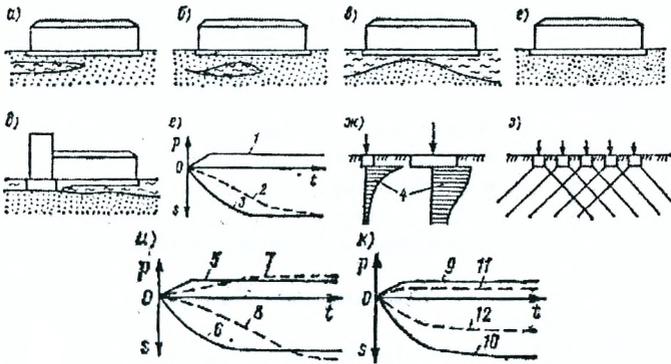
Под воздействием напряжений, превышающих природное давление, грунт деформируется. Деформации развиваются преимущественно вследствие уменьшения объема пор грунта (уплотнения) и искажения формы отдельных частиц или агрегатов грунта (упругие деформации). Упругие деформации искажения формы обычно во много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

Неоднородность основания обуславливается:

- выклиниванием слоев (рис. 1.6, а);
- линзообразным залеганием различных грунтов (рис. 1.6, б);
- неодинаковой толщиной слоев (рис. 1.6, в);
- различием в плотности сложения грунта (неоднородностью самого грунта, рис. 1.6, г);
- использованием слоев разных грунтов под отдельными частями сооружения (передача давления от тяжелой части здания на более плотный подстилающий грунт, рис. 1.6, д);
- неодновременной консолидацией грунтов в основании под различными частями сооружения (рис. 1.6, е).

Неоднородность напряженного состояния грунтов в основании обуславливается:

- **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. 1.5, ж);
- **взаимным влиянием загрузки соседних фундаментов**, в результате которого наибольшее воздействие испытывает основание фундаментов, расположенных в средней части равноэтажного здания, меньшее воздействие – основание фундаментов, расположенных по краям, и наименьшее – в углах (рис. 1.6, з);
- **неодновременной загрузкой фундаментов** (рис. 1.6, и);
- **неполной загрузкой некоторых фундаментов** (рис. 1.6, к).



1 – нагрузка на фундамент; 2 – осадка медленно деформирующегося основания; 3 – то же, при наличии в основании песчаной прослойки; 4 – эпюры σ_z ; 5 – нагрузка на фундамент; 6 – осадка фундамента во времени; 7 – нагрузка на второй фундамент; 8 – его осадка; 9 – полная загрузка фундамента; 10 – его осадка; 11 – неполная загрузка второго фундамента; 12 – его осадка

Рисунок 1.6 – Причины развития неравномерных осадок уплотнения

Неодновременная загрузка фундаментов часто происходит при возведении разнотипных несущих конструкций, например, при сооружении зданий с несущими наружными стенами и внутренними железобетонными колоннами. В таком случае фундаменты наружных стен получают почти полную загрузку в процессе возведения стен; фундаменты колонн в этот период загружаются в меньшей степени, поскольку получают большую часть нагрузки от устройства полов, перегородок и установки оборудования. Это создает неоднородность загрузки фундаментов и обуславливает появление в неразрезных прогонах перекрытий трещин с шириной раскрытия 1...2 см (рис. 1.7).

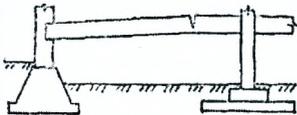


Рисунок 1.7– Деформации неразрезных прогонов при отставании загрузки колонн

Разнообразие рассмотренных причин развития неравномерных осадок уплотнения свидетельствует, что составление прогноза осадок сооружения, опирающегося на большое число различных фундаментов, является весьма сложной задачей. 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, необходимо, либо принимать меры по уменьшению чувствительности несущих конструкций к возможным неравномерностям осадок, либо использовать в качестве основания более плотные слои грунта, залегающие на большей глубине.

1.6.3 Неравномерные осадки разуплотнения

Осадки разуплотнения развиваются под действием нагрузки, которая не превышает веса грунта, вынутого при отрывке котлована. Действительно, при его отрывке в основании уменьшаются напряжения и происходит разуплотнение грунтов. Кроме того, под действием давления грунта, располагающегося вокруг дна котлована, возникают упругие деформации искажения формы, при глубоких котлованах могут появляться и остаточные пластические деформации выпора в сторону котлована. Таким образом, происходит неравномерное поднятие (выпучивание) дна котлована (рис. 1.8).



Рисунок 1.8 – Выпучивание дна котлована

В дальнейшем это может привести к неравномерным осадкам в результате:

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

Для фундаментов зданий и промышленных сооружений чаще всего отрывают котлованы глубиной не более 5 м. Тогда осадки разуплотнения незначительны и развиваются преимущественно в процессе устройства фундаментов и обратной засыпки пазух.

1.6.4 Неравномерные осадки выпирания

Осадки выпирания связаны с развитием пластических деформаций (местных сдвигов) грунта основания. По подошве жестких фундаментов реактивное давление распределяется неравномерно. Даже при небольшой нагрузке под краями жестких фундаментов возникает давление, приводящее к развитию зон сдвига. Вследствие перемещения границ зон сдвига происходит уплотнение грунтов по сторонам от этих зон. По мере загрузки фундамента указанные зоны увеличиваются, грунт, окружающий их, уплотняется и оказывает все большее сопротивление, которое может достигать значения пассивного отпора.

Причины развития неравномерных осадок выпирания те же, что и осадок уплотнения. Дополнительно неравномерности осадок выпирания могут быть обусловлены неодинаковым сопротивлением грунта сдвигу в зонах пластических деформаций.

1.6.5 Неравномерные осадки расструктурирования

При отрывке котлована грунты основания обнажаются и подвергаются воздействию различных факторов, в результате чего может произойти нарушение их природной структуры – расструктурирование. В связи с этим изменяются их физико-механические свойства, т.е. происходит увеличение сжимаемости грунтов и уменьшение сопротивляемости их сдвигу.

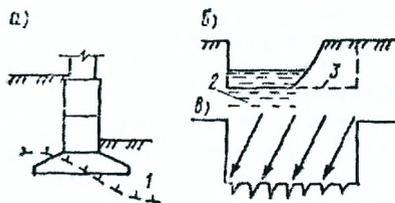
Поскольку нарушение структуры под соседними фундаментами происходит в различной степени, осадки расструктурирования будут неравномерными. Величина их зависит от способов производства котлованных работ, водоотлива, продолжительности периода с начала отрывки котлована до обратной засыпки пазух фундаментов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

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

Метеорологические воздействия проявляются в расструктурировании грунтов в результате их промерзания и оттаивания (рис. 1.9, а) размягчения и набухания (рис. 1.9, б), высыхания и усадки (рис. 1.9, в).

- 1 – граница промерзания;
- 2 – зона набухания и размягчения;
- 3 – граница котлована

Рисунок 1.9 – Нарушение структуры грунтов основания под влиянием метеорологических воздействий



При промерзании и оттаивании пылевато-глинистых и мелкопесчаных грунтов возможно существенное изменение их объема. Сильно увлажненные такие грунты при промерзании испытывают пучение, увеличиваясь в объеме, а при оттаивании под нагрузкой – просадку. При пучении в грунтах могут развиваться напряжения, превышающие давление по подошве фундаментов. **В связи с этим промерзание пучинистого грунта в основании сооружения опасно не только при устройстве фундаментов, но и в период возведения надземных конструкций.**

Примером может служить деформация двухэтажного кирпичного здания (рис. 1.10). Его стены были возведены осенью, а затем строительство приостановили. Зимой на стенах появились трещины, ширина раскрытия которых к весне достигла 25 см. Под фундаментами со стороны подвалов грунт промерз на глубину до 80 см. Принятие мер по укреплению конструкций, а также по регулированию оттаивания грунтов основания позволило сохранить здание.

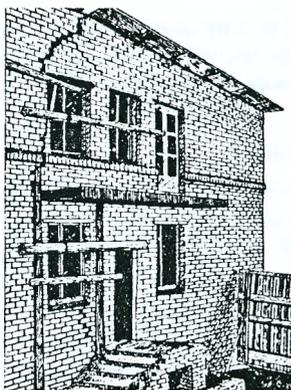


Рисунок 1.10 – Деформация кирпичной стены здания при оттаивании промерзшего грунта под фундаментами со стороны подвала

Если подошва фундамента расположена ниже глубины промерзания, возможно поднятие фундамента касательными силами пучения, развивающимися по его боковым поверхностям, а также смещение его с креном в сторону подвала в случае промерзания грунта в горизонтальном направлении со стороны неотапливаемого подвала через стенку фундамента.

Для исключения воздействия касательных сил пучения во время строительства рекомендуется покрывать боковые поверхности фундаментов слоем битума, растворенного в мазуте или соляровом масле. Боковое давление на фундаменты, которое может развиваться при пучении грунтов, промерзающих в горизонтальном направлении, исключается путем обратной засыпки пазух непучинистым материалом (песком или надежным утеплением подвальных помещений).

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

При увлажнении глинистого грунта, залегающего ниже дна котлована, атмосферными осадками происходит его размягчение и набухание (рис. 1.9, б). Эти процессы быстро протекают в пылеватых суглинках, слоистых и трещиноватых глинах. Чем больше глинистость грунта, особенно обусловленная содержанием минерала монтмориллонита, а также чем глубже котлован, тем больше может быть набухание грунтов, расположенных выше уровня подземных вод. Размягчение в наибольшей степени сказывается на глинистых грунтах, поры которых заполнены воздухом, сообщающимся с атмосферой. *Набухание и размягчение грунта приводит к изменению его сжимаемости и, как следствие, к развитию неравномерных осадок.* Для сохранения структуры грунтов поверхностные воды отводят от котлована и, кроме того, нижний слой, подлежащий разработке, оставляют в качестве защитного, удаляя его непосредственно перед закладкой фундаментов.

В летний период может наблюдаться интенсивное высыхание грунтов ниже дна котлована. *Высыхание глинистых грунтов сопровождается их усадкой* (рис. 1.9, в). В последующем при восстановлении влажности это может привести к поднятию фундаментов в результате набухания грунтов или вызвать неравномерное уменьшение сжимаемости грунта.

Воздействие подземных вод и газа приводит к расструктурированию грунтов в результате влияния гидростатического давления (рис. 1.11, а, б), гидродинамического давления (рис. 1.11, в), механической и химической суффозии (рис. 1.11, з), расширения и выделения растворенного газа.

Если гидростатическое давление в водопроницаемом грунте, подстилающем сравнительно водонепроницаемый грунт (рис. 1.11, 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 (леночные глины и суглинки), когда водопроницаемость вдоль слоистости в 50...100 раз больше, чем поперек (рис. 1.11, б). Для снятия гидростатического давления искусственно понижают УГВ в водоносном слое. При слоистой текстуре глинистых грунтов используют электроосмос или устраивают вертикальные дренажи с выпуском воды в приямок котлована.

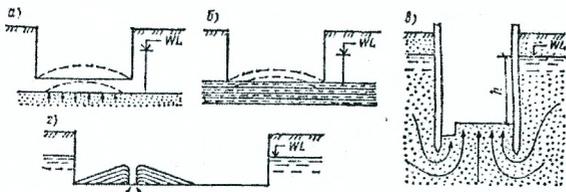


Рисунок 1.11 – Случаи расструктурирования грунтов под воздействием грунтовых вод

При поступлении воды в котлован через фильтрующий слой снизу вверх частицы грунта испытывают гидродинамическое давление фильтрующегося потока воды (рис. 1.11, в), которое существенно уменьшает давление в скелете грунта, способствуя его набуханию. Для устранения этого явления либо искусственно понижают УГВ, либо забивают вокруг котлована шпунт с погружением его в подстилающий слой сравнительно водонепроницаемого грунта.

Если вода поступает в котлован по прослойкам, она может выносить из основания глинистые и пылеватые частицы грунта (рис. 1.11, г) и образовывать конусы выноса, диаметром до 20 м и высотой до 1 м.

При уменьшении гидростатического давления, например, вследствие водоотлива, наблюдается расширение замкнутых пузырьков газа в подземной воде, а также выделение из нее растворенного газа (воздуха). Выделение и расширение газа в слабо фильтрующих грунтах (илах, супесях, суглинках) сопровождается их расструктурированием. Оно особенно ощутимо при уменьшении напряжений от собственного веса грунта. Для сохранения структуры газонасыщенных грунтов котлованы целесообразно разрабатывать подводным способом.

Динамические воздействия перемещающихся механизмов и удары по дну котлованов могут приводить к существенному расструктуриванию насыщенных водой глинистых грунтов и пылеватых песков, залегающих ниже дна котлована. В целях сохранения естественной структуры указанных грунтов их разрабатывают легкими механизмами, перемещающимися вблизи бровки котлована. Кроме того, на дне котлована обычно оставляется защитный слой грунта, который удаляют вручную или легкими землеройными машинами.

Грубые ошибки строителей иногда так же приводят к расструктуриванию грунтов и большим неравномерностям осадок. К таким ошибкам наиболее часто относятся: перебор грунта и некачественная его обратная укладка; отрывка глубоких котлованов около ранее возведенных фундаментов, имеющих существенно меньшую глубину заложения; заблаговременная отрывка котлованов; затопление котлована производственными водами.

Все нарушения естественной структуры грунтов основания приводят к развитию неравномерных осадок расструктурирования, поэтому во время производства строительных работ требуется сохранять структуру грунтов основания.

1.6.6 Неравномерные осадки в период эксплуатации сооружений

Причины развития осадок во время эксплуатации сооружений можно объединить в пять групп.

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

Как показывают наблюдения за осадками зданий, деформации грунтов в их основании обычно продолжают развиваться после полного завершения строительства, т.е. в период эксплуатации. При наличии в основании глинистых грунтов продолжительность нарастания осадок фундаментов вследствие медленной фильтрационной консолидации и развития деформаций ползучести скелета грунта при уплотнении иногда составляет десятилетия.

На рис. 1.12 показан график развития во времени осадки восьмизэтажного здания, построенного в г.Бресте. После завершения строительства (1965г.) здание дало дополнительную осадку около 15 см. Столь значительные осадки в

период эксплуатации необходимо учитывать при проектировании фундаментов, надземных конструкций и особенно трубопроводов, которые должны иметь определенные уклоны.

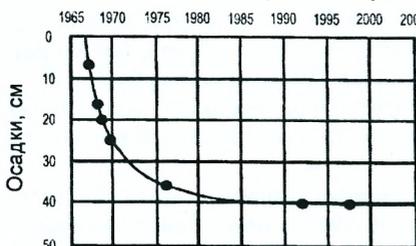


Рисунок 1.12 – Развитие во времени осадки 8-этажного здания(г.Брест)

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.).

Осадки уплотнения, развивающиеся в период эксплуатации, обычно входят в величину $s_{упл}$ и отдельно не учитываются.

Изменение положения УГВ. При существенном понижении УГВ может происходить уплотнение слабых глинистых грунтов из-за снятия взвешивающего действия воды.

При повышении УГВ основание дополнительно увлажняется, вследствие чего грунты, ранее ненасыщенные водой, могут частично потерять свою прочность — сцепление и уплотниться; лёссовые грунты могут получить значительные деформации, связанные с просадкой, а некоторые глины, наоборот, увеличиться в объеме и вызвать поднятие фундаментов. Повышение УГВ часто связано с проникновением в грунт дождевых, хозяйственных и производственных вод. Поднятие УГВ выше подошвы фундаментов может привести к разрушению бетона и коррозии арматуры в агрессивной среде.

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

Ослабление грунтов основания подземными и котлованными выработками. Туннельная проходка линий метрополитена, канализационных коллекторов и других подземных выработок приводит к оседанию в той или иной степени поверхности земли с находящимися на ней сооружениями. Перемещения в пределах мульды оседания (рис. 1.13) определяются методами, применяемыми в горной механике.

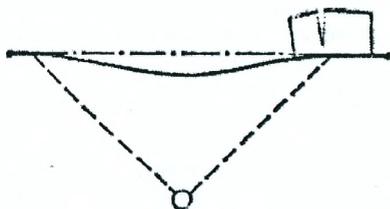


Рисунок 1.13 – Мульда оседания при подземной выработке

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 подвиги грунтов оснований существующих сооружений.

Динамические воздействия на грунты основания. Известно, что при определенном уровне динамических колебаний может происходить уплотнение песчаных и малосвязных глинистых грунтов, наблюдается снижение прочности таких грунтов вследствие разрушения связей между частицами и даже полное разжижение грунтов, что приводит к дополнительным осадкам фундаментов существующих сооружений.

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

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

Таким образом, причин развития неравномерных осадок фундаментов много. Они зависят как от проектных решений и способа устройства фундаментов, так и от условий эксплуатации сооружений.

1.7 Мероприятия по уменьшению деформаций оснований и их влияния на сооружения

При анализе вариантов основания и фундаментов сооружения, выборе окончательного решения и разработке проекта производства работ следует принимать во внимание возможность и необходимость осуществления ряда мероприятий, направленных на улучшение условий взаимодействия сооружения и основания. Эти мероприятия могут быть подразделены на следующие группы:

- конструктивные и производственные мероприятия по уменьшению чувствительности сооружений к деформациям оснований;
- мероприятия, направленные на улучшение строительных свойств грунтов оснований;
- мероприятия по предохранению грунтов оснований в процессе строительства и эксплуатации от ухудшения их свойств.

Конструктивные и производственные мероприятия. Конструктивные мероприятия могут быть двух направлений: увеличение жесткости сооружения или, наоборот, увеличение его гибкости. В первом случае стремятся повысить прочность и пространственную жесткость сооружения усилением его конструкций, в особенности конструкций фундаментно-подвальной части (введение дополнительных связей в каркасных конструкциях, устройство железобетонных или армокаменных поясов в фундаментах и стенах, армирование углов здания, устройство перекрестных или сплошных фундаментов и т.п.). При этом сооружение по длине может разрезаться осадочными швами, обеспечивающими раздельную деформацию каждого блока.

Во втором случае, напротив, стремятся повысить податливость сооружения за счет более рациональной его компоновки в плане и по высоте, применения гибких или разрезных конструкций, разрезы здания осадочными швами и т.п. В производственных сооружениях при необходимости предусматривают специальные приспособления для выравнивания конструкций и рихтовки технологического оборудования (лифтов, мостовых кранов и т.п.) при развитии неравномерных осадок.

При строительстве на пучинистых (промерзающих, набухающих) грунтах и подрабатываемых территориях возникает опасность передачи дополнительных усилий на боковую поверхность или подошву фундамента при деформациях грунтов. Поэтому стремятся использовать фундаменты с малой боковой поверхностью, а засыпку пазух и устройство подушек под фундаментами производят из материалов, обладающих малым трением и сцеплением. Иногда даже покрывают боковую поверхность фундаментов специальными антифрикционными покрытиями.

При строительстве сооружений в стесненных условиях городской или промышленной застройки применяются мероприятия по защите существующих зданий от возводимых: ограждение пятна застройки шпунтом или даже «стенной в грунте», задавливание свай вместо их забивки, применение буронабивных свай и т.п.

Для уменьшения влияния неравномерных осадок, развивающихся в строительный период, в проекте следует предусматривать необходимую последовательность и темпы возведения отдельных частей сооружения. В необходимых случаях также регулируются сроки замоноличивания стыков сборных и сборно-монолитных конструкций.

Перечисленные выше и другие конструктивные и производственные мероприятия рассмотрены в соответствующих разделах.

Мероприятия по улучшению свойств грунтов оснований. При необходимости увеличения несущей способности и уменьшения деформируемости грунтов, находящихся в естественных условиях залегания (естественных оснований), прибегают к искусственному улучшению их свойств, т.е. к строительству на искусственных основаниях. При этом достигается необходимое соотношение между прочностью и жесткостью сооружения и податливостью основания, обеспечивающее развитие допустимых для данного сооружения деформаций.

Мероприятия по сохранению свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации. Грунты как строительные материалы обладают большой изменчивостью свойств при изменении их состояния и под влиянием различных воздействий. В то же время в расчетах при проектировании оснований и фундаментов используются характеристики физико-механических свойств грунтов, соответствующие определенному их состоянию: условиям природного залегания – для естественных или с учетом улучшения свойств – для искусственных оснований. Ухудшение свойств грунтов в процессе строительства или эксплуатации сооружения приведет к изменению этих характеристик против принятых в проекте. Это может вызвать дополнительные деформации основания и даже аварию сооружения, поэтому в процессе строительства крайне важно обеспечить сохранение проектного состояния грунтов оснований или заранее при проектировании учесть неизбежные изменения их свойств. Для этого выполняются специальные мероприятия. На площадках, сложенных грунтами, чувствительными к изменению влажности, предусматривают водозащитные мероприятия. К ним относятся: соответствующая компоновка генеральных планов застраиваемых участков; вертикальная планировка территории, обеспечивающая сток поверхностных вод; при необходимости – водопонижение, устройство дренажей, противофильтрационных завес и экранов для понижения уровня подземных вод, защиты территорий от подтопления и обеспечения нормальных условий для разработки котлована. В ряде случаев (просадочные, набухающие грунты) осуществляется прокладка водоводов в специальных коробах, каналах или размещении их на безопасном расстоянии от сооружений, организация контроля за возможной утечкой воды.

Особое внимание следует уделять защите грунтов оснований от химически активных жидкостей, способных вызвать просадки, набухание, активизацию карстово-суффозионных явлений, повышение агрессивности подземных вод, коррозию материалов фундаментов и подземных сооружений и т.п. В ряде случаев (основания предприятий химической, металлургической, энергетической промышленности, особенно при строительстве на засоленных, карстующихся и других грунтах) приходится при проектировании учитывать возможные изменения состояния и свойств основания в процессе эксплуатации сооружения.

Большое значение имеет обеспечение предохранительных мероприятий в процессе строительства. К ним прежде всего относится сохранение природной структуры и влажности грунтов при отрывке котлована (недопущение промораживания пучинистых грунтов ниже дна котлована; защиты глинистых грунтов, пылеватых и мелких песков, в ряде случаев скальных и полускальных грунтов, от чрезмерного увлажнения атмосферными и поверхностными водами а в районах жаркого климата – глинистых грунтов от интенсивного высыхания и т.п.).

При разработке проекта производства работ следует иметь в виду, что чрезмерные динамические воздействия строительных механизмов, перемещающихся по дну котлована (землеройные, свабойные и другие машины), могут привести к существенному нарушению структуры, особенно в случае слабых грунтов, залегающих ниже дна котлована. При строительстве в условиях стеснённой застройки они могут повлиять также на нормальную эксплуатацию окружающих зданий.

2 ФУНДАМЕНТЫ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

2.1 Типы и конструкции фундаментов

2.1.1 Общие положения

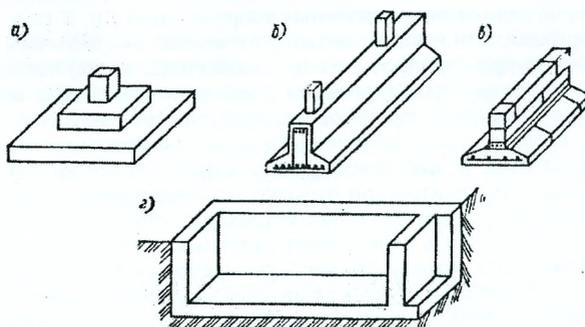
Основным назначением любого фундамента является передача нагрузки от несущих конструкций сооружения на грунты основания. Поскольку напряжения в сечениях несущих конструкций (колонн, стен и др.), устанавливаемые исходя из прочности материалов этих конструкций, во много раз больше давления, которое могут воспринять грунты основания, фундаменты должны так снижать давление по их подошвам, чтобы оно не приводило к недопустимым деформациям основания сооружения. При значительном развитии подошвы фундамента приходится делать большие выносы в стороны, которые работают на изгиб, при этом в фундаменте возникают растягивающие напряжения.

Иногда перед фундаментами ставится еще одна задача – обеспечить уменьшение неравномерности осадки до допустимых значений для данного сооружения. С этой целью нагрузку от группы колонн или стен передают на один фундамент, делая его ленточным или в виде сплошной плиты. Такие фундаменты, работая на изгиб, частично выравнивают осадку.

Таким образом, при проектировании после принятия глубины заложения фундаментов необходимо подобрать такие размеры подошвы и выбрать такую их конструкцию, которые обеспечивали бы допустимые деформации оснований сооружений. Если это невозможно, глубину заложения фундаментов увеличивают до слоя более плотного грунта.

2.1.2 Типы фундаментов, материалы для их устройства

Основными типами фундаментов в открытых котлованах являются: отдельные, ленточные под колонны, ленточные под стены, сплошные и массивные (рис.2.1).



а – отдельный; б – ленточный под колонны;
в – ленточный под стены; г – в виде сплошной плиты

Рисунок 2.1 – Основные типы фундаментов

Отдельные фундаменты (рис. 2.1, а) устраивают под колонны и стены в комбинации с фундаментными балками (рандбалками). Подошву таких фундаментов можно развивать в длину и ширину. Отдельные фундаменты не увеличивают жесткости сооружения. Обычно их применяют в случаях, когда неравномерности осадки не превышают допустимых значений.

Ленточные фундаменты под колонны (рис. 2.1, б) воспринимают нагрузку от ряда колонн. Иногда под сетку колонн делают ленточные фундаменты в двух направлениях (перекрестные ленты). Ленточные фундаменты устраивают для уменьшения неравномерностей осадки колонн, а перекрестные ленты позволяют выравнивать осадки не только отдельных колонн в ряду, но и здания в целом.

Ленточные фундаменты под стены (рис. 2.1, в) иногда называют **непрерывными**. Такие фундаменты несущественно изменяют жесткость сооружения. При большой жесткости стен ленточные фундаменты почти не работают на изгиб в продольном направлении. Эти фундаменты в целях снижения давления по их подошве можно развивать только в поперечном направлении. Такие фундаменты иногда делают с целью устройства подвальных помещений и технических подполий.

Сплошные фундаменты устраивают под всем сооружением или под его частью в виде железобетонных плит под сетку колонн и стен (рис. 2.1, г). Такие плиты работают на изгиб в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Иногда целесообразно делать сплошные фундаментные плиты коробчатой формы. В таком случае нижняя фундаментная плита и перекрытие под подвальными помещениями, объединенные вертикальными стенами подвала, совместно работают на изгиб.

Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадки в двух направлениях.

Массивные фундаменты устраивают в виде жесткого массива под всем сооружением (дымовая труба, доменная печь и т.п.).

Фундаменты, кроме действия внешних нагрузок, испытывают влияние подземных вод, а также замерзание и оттаивание влаги в порах кладки. В связи с этим материалы для фундаментов должны обладать определенной прочностью, неразмокаемостью и морозостойкостью.

Долговечность фундаментов обеспечивается устройством их из железобетона, бетона, бутобетона, бутовой кладки. Выбор материала зависит от долговечности сооружения, нагрузок, свойств грунтов, агрессивности грунтовых вод.

Бетон является более совершенным материалом для фундаментов. С целью уменьшения расхода цемента используют бутобетон (в бетон втапливают бутовые камни). Монолитные фундаменты особенно целесообразны при бетонировании без опалубки в распор со стенками котлованов.

Наиболее широкое применение в качестве материала для фундаментов нашел железобетон. Этот материал незаменим для устройства ленточных фундаментов под колонны и сплошных фундаментных плит, поскольку хорошо сопротивляется изгибу, морозостоек и при определенной плотности ему можно придавать свойство водонепроницаемости.

Бутовые фундаменты, возводимые из естественных и искусственных камней, применяются, когда кладка не испытывает растягивающих напряжений. Бутовую кладку применяют при наличии дешевого местного бутового камня и малом объеме фундаментов.

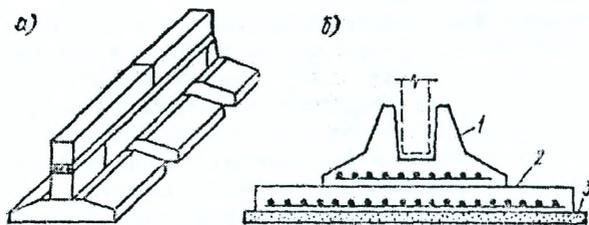
2.1.3 Конструкции сборных фундаментов

Особенно целесообразно устройство сборных ленточных фундаментов под стены. В таком случае на дно котлована при глинистых грунтах насыпают слой песка толщиной 6...10см, который выравнивают под правило. На песок укладывают фундаментные плиты (блоки-подушки), которые, распределяя нагрузку от стены на грунт основания, работают на изгиб (рис. 2.1, в). На плиты устанавливают фундаментные стеновые блоки. С целью экономии материально-технических средств и уменьшения числа типоразмеров фундаментных плит их укладывают с зазорами (рис. 2.2, а), т.е. устраивают ленточный фундамент с прерывистой подушкой. Зазоры позволяют подобрать необходимую площадь подошвы при одной ширине блоков фундаментных плит. Зазоры между плитами заполняют песком с уплотнением. В последнее время некоторое применение нашли фундаментные плиты с угловыми вырезами.

Если с целью уменьшения чувствительности здания к неравномерным осадкам в кладке фундаментов и стен делают пояса, то по фундаментным плитам в уширенный шов кладки устанавливают непрерывную арматуру (рис. 2.1, в) вдоль всех стен. При фундаментах с прерывистой подушкой из фундаментных плит такое армирование выполняют по первому ряду фундаментных стеновых блоков (рис. 2.2, а).

При возведении крупнопанельных зданий обычно применяют фундаментные плиты в виде панелей и цокольные (стеновые) панели, которые одновременно являются и цоколем с соответствующей облицовкой.

Отдельные фундаменты под колонны иногда делают сборными (рис. 2.2, б). Сборные фундаменты под колонны наиболее целесообразны, когда их можно сделать из одного блока небольшой массы. Сборка фундаментов из нескольких блоков приводит к дополнительному расходованию арматуры, располагающейся в нескольких уровнях. Применение отдельных фундаментов из двух и более блоков рационально лишь при необходимости их возведения в сжатые сроки.



1 – подколонник; 2 – плита; 3 – подсыпка из песка

Рисунок 2.2 – Сборные фундаменты

При устройстве фундаментов из пустотелых сборных блоков можно уменьшить расход бетона, массы фундамента, сроков его возведения, трудовых затрат на строительство, однако при этом обычно увеличивается расход стали, возрастают трудовые затраты на заводе.

2.1.4 Конструкции монолитных фундаментов

Сплошные, ленточные под колонны, массивные, имеющие небольшую площадь опалубки по сравнению с объемом бетона и отдельные фундаменты сложного очертания под колонны и оборудование, как правило, делают из монолитного железобетона. Монолитными часто делают и фундаменты простого очертания под колонны, когда их нельзя выполнить из одного блока.

Недостатками монолитных фундаментов являются: меньшая оборачиваемость опалубки, чем на заводе; значительные трудовые затраты на стройплощадке; сложность обеспечения схватывания и твердения бетона в зимних условиях; большая продолжительность работ по их устройству по сравнению со сборными блочными фундаментами. Однако применение типовой инвентарной опалубки и способов ускорения схватывания и твердения бетона во многих случаях делает монолитные фундаменты более экономичными. Иногда в качестве опалубки используют тонкостенные сборные железобетонные элементы, которые входят в состав конструкции фундамента.

Монолитные фундаменты из бетона, бутобетона и бутовой кладки, т.е. плохо сопротивляющиеся растягивающим напряжениям, применяют, когда они работают в основном на сжатие. Выступающие части фундаментов в таких случаях делают с уступами или наклонными (рис. 2.3). Наименьшее отношение высоты уступа к его выносу $h:l$ и высоты фундамента к его полному выносу $H:L$ устанавливается в пределах от 2 до 1 в зависимости от прочности кладки фундамента и интенсивности давления по подошве.

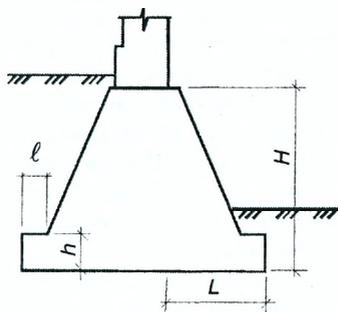
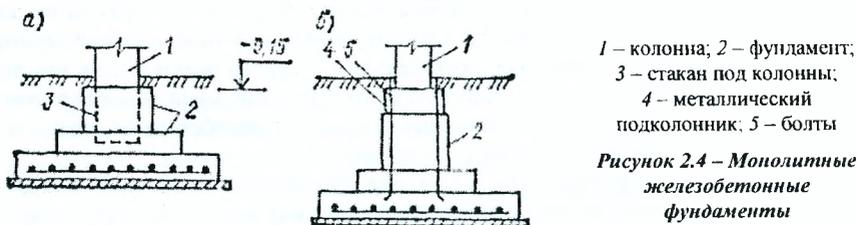


Рисунок 2.3 – Разрез по трапециевидному ленточному фундаменту под стеной

Под железобетонные монолитные фундаменты обычно устраивают подготовку из слоя щебня, втрамбованного в грунт, или из тощего бетона. Подготовка предназначена для предотвращения вытекания цементного молока из бетонной смеси в грунт (при фильтрующих грунтах); перемешивания бетонной смеси с грунтом (при несвязных и слабых грунтах); возможности погружения арматуры в грунт (при тяжелой арматуре и слабом грунте). При плотных слабофильтрующих грунтах подготовку не делают, а принимают толщину защитного слоя бетона под арматурой в 5...8 см. При наличии же подготовки толщина защитного слоя составляет 3 см.

Устройство верхней части фундаментов зависит от характера опирающихся на них конструкций. При сборных железобетонных колоннах для их установки в фундаментах делают стаканы (рис. 2.4, а) или предусматривают стык колонны с фундаментом с помощью закладных деталей. Фундаменты выполняют с повышенной стаканной частью, чтобы можно было произвести обратную засыпку грунта до проектной отметки перед установкой колонн. При металлических колоннах обрез фундамента располагают на глубине 0,5...1 м от поверхности грунта для возможности размещения металлического подколлонника ниже отметки планировки и пола здания (рис. 2.4, б).

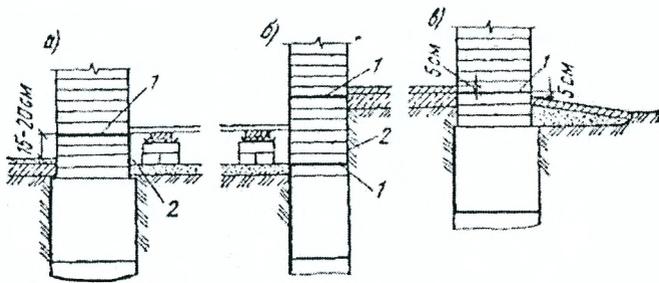


2.2 Защита помещений от подземных вод и сырости

Практикой строительства выработаны различные способы предохранения конструкций и подземных помещений от подземных вод и влаги. Многие из этих мероприятий, выполняемые в период строительства, достаточно просты и эффективны. Но их устройство осложняется, а эффективность снижается, когда они выполняются для уже существующих зданий и сооружений.

Защитные мероприятия направлены на предохранение подземных сооружений и подвалов от сырости, от затопления подземными водами, от коррозии и разрушения материалов. Выбор этих мероприятий зависит от гидрогеологических условий строительной площадки, сезонного колебания и возможного изменения УГВ, их агрессивности, особенностей конструкций и назначения помещений.

Защита наземных помещений от грунтовой сырости ограничивается устройством по выровненной поверхности всех стен на высоте 15-20 см от верха отмостки или тротуара непрерывной водонепроницаемой прослойки из жирного цементного раствора или одного-двух слоев рулонного материала на битуме (рис. 2.5). Этот слой составляет с бетонной подготовкой пола одно целое. В местах понижения пола устраивают дополнительную изоляцию. Защита подвальных и заглубленных помещений в сухих грунтах осуществляется обмазкой за один-два раза наружной поверхности заглубленных стен горячим битумом и прокладкой рулонной изоляции в стене на уровне пола подвала. Во влажных грунтах обмазку делают по оштукатуренной цементным раствором поверхности стены. В сильновлажных грунтах к цементному раствору добавляют церезит, уплотняющий бетон и растворы.



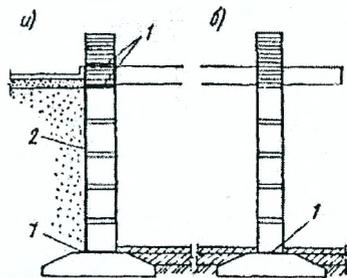
а, в – наружных стен; б – внутренних стен; 1 – рулонная гидроизоляция или цементный раствор; 2 – обмазка битумом за два раза

Рисунок 2.5 – Изоляция стен бесподвальных зданий с полами по лагам и грунту

Поверхности стен подвалов защищают горизонтальной водонепроницаемой прослойкой в стене, доходящей до пола подземного помещения или подвала (рис. 2.6).

а – наружных стен; б – внутренних стен; 1 – рулонная гидроизоляция; 2 – обмазка битумом за два раза

Рисунок 2.6 – Изоляция стен подвальных и заглубленных помещений



Изоляцией полов подвала при низком уровне подземных вод служит сам бетонный пол. В сильновлажных грунтах пол выполняют из плотного бетона с добавлением цеззита, покрывая его слоем битума, а чистый пол – из асфальта.

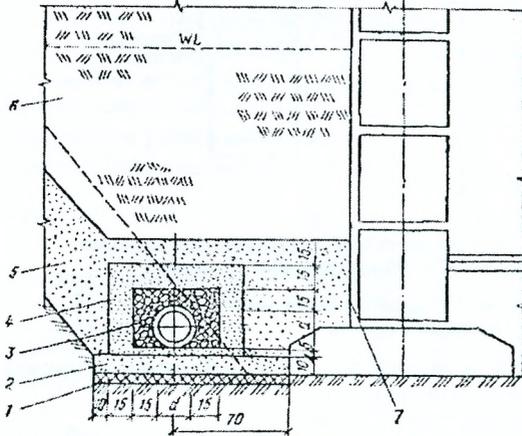
Основными же мероприятиями по борьбе с подземными водами являются перехват их дренажами и устройство гидроизоляции.

В городском и промышленном строительстве применяют горизонтальные трубчатые дренажи совершенного типа, полностью прорезающие водоносный слой и доходящие до водоупора, и несовершенного типа, прорезающие этот слой частично.

Наиболее экономично устраивать дренаж не для одного здания и сооружения, а для их комплекса в период инженерной подготовки территории, что сокращает протяженность дренажной сети.

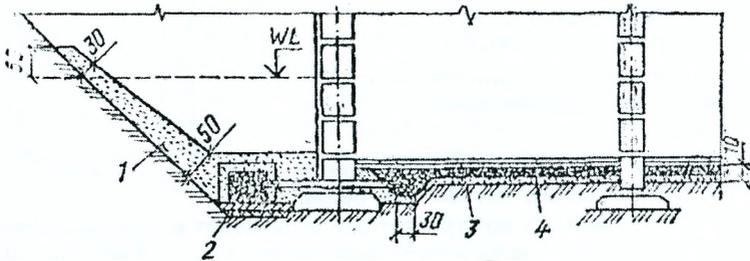
Для отдельных зданий и сооружений принимают два типа дренажа: пристенный и пластовый. Пристенный (сопутствующий) дренаж (рис. 2.7) применяют при неглубоком залегании водоупора и слоистом основании. Дренаж располагается с наружной стороны фундамента и заглубляется ниже его подошвы. Пластовый дренаж (рис. 2.8) применяют в слабопроницаемых грунтах, где линейные дренажи часто не дают положительного результата, и при наличии в этих грунтах маломощных, хорошо проницаемых прослоек и линз. Соединение

подпольного пластового дренажа с пристенным в зданиях ленточными фундаментами осуществляется с помощью труб, а в зданиях с отдельными фундаментами – через дренажные прослойки. Пластовые дренажи не защищают подземные сооружения от сырости и увлажнения капиллярной влагой.



- 1 – щебень, втрамбованный в грунт; 2 – глинобетон;
- 3 – мелкий щебень или гравий; 4 – песок крупный;
- 5 – песок средней крупности;
- 6 – местный грунт; 7 – обмазка битумом за два раза

Рисунок 2.7 – Пристенный дренаж



- 1 – песок средней крупности; 2 – пристенный дренаж;
- 3 – песок крупный; 4 – гравий или щебень

Рисунок 2.8 – Пластовый дренаж под подвалом здания

Устройство дренажей лимитируется возможностью отвода из них воды.

Нельзя забывать, что подземные воды оказывают гидростатическое давление на пол и стены заглубленных помещений, поэтому гидроизоляцию выполняют на 0,5 м выше максимального уровня подземных вод. Схема эпюры гидростатического давления на заглубленные помещения приведена на рис. 2.9. При уровне подземных вод 0,1–0,15 м гидроизоляция пола состоит из двух слоев рулонного материала и защитной конструкции (рис. 2.10). Напор погашается весом конструкции пола над изоляцией. Для предупреждения разрыва изоляционного ковра от неравномерных осадок фундамента и пола подвала между ними устраивается компенсатор в виде петли из ковра, размещаемый в коробе с битумом. Компенсаторы устраивают и около осадочных швов.

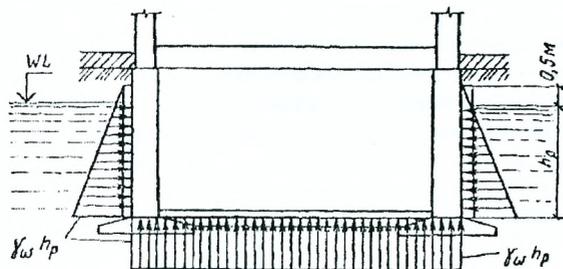


Рисунок 2.9 – Эпюра гидростатического давления подземных вод на заглубленную конструкцию

- 1 – кирпичная или бетонная защитная стенка;
- 2 – рулонная изоляция;
- 3 – конструкция чистого пола;
- 4 – деформационные компенсаторы;
- 5 – цементный или асфальтовый слой;
- 6 – цементная стяжка;
- 7 – бетонная подготовка

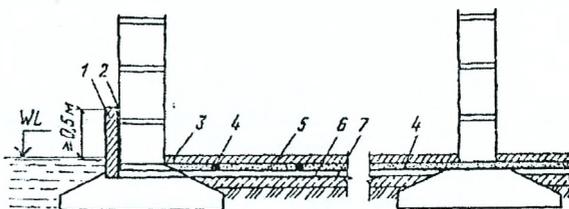
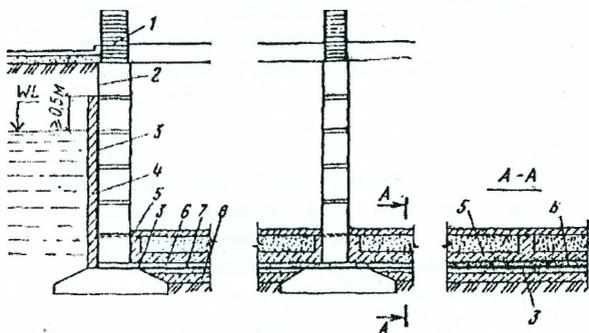


Рисунок 2.10 – Гидроизоляция подвала при напоре подземных вод до 0,5 м

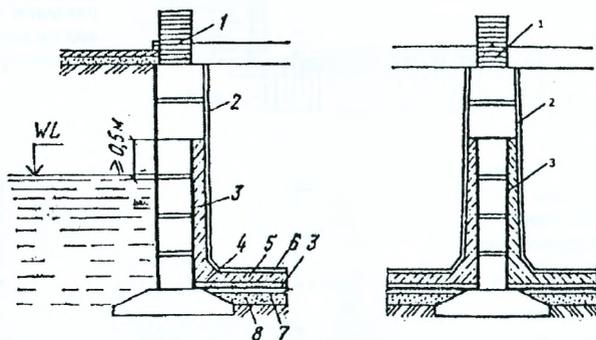
При уровне подземных вод выше пола подвала на 0,5 м гидроизоляция должна состоять из трех и более слоев рулонной изоляции и дополнительной конструкции, защищающей слой изоляции от отрыва и воспринимающей гидростатическое давление. На вертикальных поверхностях гидростатическое давление воспринимается стенами или специальными конструкциями. В первом случае рулонную гидроизоляцию наклеивают по выровненным штукатуркой наружным поверхностям стен и предохраняют от механических повреждений защитной стенкой из кирпича, бетонных плит и блоков (рис. 2.11).



- 1 – гидроизоляция стен; 2 – битумная обмазка; 3 – рулонная изоляция; 4 – защитная кирпичная или бетонная стенка; 5 – железобетонное ребристое перекрытие (балки заделаны в стены); 6 – защитный цементный слой; 7 – цементная стяжка; 8 – бетонная подготовка

Рисунок 2.11 – Гидроизоляция подвала по наружной поверхности стен при больших напорах подземных вод

Зазор между изоляцией и стенкой заполняют жидким цементным раствором. Для лучшего зажима изоляции защитную стенку через 5-6 м по длине разделяют полоской рулонного материала. Во втором случае изоляцию наклеивают на внутреннюю поверхность стены и прижимают специальной конструкцией, рассчитанной на восприятие гидростатического давления (рис. 2.12).



- 1 – гидроизоляция стен; 2 – битумная обмазка, защищенная цементной штукатуркой;
 3 – рулонная изоляция; 4 – цементный слой; 5 – железобетонная коробчатая конструкция;
 6 – чистый пол; 7 – цементная стяжка; 8 – бетонная подготовка

Рисунок 2.12 – Гидроизоляция подвала по внутренней поверхности стен, с коробчатой конструкцией при больших напорах подземных вод

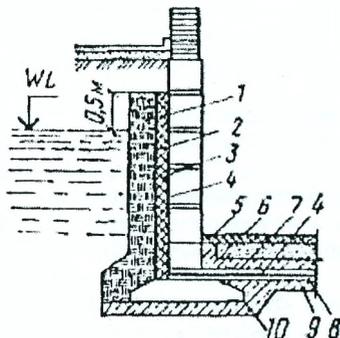
В горизонтальных конструкциях гидроизоляцию наклеивают на гладко выровненную цементной стяжкой поверхность подготовки и сверху предохраняют цементным или асфальтовым слоем толщиной 3-5 см. Гидростатическое давление воспринимается: заделанными в стены или в опоры здания железобетонными плитами; ребристыми с плитой понизу и безбалочными перекрытиями; коробчатыми конструкциями (рис. 2.12), общими для пола и стен; железобетонными плитами под металлическими балками. Когда гидростатическое давление воспринимается железобетонными перекрытиями, они одновременно могут использоваться как сплошные фундаментные плиты.

Некоторые особенности имеет защита подземных конструкций от агрессивных вод.

Основными признаками агрессивности воды являются кислотность, временная (карбонатная) жесткость, содержание магниальных солей, содержание свободной углекислоты. Коррозия зависит от состава, плотности, водонепроницаемости бетона, совместного действия на бетон воды и мороза и пр. Кроме того, на коррозию оказывает влияние скорость фильтрации подземной, агрессивной к бетону воды.

Защита подземных конструкций от агрессивных вод сводится (в зависимости от агрессивности вод) к приданию материалу большей химической стойкости или к изоляции их от смачивания подземными водами. При наличии определенного источника агрессивных вод хорошие результаты дает устройство вокруг сооружения нейтрализационных барьеров – канав, заполненных известковым щебнем и камнем, которые нейтрализуют кислоту в воде и снижают ее агрессивность.

Простейшей изоляцией от слабоагрессивных вод может быть глиняный замок из хорошо перемятой и плотно утрамбованной глины. В более агрессивных водах изоляция осуществляется химически стойкими оболочками. При сильноагрессивных водах поверхность конструкции с боков и снизу предохраняют оклеечной изоляцией из битумных рулонных материалов (рис. 2.13). Изоляцию по подошве сооружения наносят на подготовку из тощего бетона. При весьма агрессивных водах конструкцию облицовывают клинкером на битуме или на кислотостойком растворе.



- 1 – перемятая глина; 2, 10 – обмазка битумом за три раза; 3 – защитная стенка; 4 – рулонная изоляция; 5 – чистый пол; 6 – железобетонное перекрытие; 7 – защитный слой; 8 – цементная стяжка; 9 – щебеночная или гравийная подготовка на битуме

Рисунок 2.13 – Изоляция фундаментов от сильноагрессивных вод

2.3 Последовательность проектирования оснований и фундаментов

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

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

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

Результаты детальных исследований, проводимых на площадке строительства, должны содержать сведения о стратиграфической последовательности напластования грунтов, формах залегания, размерах в плане и по глубине, происхождении, составе и состоянии всех инженерно-геологических элементов, о подземных водах.

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

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

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

Следует обращать внимание на возможное влияние технологических процессов в проектируемых сооружениях на изменение физико-механических свойств грунтов основания. Необходимо, особенно при строительстве на слабых грунтах, принимать во внимание взаимодействие проектируемого сооружения с окружающей средой (соседние здания и сооружения, установки и оборудование в проектируемом сооружении, прокладка коммуникаций, сохранность прилегающей территории, дорог и т.п.).

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

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

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

Заканчивается этот этап выбором типа основания и нескольких (обычно не менее трех) конструктивных типов фундаментов проектируемого сооружения, намеченных для дальнейшего, более детального, анализа.

4. Расчеты оснований по предельным состояниям, технико-экономический анализ вариантов и принятие окончательного решения. Для одного или нескольких сечений сооружения в зависимости от его конфигурации, нагрузок, сложности напластования грунтов проводятся расчеты выбранных вариантов фундаментов по предельным состояниям. Определяются окончательные размеры фундаментов в плане, количество и расположение свай, проектируются фундаменты для каждого варианта. Оценивают все виды работ по возведению фундаментов и, если нужно, по устройству искусственных оснований и других мероприятий, направленных на уменьшение неравномерных деформаций основания. Проводится технико-экономическое сравнение рассматриваемых вариантов и по минимуму приведенных затрат устанавливается оптимальное проектное решение.

2.4 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах

Усилия, передаваемые сооружением на фундаменты, устанавливаются в соответствии со СНиП 2.01.07 – 85. Нагрузки и воздействия. Для зданий и сооружений III класса при расчетах средних значений деформаций основания или деформаций основания в стадии привязки типового проекта к местным грунтовым условиям допускается определять нагрузки без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией. В остальных случаях такой учет должен выполняться.

Следует иметь в виду, что нагрузки, устанавливаемые СНиПом, соответствуют нормативным их значениям. Расчеты оснований производятся по расчетным значениям нагрузок, которые определяются как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ , учитывающий возможное отклонение нагрузок на неблагоприятную сторону от их нормативных значений. Значения коэффициентов γ при расчетах оснований по несущей способности и для различных случаев изменяются от 1 до 1,5. При расчетах оснований по деформациям значение этого коэффициента принимается равным единице ($\gamma=1$).

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются на постоянные (собственный вес несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунта и т.п.) и переменные. Переменными считаются нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. К ним относятся:

- длительные (вес стационарного оборудования, нагрузки на перекрытия в складских помещениях, библиотеках и т.п.);
- кратковременные (вес людей, материалов, продукции технологического назначения сооружения, снеговые, ветровые и т.д.);
- особые (сейсмические, аварийные и др.).

Различают следующие сочетания нагрузок: основные, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных, и особые, включающие, кроме того, и одну из особых нагрузок. Расчеты по деформациям производятся на основное сочетание нагрузок, по несущей способности – на основное и особое сочетание.

При расчетах оснований необходимо также учитывать нагрузки от соседних фундаментов, оборудования и складываемого материала, размещенных вблизи фундамента.

2.5 Расчет фундаментов мелкого заложения

Расчет фундамента мелкого заложения начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров, к которым относятся глубина заложения фундамента, размеры и форма подошвы. Затем для принятых размеров фундамента производят расчеты основания по предельным состояниям.

Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям основания) является основным и обязательным для всех фундаментов мелкого заложения. Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности основания) является дополнительным и производится только в отдельных случаях.

Установив окончательные размеры фундамента, удовлетворяющие двум группам предельных состояний, переходят к его конструированию. Расчет фундамента как железобетонной конструкции рассматривается в соответствующем курсе «Железобетонные конструкции». Важно иметь в виду, что соблюдение правил конструирования массивных и сборных гибких фундаментов позволяет исключить проверку их на прочность и трещиностойкость.

2.5.1 Определение глубины заложения фундаментов

Очевидно, что чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения, поэтому естественно стремление принять глубину заложения как можно меньшей. Однако в силу того, что верхние слои грунта не всегда обладают необходимой несущей способностью или же конструктивные особенности сооружения требуют его заглубления, при выборе глубины заложения фундамента приходится руководствоваться целым рядом факторов, основными из которых являются инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, глубина сезонного промерзания грунтов, конструктивные особенности возводимого сооружения, включая глубину прокладки подземных коммуникаций, наличие и глубину заложения соседних фундаментов.

Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и УГВ в период промерзания. Известно, что при промерзании некоторых грунтов наблюдается их *морозное пучение*, поэтому в таких грунтах *нельзя закладывать фундаменты выше глубины промерзания*.

СНБ 5.01.01-99 рекомендует расчетную глубину заложения фундаментов наружных стен и колонн принимать по табл. 2.1 в зависимости от положения УГВ и показателя текучести глинистых грунтов, которые должны сохраняться в течение всего периода эксплуатации зданий.

Таблица 2.1 – Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условию недопущения морозного пучения грунтов основания

Виды грунтов под подошвой фундамента и их характеристика	Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания грунта d_f	
	не зависит от d_f	не менее d_f
	Глубина расположения уровня подземных вод (z), м, относительно расчетной глубины промерзания d_f	
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Независимо от расположения уровня подземных вод (z)	
Пески мелкие и пылеватые, крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем в количестве не более 30% по массе	$z \geq 1,0$	$z < 1,0$
Супеси	$z \geq 1,5$	$z < 1,5$
Суглинки:		
$I_p \leq 12$	$z \geq 2,0$	$z < 2,0$
$I_p > 12$	$z \geq 2,5$	$z < 2,5$
Глины $I_p \leq 28$	$z \geq 3,0$	$z < 3,0$

Примечание: В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания (d_f), соответствующие грунты должны залегать на глубину не менее нормативной глубины промерзания, в проекте должны быть предусмотрены, а при строительстве реализованы мероприятия, исключающие подъем уровня подземных вод.

Расчетная глубина промерзания

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

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения на глубину промерзания грунтов у фундаментов, принимаемый по табл. 2.2; d_{fn} – нормативная глубина промерзания, м.

Таблица 2.2 – Значения коэффициента k_h

Особенности сооружения	Коэффициент (k_h) при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми					
по грунту	1,30	1,10	0,90	0,80	0,80
	1,00	0,80	0,70	0,60	0,60
на лагах по грунту	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90
	0,90	0,80	0,70	0,70	0,70
по утепленному цокольному перекрытию	1,05	1,00	1,00	1,00	0,90
	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40

Примечания: 1. Приведенные в таблице значения коэффициента (k_h) относятся: в числителе к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения на расстоянии не более 5,0 м от них; в знаменателе – к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.

2. Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициенты (k_h) принимаются: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10°С – по таблице 2.2, при температуре воздуха выше 10°С – по таблице 2.2 с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем (k_h) = 1,00.

3. Приведенные значения (k_n) относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента (a_f) менее или равно 0,5 м; при значении (a_f) более 0,5 м значения (k_n) повышаются на 0,10, но не более $k_n=1,00$.

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

5. При промежуточных значениях температуры воздуха помещений значения (k_n) принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице 2.2.

Расчетная глубина промерзания d_f – есть глубина промерзания грунта у наружной или внутренней грани фундамента на расстоянии 0,5 м от него с учетом теплового режима внутри и снаружи здания.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта d_{fn} – есть средняя из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунта, наблюдаемых за 10-летний период на горизонтальной площадке, очищенной от снега, при уровне грунтовых вод ниже глубины промерзания.

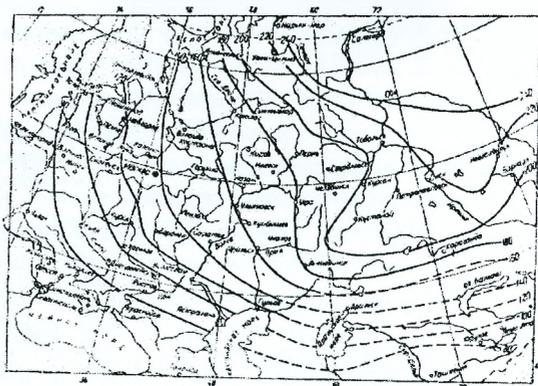
При отсутствии данных по таким наблюдениям ее можно принимать для суглинков и глин по схематической карте (рис. 2.14). Для песков и супесей значения d_{fn} , найденные по карте, следует увеличивать на 20%, т.е. умножать на коэффициент 1,2.

Возможно определять d_{fn} по формуле:

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t}, \quad (2.2)$$

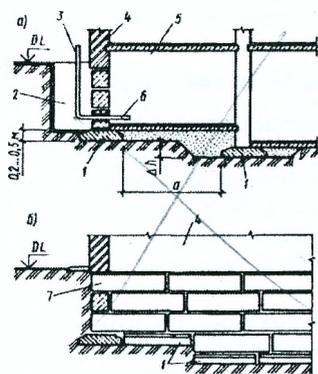
где d_o – глубина промерзания, м; при $M_t = 1$: для суглинков и глин $d_o = 0,23$; супесей, песков пылеватых и мелких – $0,28$; песков средней крупности, крупных и гравелистых – $0,30$; крупнообломочных грунтов – $0,34$; M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур воздуха за зиму в данном районе, принимаемых по СНиП "Строительная климатология и геофизика".

Рисунок 2.14 – Схематическая карта нормативных глубин промерзания суглинков (изолинии нормативных глубин промерзания, обозначенные пунктиром, даны для малоисследованных районов)



Конструктивные особенности сооружений. Основными конструктивными особенностями возводимого сооружения, влияющими на глубину заложения его фундамента, являются: наличие и размеры подземных и подвальных помещений, приямков и фундаментов под оборудование; глубина заложения фундаментов соседних сооружений; наличие и глубина прокладки подземных коммуникаций и конструкций самого фундамента, величина и характер нагрузок, передаваемых на фундаменты.

В зданиях с подвалом и полуподвалом, около приямков или каналов, примыкающих к фундаментам, глубина заложения фундамента принимается не менее 0,4 м ниже отметки низа пола подвала этих помещениях, что предусматривает запас на высоту блока или конструкции приямка (рис. 2.15).



а – здание с подвалом в разных уровнях и приямком; *б* – изменение глубины заложения ленточного фундамента;

1 – фундаментные плиты; *2* – приямок; *3* – трубопровод; *4* – стена здания; *5* – подвал; *6* – ввод трубопровода; *7* – стеновые блоки

Рисунок 2.15 – Выбор глубины заложения фундамента в зависимости от конструктивных особенностей сооружения

Фундаменты сооружения или его отсека стремятся закладывать на одном уровне. При необходимости заложения смежных отсеков на разных отметках требуется выполнение следующего условия. Разность отметок заложения расположенных рядом отдельных фундаментов (или отдельного и ленточного) при расстоянии в свету a между наиболее близкими точками не должна превышать величину Δh (рис. 2.15, *а*):

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right), \quad (2.3)$$

где φ_1 – расчетное значение угла внутреннего трения грунта, град; c_1 – расчетная удельная сила сцепления грунта, кПа; p – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента, кПа.

При выполнении условия (2.3) исключается ослабление основания соседнего фундамента и опирание нового фундамента на насыпной грунт ранее засыпанного котлована. Это же условие распространяется и на случай определения допустимой разности отметок заложения фундаментов сооружения и рядом расположенных каналов, тоннелей и пр.

Фундаменты проектируемого сооружения, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется закладывать на одном уровне. При переходе на большую глубину заложения должно выполняться условие (2.3).

При наличии коммуникаций (трубы водопровода, канализации и т.д.) подошва фундамента должна быть заложена ниже их ввода.

При этом условии трубы не подвержены дополнительному давлению от фундамента, а фундаменты не опираются на насыпной грунт траншей, вырытых для прокладки труб. Кроме того, в случае аварии уменьшается зона замачивания грунта, а при необходимости замены труб не будут нарушены грунты основания.

Переход от одной отметки заложения ленточного фундамента к другой осуществляется ступенями. Высота уступа в случае сборного фундамента принимается равной высоте стенового блока (рис. 2.15, *б*). При устройстве монолитного ленточного фундамента соотношение между высотой и длиной уступа в связанных грунтах принимается равным 1:2, и в несвязных – 1:3 при высоте уступа, не превышающей 0,6 м.

Наряду с выполнением рассмотренных требований в ряде случаев при выборе глубины заложения фундаментов учитывается также возможность дальнейшей реконструкции проектируемого сооружений (устройство новых коммуникаций, подвальных помещений, фундаментов под оборудование и пр.).

2.5.2 Определение формы и размеров подошвы фундаментов

Форма подошвы фундамента во многом определяется конфигурацией в плане возводимой надземной конструкции. Она может быть круглой, кольцевой, многоугольной (под дымовые трубы, водонапорные и силосные башни), квадратной, прямоугольной, ленточной (под колонны, столбы, стены), тавровой, крестообразной (под стены с пилястрами, отдельные опоры), а в стесненных условиях и более сложного очертания. В сборных фундаментах ее определяет и форма составных элементов и блоков.

При расчетах фундаментов мелкого заложения по второму предельному состоянию (по деформациям) площадь подошвы предварительно может быть определена из условия

$$p_{II} \leq R, \quad (2.4)$$

где p_{II} – среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям; R – расчетное сопротивление грунта основания.

Выполнение условия (2.3) осложняется тем, что обе части неравенства содержат искомые геометрические размеры фундамента, что требует при расчетах использовать метод последовательных приближений.

Центрально нагруженный фундамент. Центрально нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок проходит через центр площади его подошвы. Реактивное давление грунта по подошве жесткого центрально нагруженного фундамента принимается равномерно распределенным интенсивностью

$$p_{II} = \frac{N_{оп} + G_{фл} + G_{гII}}{A}, \quad (2.5)$$

где $N_{оп}$ – расчетная вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента; $G_{фл}$, $G_{гII}$ – расчетные значения веса фундамента и грунта на его уступах (рис. 2.16); A – площадь подошвы фундамента.

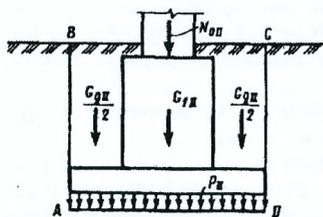


Рисунок 2.16 – Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

В предварительных расчетах вес грунта и фундамента в объеме параллелепипеда $ABCD$, в основании которого лежит неизвестная площадь подошвы A , определяется приближенно из выражения

$$G_{фл} + G_{гII} = \gamma_{ср} A d, \quad (2.6)$$

где $\gamma_{ср}$ – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, принимаемое обычно равным 20 кН/м^3 ; d – глубина заложения фундамента.

Приняв $P_u = R$ и учтя (2.6), из уравнения (2.5) получим формулу для определения необходимой площади подошвы фундамента

$$F = N_{oll} (R - \gamma_{cp} d). \quad (2.7)$$

Рассчитав площадь подошвы фундамента, находят его ширину b . Ширину ленточного фундамента, для которого нагрузки определяют на 1 м длины, находят как $b = A/l$. У фундаментов с прямоугольной подошвой задаются отношением сторон $n = l/b$, тогда ширина подошвы $b = \sqrt{A/n}$, для фундаментов с круглой подошвой $D = 2\sqrt{A/\pi}$.

После вычисления значения b принимают размеры фундамента с учетом модульности и унификации конструкций и проверяют давление по его подошве по формуле:

$$P_{II} = \frac{N_{oll}}{A + \gamma_{IIcp} \cdot d}. \quad (2.8)$$

Найденная величина p_{II} должна не только удовлетворять условию (2.4), но и быть по возможности близка к значению расчетного сопротивления грунта R . Наиболее экономичное решение будет в случае их равенства.

Внецентренно нагруженный фундамент. Внецентренно нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы. Такое нагружение фундамента является следствием передачи на него момента или горизонтальной составляющей нагрузки, либо результатом одностороннего давления грунта на его боковую поверхность, как, например, у фундамента под наружную стену заглубленного помещения.

При расчете давление по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимают изменяющимся по линейному закону, а его крайние значения при действии момента сил относительно одной из главных осей определяют как для случая внецентренного сжатия. Подстановкой значений $A = lb$, $W = bl^2/6$ и $M = N_{II}e$ получаем

$$p_{\max/\min} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right), \quad (2.9)$$

где N_{II} – суммарная вертикальная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его уступах; A – площадь подошвы фундамента; e – эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести подошвы; b – размер подошвы фундамента в плоскости действия момента.

Эпюра давления грунта, рассчитанная по формуле (2.9), может быть однозначной и двузначной, как это показано на рис. 2.17.

Как правило, размеры подошвы фундамента стараются подобрать таким образом, чтобы эпюра была однозначной, т.е. чтобы не было отрыва подошвы фундамента от основания. В противном случае в зазор между подошвой и грунтом может проникнуть вода, что нежелательно, поскольку это может привести к ухудшению свойств грунтов основания. Исключение допускается для фундаментов в стесненных условиях, когда отсутствует возможность развить их в нужном направлении, и для фундаментов, нагруженных знакопеременными моментами, когда нельзя подобрать размеры и форму подошвы, по которой действовали бы только сжимающие напряжения.

Поскольку при внецентренном нагружении относительно одной из центральных осей максимальное давление на основание действует только под краем фундамента, при подборе размеров подошвы фундамента его допускается принимать на 20% больше расчетного сопротивления грунта, т.е.

$$p_{\max} \leq 1,2R. \quad (2.10)$$

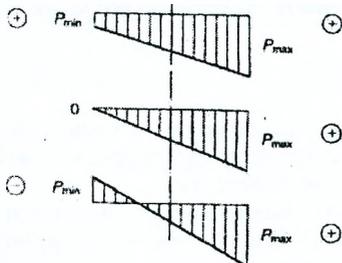
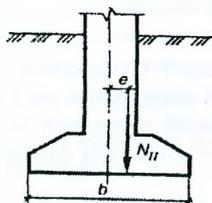


Рисунок 2.17 – Эпюры давлений под подошвой фундамента при действии внецентренной нагрузки

Одновременно среднее давление по подошве фундамента, определяемое как $p_{II} = N_{II}/A$, должно удовлетворять условию (2.4). В тех случаях, когда точка приложения равнодействующей внешних сил смещена относительно обеих осей инерции прямоугольной подошвы фундамента, как это показано на рис. 2.17, давление под ее угловыми точками находят по формуле:

$$p_{\max/\min}^c = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right). \quad (2.11)$$

Поскольку в этом случае максимальное давление действует только в одной точке подошвы фундамента, допускается, чтобы его значение, найденное по формуле (2.10), удовлетворяло условию

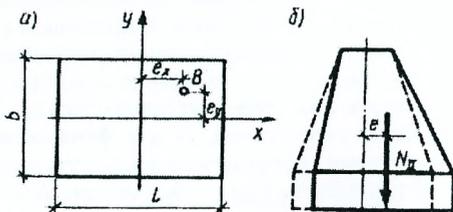
$$p_{\max}^c \leq 1,5R. \quad (2.12)$$

Одновременно проверяются и условия (2.4) и (2.10).

На практике задачу подбора размеров подошвы внецентренно нагруженного фундамента решают следующим образом. Сначала принимают, что действующая нагрузка приложена центрально, подбирают соответствующие размеры подошвы из условия (2.4), а затем уточняют их расчетом на внецентренную нагрузку, соблюдая изложенные выше требования и добиваясь удовлетворения условий (2.10) и (2.12). При этом иногда смещают подошву фундамента в сторону эксцентриситета так, чтобы точка приложения равнодействующей всех сил совпадала с центром тяжести подошвы фундамента (рис. 2.18, б)

a – смещение равнодействующей внешних сил; b – устройство несимметричного фундамента

Рисунок 2.18 – Внецентренное нагружение фундамента относительно двух главных осей инерции



2.5.3 Проверка давления на подстилающий слой слабого грунта

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слабых грунтов или грунтов с расчетным сопротивлением меньшим, чем давление на несущий слой (рис. 2.19), необходимо проверить давление на них, чтобы уточнить возможность применения при расчете основания теории линейной деформируемости грунтов.

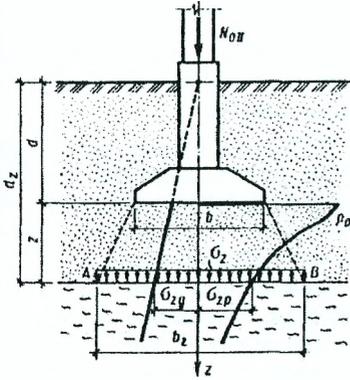


Рисунок 2.19 – Расчетная схема к проверке давления на подстилающий слой слабого грунта

Последнее требует, чтобы полное давление на кровлю подстилающего слоя не превышало его расчетного сопротивления, т.е.

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.13)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента (соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта); R_z – расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого слоя.

Величину R_z определяют как для условного фундамента шириной b_2 и глубиной заложения d_z . Коэффициенты условий работы γ_{σ} , γ_{ϵ} и надежности k , а также коэффициенты M_p , M_q и M_c находят применительно к слою слабого грунта.

Ширину условного фундамента b_2 назначают с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной z . Если принять, что давление σ_{zp} действует по подошве условного фундамента АВ, то площадь его подошвы должна составлять

$$A_z = \frac{N_{oll}}{\sigma_{zp}}, \quad (2.14)$$

где N_{oll} – вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента.

Зная A_z , найдем ширину условного прямоугольного фундамента по формуле:

$$b_2 = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (2.15)$$

где $a = (l - b)/2$; l и b – длина и ширина подошвы проектируемого фундамента. Для ленточных фундаментов $b_2 = A_z/l$.

Если условие (2.13) при этом не удовлетворяется, то необходимо принять большие размеры подошвы, при которых оно будет удовлетворяться.

3 РАСЧЕТ ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ КАК КОНСТРУКЦИЙ НА СЖИМАЕМОМ ОСНОВАНИИ

3.1 Основные предпосылки расчета и предварительный подбор сечения фундамента

Ленточные фундаменты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, балки на грунте, а также большинство плитных фундаментов относятся к гибким фундаментам.

В отличие от жестких фундаментов, собственные деформации которых ничтожно малы по сравнению с деформациями грунта, деформации гибких фундаментов соизмеримы с деформациями основания, в результате этого гибкий фундамент и его основание работают под нагрузкой совместно, образуя единую систему, а реактивное давление грунта изменяется по сложному закону, существенно отличающемуся от линейного. Определение этого давления из расчета совместного деформирования фундамента с основанием является основной задачей при проектировании гибких фундаментов. Задача довольно сложная, поскольку в общем случае реактивное давление на фундамент зависит от жесткости фундамента, его размеров и формы, характеристик деформируемости основания, величины, характера и расположения нагрузки. Сюда следует добавить и жесткость надземной части сооружения.

Подробно методы расчеты балок и плит на упругом основании изложены в курсах «Строительная механика» и «Железобетонные конструкции». Рассмотрим основные положения этих расчетов, а также их особенности, связанные со спецификой работы грунтов как линейно деформируемых тел.

Расчет ленточных фундаментов. В задачу расчета гибкого ленточного фундамента входят определение реактивного давления грунта по подошве фундамента, вычисление внутренних усилий, действующих в фундаменте, 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. Если пренебречь трением между подошвой фундаментной балки и грунтом основания, что идет в запас прочности, дифференциальное уравнение ее изгиба можно представить в виде

$$EI d^4 \frac{z}{dx^4} = \delta \bar{q}_x, \quad (3.1)$$

где EI – жесткость балки; z – прогиб балки в точке с координатой x ; \bar{q}_x – интенсивность нагрузки и

$$\bar{q}_x = q_x - p_x. \quad (3.2)$$

Уравнение (3.1) содержит жесткость фундамента EI , что требует предварительного назначения размеров его сечения. Это делают исходя из схемы линейного распределения реактивных усилий, принимая равномерное или трапециевидное распределение давления по подошве.

На рис.3.1 показана фундаментная балка, нагруженная системой сил, в результате чего по ее подошве действует реактивное давление грунта p_x , изменяющееся по какому-то сложному закону. Заменяя криволинейную эпюру распределения реактивных давлений p_x линейной трапециевидной, определяем крайние значения давления p_1 и p_2 по формуле внецентренного сжатия, которая для рассматриваемого случая будет иметь вид

$$p_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{6M_0}{bl^2}, \quad (3.3)$$

где N – суммарная вертикальная нагрузка на фундаментную балку; A – площадь подошвы фундаментной балки; M_0 – момент всех сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной балки.

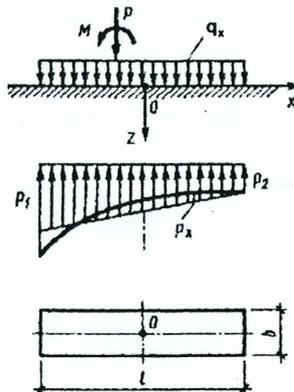


Рисунок 3.1 – Предварительный подбор сечения фундаментной балки

Определив крайние значения прямолинейной эпюры давлений p_1 и p_2 , загружаем ею рассматриваемую фундаментную балку, как внешней нагрузкой, и по правилам строительной механики строим эпюру изгибающих моментов M_x . Определив максимальное значение M_x , находим необходимый по условию прочности момент сопротивления балки W_x , а уже по нему подбираем предварительное сечение фундаментной балки и устанавливаем ее жесткость EI .

В дифференциальном уравнении (3.1) имеются две неизвестные функции: одна – уравнение изогнутой оси балки $z=f(x)$, вторая – закон распределения реактивных давлений грунта $p_x=f(x)$, поэтому решение может быть получено лишь при условии составления второго уравнения, в котором будут связаны между собой осадки различных точек балки и реактивное давление грунта.

Все современные расчеты конструкций на упругом основании базируются на основании одного из следующих двух методов:

- местных деформаций, учитывающий осадки основания только в пределах опорного контура фундамента;
- общих упругих деформаций, учитывающий как местные, так и общие деформации осадки, возникающие также и за пределами опорной площади фундамента.

При расчете балок на упругом основании под величиной \bar{q}_x следует понимать алгебраическую сумму внешней активной нагрузки q_x и реактивного давления грунта p_x . Таким образом, выражение (3.1), если его переписать применительно к балкам на сплошном упругом основании, принимает вид

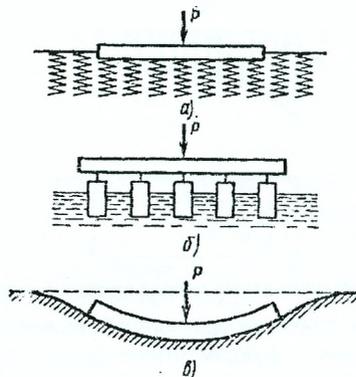
$$EI = \frac{d^4 z}{dx^4} + p_x = q_x. \quad (3.4)$$

В этом выражении величины z и p_x являются неизвестными, и для их определения необходимо еще одно уравнение, устанавливающее связь между ними.

Вид зависимости между величинами p_x и z определяет в большинстве случаев различие в методах расчета балок и плит, лежащих на сплошном упругом основании.

3.2 Расчет по методу местных упругих деформаций

Простейшей моделью метода местных деформаций является система, состоящая из балки, опирающейся на ряд не связанных друг с другом пружин, или балки, лежащей на плавающих понтонах (рис.3.2 а и б).



а и б – по теории местных упругих деформаций;
в – по теории общих упругих деформаций

Рисунок 3.2 – Деформации оснований

При расчете по этой теории исходят из так называемой гипотезы коэффициента постели, согласно которой давление на грунт p_x пропорционально местной осадке z . (возникающей, только в пределах опорного контура фундамента) и упругого поведения материала фундамента.

В соответствии с первой предпосылкой давление на основание p_x связано с величиной осадки z следующим выражением

$$p_x = bCz, \quad (3.5)$$

где b – ширина балки; C – так называемый коэффициент постели (коэффициент пропорциональности): $> (0,3...1) \cdot 10^4$ кН/м³ – при очень слабых грунтах, $(1...3) \cdot 10^4$ кН/м³ – при слабых грунтах, $(3...8) \cdot 10^4$ кН/м³ – при грунтах средней плотности; z – осадка в точке определения реакции p_x .

Подставляя эту зависимость в дифференциальное уравнение (3.4), получим

$$EI d^4 \frac{z}{dx^4} + bCz = q_x. \quad (3.6)$$

Уравнение (3.6) известно как дифференциальное уравнение изгиба балок на упругом основании по методу местных упругих деформаций. Решение этого уравнения имеет вид

$$z = \frac{q_x}{Cb} + e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x), \quad (3.7)$$

где x – текущая координата; z – прогиб балки в точке с координатой x ;

$$\alpha = \sqrt{\frac{cb}{4EI}}, \text{ м}^{-1}, \quad (3.8)$$

b – ширина фундаментной балки.

Коэффициент α называют линейной характеристикой балки на упругом основании. При $\alpha l < 0,75$ (l – длина балки, м) балки (при расчете по методу местных упругих деформаций) классифицируются как короткие жесткие, деформациями изгиба которых можно пренебречь; при $0,75 < \alpha l < 3$ – как короткие гибкие; при $\alpha l > 3$ – как длинные гибкие.

Расчет по теории местных упругих деформаций имеет недостатки, вытекающие из предпосылок, положенных в его основу. К числу их, во-первых, относится то, что наблюдаемые в натуре деформации носят, как правило, не только местный характер, но и приводят к образованию упругих лунок, расположенных вне опорной площади фундамента. Кроме того, коэффициент пропорциональности (постели), играющий в расчетах по Винклеру весьма важную роль, не является для данного грунта постоянной величиной и зависит как от значения внешнего давления, так и от площади передачи нагрузки.

Кроме того, из предпосылок теории Винклера вытекает, что фундамент, нагруженный по всей длине равномерной нагрузкой, оседает равномерно, т.е. не прогибаясь. В общем случае это совершенно не соответствует данным непосредственных наблюдений и при равномерных нагрузках значительной интенсивности может привести к существенным и к тому же опасным ошибкам.

3.3 Расчет по методу упругого полупространства

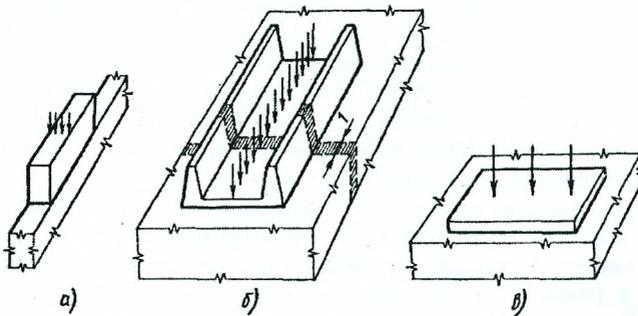
Метод упругого полупространства базируется на решениях классической теории упругости, которые в известных пределах считают приемлемыми и для грунтовых оснований. Согласно этому методу, фундаментная балка принимается лежащей на однородном линейно деформируемом полупространстве, деформационные свойства которого характеризуются модулем деформации E и коэффициентом Пуассона ν . Метод разработан для условий плоской и пространственной задач.

В свою очередь плоская задача распадается на две: плоское напряженное состояние и плоская деформация.

В условиях плоского напряженного состояния работают конструкции, основанием которых является неограниченная двухмерная упругая среда в виде полуплоскости (рис. 3.3, а). Чисто теоретически толщина последней

является бесконечно малой, практически же величина ее с достаточной точностью должна совпадать с шириной опорной площади балки. В таких условиях напряжения, направленные нормально к боковым граням балок, отсутствуют, между тем как деформации в этом направлении могут развиваться совершенно свободно.

К конструкциям, работающим подобным образом, относятся балки, лежащие на стене в ее плоскости. Точно так же работают перемычки и рандбалки, поддерживающие кирпичные стены, если представить расчетную схему их перевернутой (т.е. принять, что балка лежит на стене и загружена сосредоточенными силами в виде опорных реакций). В условиях плоской деформации работают и должны рассчитываться относительно длинные и прямоугольные в плане конструкции, загруженные так, чтобы любая полоса, выделенная по длине в их поперечном направлении, работала практически точно в таких же условиях, как и любая другая (рис.3.3, б).



а – плоское напряженное состояние; б – плоская деформация;
в – упругое полупространство

Рисунок 3.3 – Возможные условия работы фундаментов

Чисто теоретически подобного рода условия могут быть выполнены применительно лишь к конструкциям бесконечно большой длины и достаточно ограниченной ширины. По мнению М.И.Горбунова-Посадова, расчет по схеме плоской деформации средней части конструкции в поперечном ее направлении будет обладать достаточной для практических целей точностью, если длина фундамента превышает ширину его более чем в 3 раза.

В данном случае, в отличие от плоского напряженного состояния, в направлениях, нормальных к плоскостям разреза, могут возникать напряжения, между тем как деформации в этих же направлениях полностью отсутствуют.

Основанием для подобного рода конструкций в целом служит полупространство, безгранично простирающееся в стороны, а также вниз от подошвы фундамента.

Как очевидно, при проектировании конструкций, работающих в условиях плоской деформации, достаточно ограничиться расчетом одной поперечной полосы единичной длины (рис. 3.2, б). При этом основанием в этих пределах является, как и в случае плоского напряженного состояния, полуплоскость.

К конструкциям, рассчитываемым в условиях плоской деформации, могут быть отнесены фундаментные плиты плотин, днища шлюзов и сухих доков, лотки и другие конструкции.

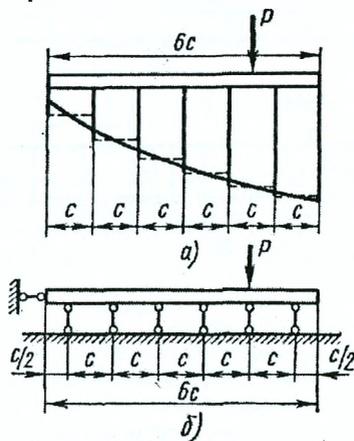
Балки и плиты, работающие в условиях, отличающихся от плоской задачи, рассматривают как конструкции, лежащие на упругом полупространстве.

К балочным конструкциям подобного рода принадлежат в основном ленточные фундаменты под несущие стены или колонны каркасов зданий и сооружений, а также железнодорожные шпалы, подкрановые пути и т.п.

Говоря о расчетах ленточных фундаментов, следует отметить, что, строго говоря, они работают не только в продольном, но и в поперечном направлениях. Благодаря этому, реактивное давление грунта распределяется в той или иной степени неравномерно в обоих направлениях. Однако в практических расчетах неравномерностью давления грунта в поперечном направлении конструкции можно пренебречь, если отношение длины балки к ее ширине достаточно велико.

3.4 Расчет фундаментных балок и плит по теории Б.Н.Жемочкина

Как известно, эпюра реактивного давления грунта имеет некоторое криволинейное очертание, показанное в принципиальном виде на рис. 3.4, а. Для вывода расчетных формул Б.М.Жемочкин заменяет действительную эпюру давления грунта ступенчатой, т.е. принимает его равномерно распределенным в пределах участка балки принятой длины.



а – разбивка на участки; б – условная статическая схема расчета

Рисунок 3.4 – К расчету балок по методу Б.Н.Жемочкина

Совершенно очевидно, что криволинейная и ступенчатая эпюры, показанные на рис. 3.4, а, будут тем более эквивалентными, чем меньше длина участков, в пределах которых реактивное давление грунта принимается постоянным. Таким образом, длина участков, а тем самым и их число зависят от желаемой степени точности расчетов и назначаются в соответствии с этим.

Далее принимается, что связь между балкой и основанием осуществляется только через отдельные стерженьки, мысленно установленные в середине прямолинейных участков эпюры реактивного давления грунта (рис. 3.4, б). Разумеется, что при этом условии опорные стерженьки совпадают с положением равнодействующей давления грунта в пределах каждого участка балки.

Таким образом, балки на упругом основании рассматриваются как обычные статически неопределимые системы, представляющие собой своеобразные неразрезные конструкции.

Такой подход к расчету позволяет избежать необходимости решать в практических расчетах довольно сложные интегрально-дифференциальные уравнения, получающиеся при подстановке выражений прогибов и нагрузки в дифференциальное уравнение (3.1) изогнутой оси балки, лежащей на упругом основании.

Если пойти по пути некоторых упрощений, такой же метод применим и для расчета плит. Только в этом случае он складывается из расчета статически неопределимых балок, расположенных как в одном, так и в другом направлениях.

Расчет балок по излагаемому методу проще всего производить смешанным способом.

В соответствии с этим в наиболее распространенном случае – при нагрузке и балке, симметричных относительно вертикальной оси (рис.3.5, а), целесообразнее всего принять расчетную схему такой, как это показано на рис.3.5, б.

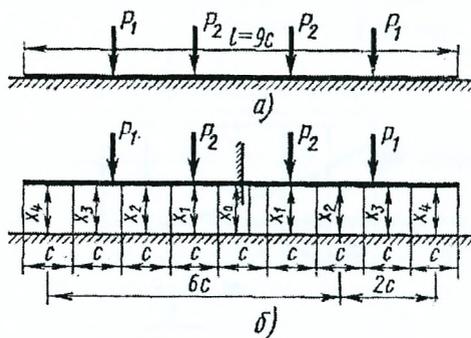


Рисунок 3.5 – К расчету балок по методу Б. Н. Жемочкина

Балка разбита на равные участки длиной c , а в середине каждого из них помещены условные опорные стерженьки.

Для облегчения расчетов используем симметрию балки и нагрузок. В этих целях по оси балки расположим заделку и разрежем все вертикальные стерженьки, заменив их неизвестными силами X_1, \dots, X_4 .

Для расчета подобных систем составляют обычные канонические уравнения, выражающие условия, что суммарные перемещения по направлению каждого разрезанного стерженька равны нулю. Указанные перемещения зависят от действия всех сил X в опорных стерженьках, действия внешней нагрузки Δ_p и от осадки z_0 , которую претерпевает балка в месте заделки.

Канонические уравнения для балки, изображенной на рис.3.5, будут иметь вид

$$\left. \begin{aligned} \delta_{00}X_0 + \delta_{01}X_1 + \delta_{02}X_2 + \delta_{03}X_3 + \delta_{04}X_4 - z_0 &= 0; \\ \delta_{10}X_0 + \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 - z_0 + \Delta_{1p} &= 0, \\ \delta_{20}X_0 + \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 - z_0 + \Delta_{2p} &= 0; \\ \delta_{30}X_0 + \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{34}X_4 - z_0 + \Delta_{3p} &= 0; \\ \delta_{40}X_0 + \delta_{41}X_1 + \delta_{42}X_2 + \delta_{43}X_3 + \delta_{44}X_4 - z_0 + \Delta_{4p} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

Кроме того, необходимо использовать уравнение равновесия

$$-X_0 - X_1 - X_2 - X_3 - X_4 + \sum P = 0. \quad (3.10)$$

Таким образом, применительно к балке оказывается 6 уравнений, содержащих 6 неизвестных X_0, X_1, \dots, X_4 и u_0 .

При этом первые пять уравнений выражают условия, что суммарные перемещения по направлению X_0, X_1, X_2, X_3 и X_4 равны нулю, последнее уравнение – равенство нулю суммы проекций всех сил на вертикальную ось.

Отсутствие в первом уравнении свободного члена Δ_{0p} объясняется тем, что внешняя нагрузка не вызывает перемещения по направлению силы X_0 , расположенной в месте заделки.

Перемещения δ_{ki} , входящие в канонические уравнения, состоят из перемещений z_k от осадки основания и из прогиба балки u_{ki} (рис.3.6), т.е.

$$\delta_{ki} = z_k + u_{ki}. \quad (3.11)$$

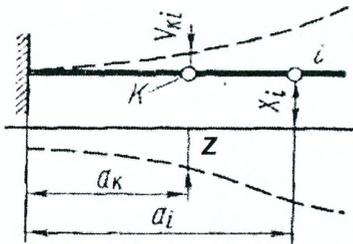


Рисунок 3.6 – Схема прогибов и осадок балок

Перемещения от осадки определяются методами теории упругости и зависят от характера решаемой задачи. Так, осадка в точке k от единичной силы, приложенной в точке i , определяется для полуплоскости по формуле Фламана, исходя

из которой можно получить следующие выражения:

для случая плоского напряженного состояния

$$z_{ki} = \frac{1}{\pi E_0} F_{ki}; \quad (3.12)$$

для случая плоской деформации

$$z_{ki} = \frac{1 - \mu_0^2}{\pi E_0} F_{ki}, \quad (3.13)$$

где F_{ki} – некоторая функция, зависящая от отношения x/c , значения этой функции приведены в табл. 3.1; x – расстояние от точки, где определяется осадка до точки, где приложена нагрузка; c – длина участков, на которые разбивается балка для расчета.

Таблица 3.1 – Единичные осадки F_{ki} для упругой полуплоскости

x/c	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
F_{ki}	0	-3,30	-4,75	-5,57	-6,15	-6,60	-6,97	-7,28	-7,54	-7,78
x/c	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
F_{ki}	-7,99	-8,18	-8,36	-8,52	-8,66	-8,80	-8,93	-9,05	-9,17	-9,28

Следует учитывать, что в соответствии с исходной формулой Фламана выражения (3.12) и (3.13) позволяют определять осадки, отсчитываемые от некоторого условного горизонта. Таким образом, в плоской задаче истинные осадки остаются неопределенными и расчетом может определяться только разница осадок отдельных точек. Необходимыми формулами для определения осадок служат:

в случае плоского напряженного состояния

$$z_{ki} = \sum \frac{x_i}{\pi E_0} F_{ki}; \quad (3.14)$$

в случае плоской деформации

$$z_{ki} = \sum \frac{x_i(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} F_{ki}. \quad (3.14 \text{ а})$$

В случае полупространства осадку определяют по формуле Буссинеску, на основании которой получаем следующее выражение (рис. 3.5):

$$z_{ki} = \frac{(1-\mu_0^2)F'_{ki}}{\pi E_0 c}, \quad (3.14 \text{ б})$$

где z_{ki} – осадка в точке k от единичной силы, приложенной в точке i ; F'_{ki} – некоторая функция, целиком зависящая от величины отношения b/c ; значения этой функции приведены в табл. 3.2; b – ширина балки.

Таблица 3.2 – Единичные осадки F'_{ki} для упругого полупространства. Нагрузка по прямоугольнику (для расчета балок)

x/c	c/x	F'					
		$\frac{b}{c} = \frac{2}{3}$	$\frac{b}{c} = 1$	$\frac{b}{c} = 2$	$\frac{b}{c} = 3$	$\frac{b}{c} = 4$	$\frac{b}{c} = 5$
0	∞	4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322
1	1	1,069	1,038	0,929	0,829	0,746	0,678
2	0,500	0,508	0,505	0,490	0,469	0,446	0,424
3	0,333	0,336	0,335	0,330	0,323	0,315	0,305
4	0,250	0,251	0,251	0,249	0,246	0,242	0,237
5	0,200	0,200	0,200	0,199	0,197	0,196	0,193
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,125	0,124	0,124	0,123
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,110
10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,099
>10		$F'_{ki} = c/x$					

В отличие от плоской задачи, формула (3.14, б) позволяет получать абсолютные значения осадок.

Проанализируем теперь приемы определения прогибов балки v_k , входящих в правую часть выражения (3.11). Значения этой части перемещений (т.е. прогиба в точке k от единичной нагрузки, приложенной в точке i) определяются по известной формуле Максвелла-Мора:

$$v_k = \int \frac{M_k M_i}{E_0 I} dx. \quad (3.15)$$

Входящие в канонические уравнения свободные члены Δ_{kp} , представляющие собой прогибы балок от внешней нагрузки, определяются по формуле:

$$\Delta_{kp} = \int \frac{M_p M_k}{E I} dx. \quad (3.16)$$

3.5 Расчет балок по теории М.И.Горбунова-Посадова

Из фундаментов, расчет которых выполняют по теории М.И. Горбунова-Посадова, наиболее распространены ленточные фундаменты и полосы с основанием, работающим в условиях плоской деформации (т.е. конструкции, у которых любая полоса, выделенная в поперечном направлении, работает в одинаковых условиях со всякой другой подобной же полосой (рис. 3.3, б)).

Расчет полос, нагруженных равномерной нагрузкой, заключается в совместном решении известного дифференциального уравнения упругой линии балки на упругом основании, которое в относительных абсциссах $\xi = x/l$ (рис.3.7) приобретает вид

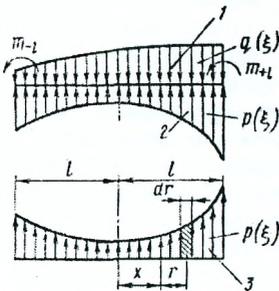
$$\frac{d^4 z}{d\xi^4} \cdot \frac{E_0 I}{(1-\mu^2) b l^4} = q(\xi) - p(\xi) \quad (3.17)$$

и выраженного в тех же абсциссах уравнения осадок линейно деформируемого пространства от действия нагрузки, распределенной по непрерывному закону (формула Фламана),

$$\omega(\xi) = -\frac{2l(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \int_{-(1+\xi)}^{1-\xi} p(\bar{\xi}) \ln |\rho| d\rho + C, \quad (3.18)$$

где $\rho = r/l$ (l – полупролет; r – расстояние от центра тяжести элементарной площади реактивного давления $p(\bar{\xi})d\bar{\xi}$ до точки балки с абсциссой x); b – ширина полосы или опорной площади; $\bar{\xi} = \frac{x+r}{l}$ – приведенная относительная абсцисса площади $p\bar{\xi}d\bar{\xi}$ (рис. 3.7); C – произвольная постоянная, значение которой

в данном случае – при плоской задаче – остается неизвестным, вследствие чего уравнение (3.14) дает лишь значения относительных осадок.



- эпюры: 1 – внешней нагрузки;
2 – реактивного явления грунта;
3 – давления на грунт

Рисунок 3.7 – К расчету конструкции по методу М.И.Горбунова-Посадова

Для использования выражений (3.17) и (3.18) необходимо задаться законом распределения реактивных давлений $p(\xi)$ в виде бесконечного степенного ряда

$$p(\xi) = a_0 + a_1\xi + a_2\xi^2 + \dots + a_n\xi^n, \quad (3.19)$$

где a_i – неизвестные коэффициенты, в т/м^2 , определяемые из условий статики и равенства прогибов соответствующих точек полосы и осадок поверхности грунта.

Подставив затем значение $p(\xi)$ из формулы (3.19) в уравнения (3.17 и 3.18) после четырехкратного интегрирования первого из них и однократного интегрирования второго, М.И.Горбунов-Посадов получил выражения для прогибов балки и осадки грунта, имеющие следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} z(\xi) &= A_0 + A_1\xi + A_2\xi^2 + \dots + A_n\xi^n; \\ \omega(\xi) &= B_0 + B_1\xi + B_2\xi^2 + \dots + B_n\xi^n. \end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

Исходя из тождества $z(\xi) = \omega(\xi)$ и правил статики, можно определить значения коэффициентов a_i , входящих в уравнение (3.19), и соответственно закон распределения реактивного давления $p(\xi)$.

Наличие такого закона позволяет определить обычными правилами статики значения изгибающих моментов M_ξ и поперечных сил Q_ξ в любом сечении полосы.

3.6 Расчет фундаментных балок по теории И.А.Симвулиди

Исходя из плоской задачи теории упругости (плоской деформации) балки рассматриваются как тонкие деформирующиеся только по длине упругие брусья. При этом считается, что грунт представляет собой сплошную однородную упругую среду бесконечной мощности, свойства которой характеризуются модулем деформации и коэффициентом Пуассона.

Как и большинство авторов, И.А.Симвулиди исходит из дифференциального уравнения упругой линии балки, лежащей на упругом основании. При этом реакция основания задается с помощью полной алгебраической функции третьей степени, имеющей следующий вид:

$$p_x = a_0 + \frac{2a_1}{L}\left(x - \frac{L}{2}\right) + \frac{4a_2}{L^2}\left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{8a_3}{L^3}\left(x - \frac{L}{2}\right)^3, \quad (3.21)$$

где L – длина балки; x – расстояние от левого конца балки до сечения, где определяется величина p_x ; a_0 , a_1 , a_2 и a_3 – неизвестные параметры, величина которых зависит от жесткости балки, ее длины, модуля деформации основания, величины и конфигурации нагрузок.

Подставляя в уравнение (3.4) вышеприведенную функцию p_x и интегрируя его четыре раза, можно получить выражение зависимости между осадкой балки z_x и реактивным давлением основания p_x , присущее только данной теории расчета.

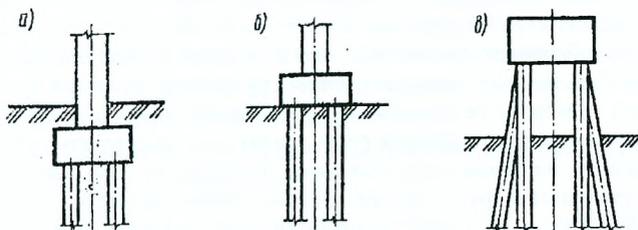
В этом выражении содержится четыре указанных выше параметра a_0 , a_1 , a_2 , a_3 и четыре произвольных постоянных интегрирования, для определения которых необходимо составить восемь дополнительных уравнений. В качестве их И.А.Симвулиди принял два условия статики, два граничных условия и четыре следующих условия контактности балки с грунтом: равенство прогибов балки и осадок грунта на левом конце балки; равенство ординат тех же кривых в середине балки; равенство площадей, образованных прогибами обеих линий деформаций и равенство третьих производных обеих функций прогибов в середине балки.

4 СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

4.1 Классификация свай и свайных фундаментов

Основные положения. В тех случаях, когда с поверхности залегают слои слабых грунтов, не обладающих достаточной несущей способностью, чтобы служить основанием для фундаментов мелкого заложения проектируемого сооружения, возникает необходимость передачи нагрузки на более плотные грунты, расположенные на некоторой глубине. В этих условиях чаще всего прибегают к устройству фундаментов из свай.

Свайей называют погруженный в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на грунт основания. Группы или ряды свай, объединенные поверху распределительной плитой или балкой, образуют свайный фундамент. Распределительные плиты и балки, выполненные, как правило, из монолитного или сборного железобетона, называют ростверками. Ростверки воспринимают, распределяют и передают на сваи нагрузку от расположенного на фундаменте сооружения. Если ростверк заглублен в грунт или его подошва расположена непосредственно на поверхности грунта, то его называют *низким* свайным ростверком, если подошва ростверка расположена выше поверхности грунта – *высоким* свайным ростверком (рис. 4.1).



а,б – низкий; в – высокий

Рисунок 4.1 – Типы свайных ростверков

В настоящее время в строительстве применяется более 150 типов свай и их конструктивных видов, которые принято классифицировать по двум основным признакам: по характеру передачи нагрузки на грунт и по условиям изготовления свай.

По характеру передачи нагрузки на грунт сваи подразделяются на сваи-стойки и сваи, защемленные в грунте.

К *сваям-стойкам* относятся сваи, прорезающие толщу слабых грунтов и опирающиеся на практически несжимаемые скальные или мало-сжимаемые грунты (крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, глины твердой консистенции). Свая-стойка практически всю нагрузку на грунт передает через нижний конец, так как при малых вертикальных перемещениях сваи не возникают условия для проявления сил трения на ее боковой поверхности (рис. 4.2, а).

Свая-стойка работает как сжатый стержень в упругой среде, ее несущая способность определяется или прочностью материала сваи, или сопротивлением грунта под ее нижним концом.

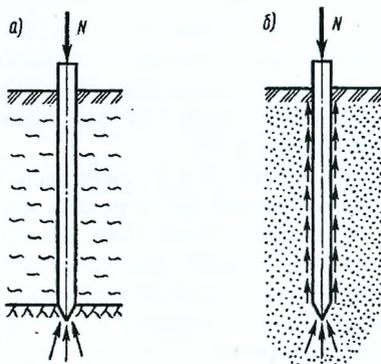
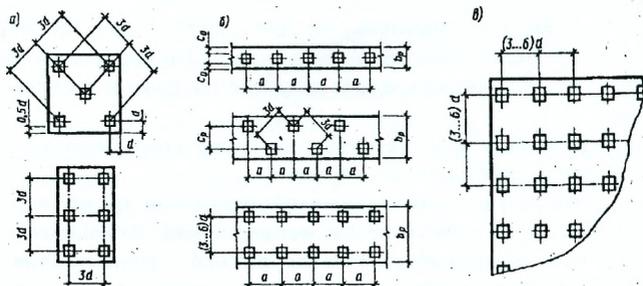


Рисунок 4.2 – Схемы передачи нагрузки сваями на грунты основания

К сваям заземленным в грунте, относятся сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты. Под действием продольного усилия N свая, заземленная в грунте, получает вертикальные перемещения, достаточные для возникновения сил трения между сваяй и грунтом. В результате нагрузка на основание передается как боковой поверхностью сваи, так и ее нижним концом (рис. 4.2, б). Несущая способность сваи, заземленной в грунте определяется суммой сопротивления сил трения по ее боковой поверхности и грунта под острием.

По условиям изготовления сваи делятся на две группы: сваи, изготавливаемые заранее на заводе или полигоне (предварительно изготовленные) и затем погружаемые в грунт, и сваи, изготавливаемые на месте, в грунте.

В зависимости от расположения свай в плане различают следующие виды свайных фундаментов: одиночные сваи, свайные кусты, ленточные свайные фундаменты и сплошные свайные поля (рис. 4.3).



a – свайный куст, b – ленточный, c – сплошное свайное поле

Рисунок 4.3 – Виды свайных фундаментов

Одиночные сваи применяют под отдельно стоящие опоры, когда несущей способности одной сваи достаточно для восприятия передаваемой на основании нагрузки. Разновидность одиночных свай, служащих одновременно и фундаментом, и колонной легкой надземной конструкции, называют свайе-колонной. Свайе-колонны широко применяют при строительстве легких сельскохозяйственных сооружений.

Свайным кустом принято называть фундамент, состоящий из группы свай. Число свай в кусте может быть различным, обычно не менее трех, хотя в отдельных случаях допускается устройство кустов и из двух свай. Свайные кусты устраивают под колонны сооружений и опоры, передающие значительные вертикальные нагрузки.

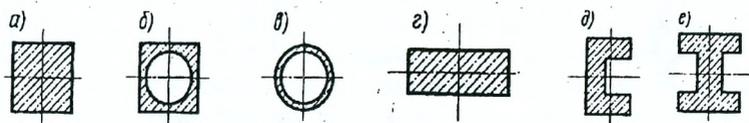
Если сваи в фундаменте расположены в один или несколько рядов, то такой фундамент называют *ленточным свайным фундаментом*. Ленточные свайные фундаменты устраивают под стены зданий и другие протяженные конструкции.

Если фундамент состоит из свай, расположенных в определенном порядке под всем сооружением, его называют *сплошным свайным полем*. Сплошные свайные поля устраивают под тяжелые сооружения башенного типа, имеющие ограниченные размеры в плане.

Сваи, погружаемые в грунт в готовом виде, в зависимости от материала, из которого они изготавливаются, подразделяются на железобетонные, деревянные, стальные и комбинированные.

Железобетонные сваи, получившие наибольшее распространение в практике строительства, подразделяют:

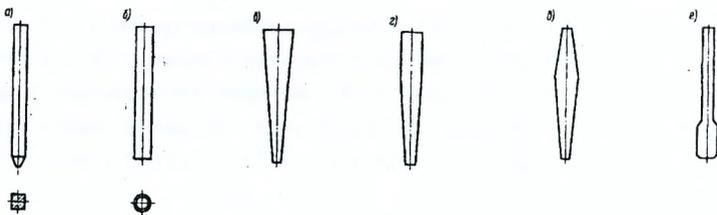
- по форме поперечного сечения на квадратные, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения, прямоугольные, швеллерные и двутавровые (рис. 4.4);



а – квадратной; б – квадратной с круглой полостью; в – круглой пустотелой;
г – прямоугольной; д – тавровой; е – двутавровой

Рисунок 4.4 – Сечения железобетонных свай

- по форме продольного сечения – на призматические, цилиндрические, с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапециевидные, ромбовидные), сваи с уширенной пятой (рис. 4.5);



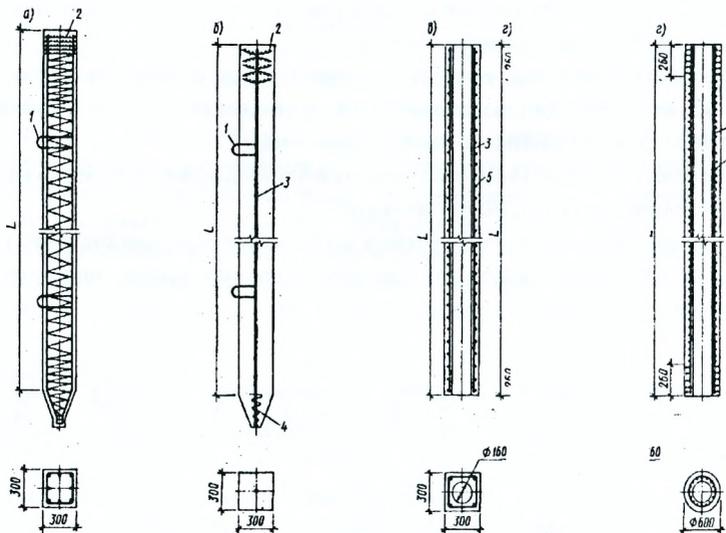
a – призматические; *б* – цилиндрические; *в* – пирамидальные;
г – трапециевидные; *д* – ромбовидные; *е* – с уширенной пятой

Рисунок 4.5 – Железобетонные сваи различного профиля

• **по способу армирования** – на сваи с ненапрягаемой и предварительно напряженной продольной арматурой, с поперечным армированием и без него;

• **по конструктивным особенностям** – на сваи цельные и составные.

Наиболее часто в настоящее время применяют призматические сваи сплошного квадратного сечения, квадратного сечения с круглой полостью и полые цилиндрические (рис. 4.6).



a – призматическая с поперечным армированием ствола, *б* – то же, без поперечного армирования ствола; *в* – то же, с круглой полостью;
г – полая круглая; *1* – строповочная петля; *2* – арматурные сетки головы;
3 – продольная арматура; *4* – спираль острия; *5* – поперечная спиральная арматура

Рисунок 4.6 – Конструкция железобетонных свай

Сваи сплошного квадратного сечения выпускают сечением от 0,2×0,2 до 0,4×0,4 м и длиной 3...16 м с ненапрягаемой арматурой, 3...20 м – с напрягаемой. При необходимости увеличения длины свай их стыкуют из нескольких звеньев, применяя стыковочные соединения различного типа (болтовые, сварные, клеевые и т.д.). В практике известны случаи применения составных свай длиной до 100 м.

Сваи сплошного квадратного сечения применяют в любых сжимаемых грунтах без твердых включений для передачи на основания вдавливающих, выдергивающих и горизонтальных нагрузок.

Сваи квадратного сечения с круглой полостью выпускают сечением от 0,25×0,25 до 0,4×0,4 м с длиной 3...8 м. Использование таких свай позволяет снизить расход цемента на 15...25%, арматуры – на 40...60%, но область их применения ограничена вдавливающими нагрузками до 500 кН и горизонтальными до 15 кН.

Полые круглые сваи в зависимости от диаметра ствола подразделяют на два вида: диаметром 0,4...0,8 м – полые круглые сваи, диаметром более 0,8 м – сваи-оболочки. Полые круглые сваи изготавливают цельными (из одного звена) или составными (из нескольких звеньев), соединяемыми болтами или сваркой. Длина одного звена 4...8 м, длина составной сваи до 40 м. Сваи диаметром до 0,6 м выпускают с закрытым нижним концом.

Полые круглые сваи рекомендуется применять в слабых грунтах мощностью более 12 м и при передаче на сваю больших (более 100 кН) горизонтальных нагрузок.

Промышленностью выпускаются также сваи прямоугольного сплошного сечения размером 25×35 см длиной до 12 м, область применения которых такая же, как и свай сплошного квадратного сечения.

Типовые конструкции свай швеллерного и двутаврового сечений не разрабатаны. Изготовление этих свай производится по индивидуальному рабочим проектам, и поэтому применение их на практике ограничено.

В последнее время все большее распространение находят пирамидальные сваи. Они изготавливаются ненапрягаемыми с поперечным армированием ствола и с напрягаемым центральным стержнем без поперечного армирования, с углом наклона боковых граней от 1 до 13°. Пирамидальные и трапециевидные сваи, позволяющие за счет наклона боковых граней полнее использовать несущую способность грунта, рекомендуется применять только как зашпеленные в грунте при передаче на них преимущественно вертикальных вдавливающих нагрузок.

Значительно реже применяют ромбовидные сваи и сваи с уширенной пятой (булавовидные). Ромбовидные сваи используют в грунтах, подверженных морозному пучению. Сваю погружают в грунт таким образом, чтобы ее уширенная часть находилась несколько ниже границы промерзания грунта. Сваи с уширенной пятой находят применение при устройстве фундаментов на слабых водонасыщенных грунтах. Целесообразна прорезка сваей слабых грунтов с заглублением уширенного нижнего конца в прочный подстилающий слой.

Простейшая конструкция деревянной сваи представляет собой бревно с заостренным нижним концом. Верхний конец сваи снабжается стальным кольцом – бугелем, защищающим его от размочаливания во время забивки. При погружении сваи в грунты с твердыми включениями на ее нижнем конце закрепляют стальной башмак.

Для изготовления деревянных свай используют древесину хвойных пород (сосны, лиственницы, пихты, ели). Готовые сваи имеют диаметр от 18 до 40 см, наибольшую длину – 8,5 м. Если надо получить сваю большей длины, бревна стыкуют между собой. Наибольшая длина составных деревянных свай 25 м. При необходимости увеличить поперечное сечение сваи применяют пакетные сваи, которые собираются из притесанных друг к другу и сболченных трех или четырех бревен или брусьев. Деревянные сваи следует пропитывать специальными составами для предохранения их от загнивания в зоне переменного увлажнения.

Преимуществом деревянных свай являются простота изготовления и небольшой вес, что облегчает их погружение в грунт. Недостатками – небольшая несущая способность, трудность погружения в плотные грунты и опасность загнивания древесины в условиях переменной влажности. По этим причинам деревянные сваи имеют ограниченное применение.

Стальные сваи делят на трубчатые и шпунтовые. Трубчатые сваи изготавливают из стандартных стальных труб диаметром 0,2...0,8 м, шпунтовые – из стального шпунта различного профиля. В качестве стальных свай используют также двутавровые балки, швеллеры и другие прокатные профили. Если после погружения в грунт стальная трубчатая свая заполняется бетоном, ее называют труботонной.

Преимуществом стальных свай является возможность наращивания сваркой их длины по мере погружения в грунт, основным недостатком – подверженность коррозии, особенно в агрессивных водных средах. Для защиты от коррозии поверхность сваи покрывают битумом, суриком или эпоксидными смолами.

Стальные сваи рекомендуется применять в сложных для забивки грунтовых условиях (включения валунов, прослойки, гальки и т.п.)

Комбинированные сваи представляют собой сваи, составленные по длине из двух различных материалов. Чаще всего это комбинация деревянной части, которая помещается ниже уровня подземных вод, с бетонной или железобетонной верхней частью. Возможны сочетания железобетонных оболочек большого диаметра в верхней части с металлическими или железобетонными сваями внизу.

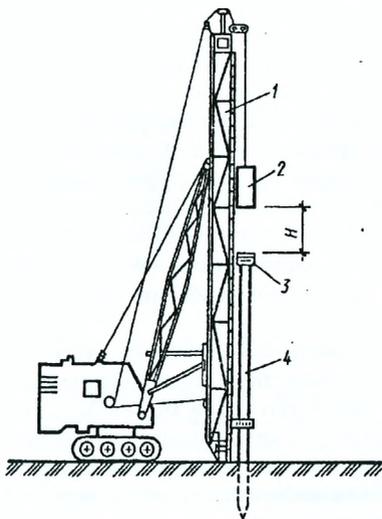
В настоящее время применяют следующие способы погружения предварительно изготовленных свай в грунт: забивка, вибропогружение, вдавливание и ввинчивание.

Забивка свай в грунт осуществляется сваебойными молотами. Для защиты материала головы сваи от разрушения ударами молота на нее надевают металлический наголовник с деревянными или резиновыми прокладками, смягчающими удар.

Молоты для забивки свай подразделяют на механические (подвесные), паровоздушные, дизельные и электрические (вибромолоты).

Наиболее простыми являются механические, которые представляют собой чугунную или стальную болванку весом до 60 кН с петлей для подъема и направляющими, обеспечивающими ее перемещение строго вдоль стрелы копра (рис. 4.7).

Работа молота заключается в его периодическом подъеме на определенную высоту (обычно 2...3 м) и последующем свободном падении на голову сваи. Главным недостатком механических молотов является их низкая производительность.



1 – мачта копра; 2 – подвесной молот; 3 – металлический наголовник; 4 – свая

Рисунок 4.7 – Забивка сваи механическим молотом

Более производительными являются паровоздушные и дизельные молоты, где в качестве энергии привода используется пар или сжатый воздух. Они подразделяются на молоты простого и двойного действия. В молотах простого действия энергия привода используется только для подъема ударной части, которая затем свободно падает и производит удар по свае. В молотах двойного действия энергия привода идет как на подъем ударной части, так и на ее движение вниз, в результате чего увеличивается сила удара.

К вибромолотам относятся молоты ударно-вибрационного действия, в которых наряду с периодическими ударами по свае на нее передаются вертикальные колебания, создаваемые вибратором.

При забивке свай в обезвоженные плотные песчаные и супесчаные грунты для повышения производительности забивки осуществляется подмыв. Сущность подмыва заключается в том, что к нижнему концу сваи подается по трубам под большим напором вода, которая, размывая грунт, значительно уменьшает сопротивление ее погружению. Иногда для уменьшения сопротивления грунта погружению свай, например в промерзший грунт, их забивают в предварительно пробуренные лидерные скважины. Глубина скважины назначается опытным путем, но не более 0,9 длины сваи. Диаметр скважины принимается не более диагонали поперечного сечения сваи.

Вибропогружение свай наиболее эффективно при насыщенных водой песках. В этом случае вертикальные колебания, создаваемые вибратором, передаются через сваю грунту, который разжижается, что приводит к резкому уменьшению сил трения на боковой поверхности сваи, и она легко погружается в грунт. После прекращения работы вибратора структура грунта быстро восстанавливается, и трение на боковой поверхности сваи увеличивается.

Вдавливание свай осуществляется с помощью мощных гидродомкратов и применяется тогда, когда нельзя использовать забивку или вибропогружение (устройство свайных фундаментов вблизи существующих сооружений или в грунтах, уплотняющихся под действием колебаний). Вдавливание свай применяется также при усилении существующих фундаментов, когда воздействие динамических или вибрационных нагрузок может отрицательно сказаться на состоянии строительных конструкций.

Ввинчивание свай, снабженных на конце винтовыми лопастями (винтовые сваи), осуществляется особыми механизмами, называемыми кабестанами.

Винтовые сваи состоят из цилиндрического ствола и башмака с винтовыми лопастями, обеспечивающими завинчивание сваи в грунт при ее вращении вокруг продольной оси. Ствол сваи может быть железобетонным (сплошным или полым) или металлическим. Башмак с лопастями отливается из стали или чугуна. Диаметр лопастей составляет 3...4,5 диаметра ствола сваи, но не более 2,5...3 м. Винтовые сваи погружаются на глубину до 30...40 м.

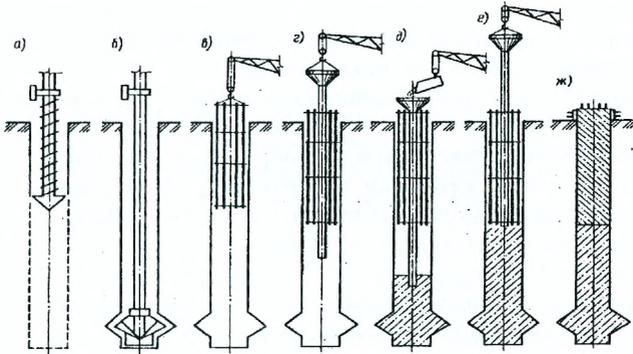
Основное преимущество винтовых свай в том, что они хорошо работают на выдергивающие нагрузки, поэтому их применяют в сооружениях, где на фундаменты передаются значительные выдергивающие усилия.

К ввинчиванию свай в грунт прибегают и в тех случаях, когда воздействие динамических или вибрационных нагрузок может отрицательно сказаться на состоянии конструкций рядом расположенных сооружений, что характерно для строительства в стесненных городских условиях. Для этого используются стальные сваи трубчатого сечения с закрытым заостренным нижним концом и навитой на них по спирали гладкой арматурой. При вращении такая свая напоминает шурупа и ввинчивается в грунт. Сваю вращает электромотор, установленный на копровом оборудовании. Наиболее часто ввинчивающиеся сваи этого типа применяют при устройстве ограждений вертикальных откосов котлованов рядом с существующими зданиями.

Материалом свай, изготавливаемых в грунте (набивные сваи) является бетон, железобетон или цементно-песчаный раствор. Конструкция набивных свай, которые имеют, как правило, цилиндрическую форму, может предусматривать уширение нижнего конца, что значительно повышает их несущую способность. По способу изготовления набивные сваи можно разделить на три основных типа: сваи без оболочки, сваи с оболочкой, извлекаемой из грунта, и сваи с неизвлекаемой оболочкой.

Сваи без оболочек применяют в связных сухих и маловлажных грунтах, где можно осуществлять бурение без крепления стенок скважин. Изготовление свай производится в следующем порядке: в грунте буровой установкой

пробурируется скважина и, если это предусмотрено проектом, специальной фрезой-уширителем разбурируется полость для устройства уширенной пяты сваи. В необходимых случаях в готовую скважину устанавливают арматурный каркас (рис. 4.8).



- а – бурение скважины; б – устройство уширения механическим способом;
 в – установка арматурного каркаса; г – опускание в скважину бетонолитной трубы;
 д – заполнение скважины бетонной смесью; е – извлечение бетонолитной трубы с вибрацией;
 ж – формирование головы сваи в инвентарном кондукторе

Рисунок 4.8 – Последовательность изготовления набивных свай без оболочек

В зависимости от инженерно-геологических условий, особенностей проектируемого сооружения и внешних нагрузок, передаваемых на фундаменты, набивные сваи армируются на полную длину, на часть длины или только в верхней части для связи с ростверком. Затем скважина бетонируется методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Поданная в скважину бетонная смесь уплотняется с помощью вибратора, закрепленного на бетонолитной трубе, которая извлекается из скважины по мере бетонирования. После окончания бетонирования в специальном инвентарном кондукторе формируется голова сваи. По описанной технологии изготавливают сваи и буровые опоры диаметром 0,4...1,2 м длиной до 30 м.

В водонасыщенных глинистых грунтах проходку скважин для устройства безоболочковых свай производят под защитой глинистого раствора, который, создавая избыточное давление в скважине, препятствует обрушению ее стенок. После выполнения буровых работ в забой скважины через бетонолитную трубу подается бетонная смесь, которая вытесняет раствор глины.

Набивную сваю, скважина под которую получена бурением, принято называть буронабивной свайей. Кроме бурения, скважину можно также пробить в грунте инвентарным сердечником, трубой с закрытым нижним концом, или вытрамбовать специальной трамбовкой. Такой способ формирования скважин приводит к значительному уплотнению грунта основания, что повышает несущую способность изготовленных свай, которые называют **набивными сваями в уплотненном основании.** В зависимости от способа производства работ их подразделяют на **набивные виброштампованные и набивные в выштампованном ложе.**

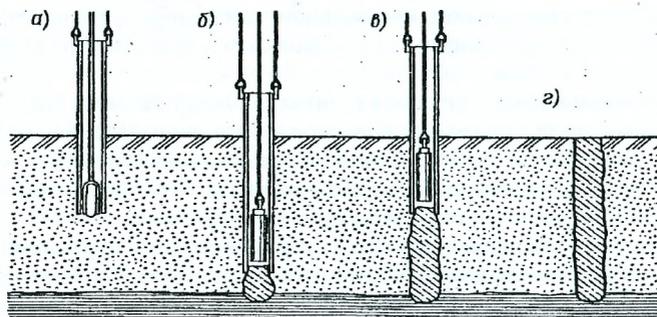
Набивные виброштампованные сваи изготавливают в скважине, пробитой инвентарным сердечником, путем заполнения ее жесткой бетонной смесью, уплотнение которой производится виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибратором.

Набивные сваи в выштампованном ложе изготавливают в скважине пирамидальной или конусной формы, вытрамбованной трамбовкой, с последующим заполнением ее бетонной смесью.

Разновидностью буронабивных свай являются и буроинъекционные сваи, которые устраивают путем заполнения вертикальных или наклонных скважин цементно-песчаным раствором под давлением, в результате чего получается очень неровная поверхность, обеспечивающая хорошее сцепление свай с окружающим грунтом. Сваи имеют арматурный каркас, который позволяет им воспринимать не только сжимающие, но и растягивающие усилия и моменты. Малый диаметр (80...250 мм) при большой длине (до 30 м) и неровная поверхность придают этим сваям сходство с корнями деревьев, поэтому их еще называют корневидными сваями. Их используют для усиления фундаментов существующих зданий, создания свайных стен в грунте или в качестве анкеров при испытаниях свай вертикальной статической нагрузкой. Технологической особенностью таких свай при усилении фундаментов является то, что скважины бурят прямо сквозь старую кладку, в которую заделывают голову сваи на длину не менее 10 ее диаметров.

Сваи с извлекаемой оболочкой можно применять практически в любых геологических и гидрогеологических условиях, поскольку используемые для их изготовления инвентарные обсадные трубы защищают стенки пройденной скважины от обрушения.

Простейшим видом сваи с извлекаемой оболочкой является свая, предложенная в 1899 г. инженером А.Э.Страусом. Для изготовления такой сваи в грунт в процессе бурения скважины погружается обсадная труба (рис. 4.9).



а – бурение скважины под защитой обсадной трубы; *б*, *в* – соответственно бетонирование с трамбованием и постепенным извлечением обсадной трубы; *г* – готовая свая

Рисунок 4.9 – Последовательность изготовления свай Страуса

После погружения обсадной трубы до проектной отметки в скважину порциями с интенсивным трамбованием подается бетонная смесь. По мере заполнения полости бетонной смесью обсадная труба извлекается. Образовавшаяся при трамбовании неровная боковая поверхность свай способствует увеличению ее несущей способности.

Конструкции свай с извлекаемой оболочкой и технология их изготовления постоянно совершенствуются. В настоящее время широко применяются инвентарные обсадные трубы, нижний конец которых при погружении закрывается чугунным или железобетонным съемным башмаком, который при подъеме трубы остается в грунте, образуя острие свай. В сваях типа Франки роль башмака выполняет бетонная пробка, которая заполняет нижний конец обсадной трубы. Погружение трубы в грунт производится сильными ударами по пробке специальной трамбовкой. На проектной отметке трубу удерживают тросами от дальнейшего погружения, а пробка частично выбивается в грунт, образуя уширенную грушевидную пятую в 1,5...2 диаметра трубы.

Значительных успехов в разработке оборудования, обеспечивающего высокий уровень механизации работ при изготовлении свай с извлекаемой оболочкой, добились фирмы «Беното» (Франция) и «Като» (Япония). В установках этих фирм вдавливание обсадной трубы в грунт, осуществляемое домкратом, сочетается с вращательным движением, что облегчает ее погружение. Выемка грунта производится специальным грейфером, а бетонирование, как обычно, осуществляется по мере извлечения обсадной трубы из скважины. Для формирования уширенной пяты свай используют специальную разбуривающую фрезу. Установки фирмы «Беното» позволяют изготавливать сваи диаметром от 0,4 до 1,5 м длиной до 100 м, а установки фирмы «Като» - диаметром от 0,6 до 2 м длиной до 60 м.

Сваи с неизвлекаемой оболочкой применяют, когда отсутствует возможность качественного изготовления свай с извлекаемой оболочкой. Такие условия создаются на площадках, сложенных водонасыщенным и глинистыми грунтами текучей консистенции с прослойками песков и супесей, где под напором подъемных вод ствол сваи на отдельных участках может быть разрушен во время твердения бетонной смеси.

Сваи с неизвлекаемой оболочкой стоят дорого и используются в основном в гидротехническом и транспортном строительстве.

Сваи, изготовленные в грунте, обладают такими важными преимуществами, как возможность их устройства практически в любых грунтовых условиях, большая несущая способность, возможность вывода головы сваи строго на заданную проектную отметку независимо от колебаний кровли несущего слоя грунта под их нижними концами, что значительно упрощает возведение на них ростверков, исключая такую трудоемкую операцию, как срубка голов свай. Кроме того, армирование таких свай производится только на эксплуатационные нагрузки, а их изготовление по безударной технологии позволяет производить работы вблизи существующих построек.

Основным недостатком таких свай является необходимость их бетонирования в полевых условиях и прогрета бетонной смеси в зимнее время. Существует также проблема контроля качества выполнения работ, так как некачественная зачистка забоя скважины и возможность образования каверн и сужений при изготовлении ствола сваи могут существенно снизить ее несущую способность.

4.2 Взаимодействие свай с окружающим грунтом

Взаимодействие свай с окружающим грунтом носит сложный характер и зависит как от процессов, происходящих в грунте при устройстве свайных фундаментов, так и при их работе под действием эксплуатационных нагрузок. Эти процессы оказывают влияние на несущую способность и осадки свайного фундамента, от их правильного учета во многом зависит точность расчета и экономическая эффективность применения свай.

Процессы, происходящие в грунте при устройстве свайных фундаментов, по данным исследований В.Н.Голубкова, А.А.Луги, Б.И.Далматова и др., зависят от типа свай, грунтовых условий, технологии погружения и изготовления свай и т.п. Так, сплошная свая при погружении вытесняет объем грунта, равный ее объему, в результате чего грунт около сваи уплотняется, а часть его вытесняется вверх, вызывая подъем поверхности грунта вокруг свай. В рыхлых песках и песках средней плотности, а также в ненасыщенных водой глинистых грунтах, уплотнение которых протекает быстро, перемещение грунта вверх незначительно и приводит лишь к небольшому подъему поверхности грунта. В водонасыщенных глинах и суглинках уплотнение происходит только в результате отжима воды из пор грунта и, поскольку этот процесс протекает медленно, за время погружения свай грунт не успевает уплотниться и большая его часть вытесняется вверх, что сопровождается значительным подъемом поверхности грунта в пределах свайного поля.

Зона уплотнения грунта вокруг забивных свай сплошного сечения имеет радиус порядка трех диаметров сваи. Откопка опытных свай показала, что эта зона неоднородна: непосредственно около сваи грунт имеет нарушенную структуру и сильно уплотнен, по мере удаления от сваи структура и плотность грунта приближаются к естественной. Под нижним концом сваи зона уплотненного грунта имеет форму, близкую к сферической, и распространяется на глубину до 3...4 диаметров сваи. Если по проекту нижние концы сваи забиваются в плотные пески, то, как показывает практика, наблюдается обратное явление – разуплотнение грунта.

Учитывая явление уплотнения грунта при погружении свай, рекомендуется определенная последовательность их забивки. **Во всех случаях, а в плотных грунтах особенно, забивку следует вести от середины свайного поля к его периметру.** Если это правило не соблюдается, средние сваи не всегда удастся погрузить до заданной глубины из-за сильного уплотнения грунта, вызванного забивкой предыдущих свай.

При забивке полой сваи образовавшаяся уже в начале погружения грунтовая пробка приводит к формированию конусообразного грунтового ядра, играющего роль заострения сплошной сваи. В результате характер деформации грунта вокруг полрой сваи будет таким же, как и вокруг сплошной. Если в процессе погружения грунт удаляется из полрой сваи, уплотнение окружающего грунта будет незначительным и он сохранит структуру, близкую к природной.

В случае свай, изготовленных на месте, процессы, происходящие в грунте, зависят от применяемой технологии. Если при устройстве скважины

используется бурение, это не приводит к изменению плотности и структуры грунта вокруг свай. Если же скважина формируется внедрением инвентарной трубы или каким-либо другим способом, сопровождающимся отжатием грунта в стороны, то характер деформации грунта вокруг сваи будет примерно таким же, как и вокруг сплошной сваи.

Как показала практика, изменение структуры и плотности грунта при забивке свай может сопровождаться временным увеличением или уменьшением сопротивления сваи ее погружению. Здесь большое значение имеют не только свойства самого грунта, но и способы погружения свай.

Как правило, при забивке свая сначала погружается в грунт очень легко и быстро. По мере погружения возрастают силы трения по ее боковой поверхности и сопротивление грунта под нижним концом. В результате скорость погружения замедляется. При молотах ударного действия скорость погружения свай принято характеризовать величиной ее погружения от одного удара, называемой *отказом сваи*. По величине отказа, который замеряется при достижении своей проектной отметки, можно судить о ее сопротивлении, поскольку, чем меньше отказ, тем, очевидно, больше несущая способность сваи. Однако для правильной оценки несущей способности сваи по величине отказа следует учитывать ряд специфических процессов, происходящих в окружающем грунте при ее забивке.

При забивке свай в маловлажные пески плотные и средней плотности под нижним концом сваи образуется переуплотненная упругая зона, препятствующая погружению, что приводит к быстрому уменьшению отказа свай вплоть до нулевого значения, и дальнейшая попытка забить сваю может привести к разрушению ее ствола. Если прекратить забивку, то через некоторое время в результате релаксации напряжений сопротивление грунта под нижним концом сваи снизится. Поэтому, если через несколько дней снова возобновить забивку, свая опять начнет легко погружаться в грунт.

Описанное явление носит название *ложного отказа*, время, необходимое для релаксации напряжений, называется *отдыхом сваи*, а отказ, определенный после отдыха сваи и характеризующий ее действительную несущую способность – *действительным отказом*.

Продолжительность отдыха для песчаных грунтов составляет 3...5 суток.

Образования переуплотненной зоны грунта, препятствующей погружению сваи, можно избежать, применяя молоты двойного действия или вибропогружатели. При сотрясениях грунта, вызываемых частыми ударами молотов двойного действия, уплотненная зона грунта под нижним концом сваи практически не образуется, а при вибрации, создаваемой вибропогружателем, резко снижаются силы внутреннего трения в песке и он становится подвижным, приобретая свойства жидкости.

При забивке свай в глинистые грунты часть связанной воды переходит в свободную, грунт на контакте со свайей разжижается (тиксотропное разжижение структуры) и сопротивление погружению сваи снижается. Если прекратить забивку, то через некоторое время структура грунта восстанавливается и несущая

способность сваи значительно возрастает. Это явление называют *засасыванием сваи*. Практика показала, что для получения действительного отказа в глинистых грунтах необходим отдых сваи, продолжительность которого составляет для супесей 5...10 сут., для суглинков – 15...20 сут., для глин – 25...30 сут. и более.

Тиксотропные явления при забивке свай в глинистые грунты можно в значительной мере снизить, если погружение производить молотами одиночного действия с большим весом ударной части и небольшой частотой ударов.

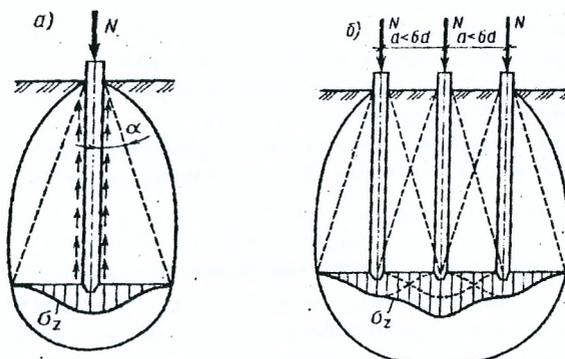
При погружении свай в гравелистые и не насыщенные водой глинистые грунты отдых сваи мало влияет на величину отказа, т.е. не приводит к изменению несущей способности сваи.

Процессы, происходящие в грунте при работе свай под нагрузкой, не менее сложны, особенно в случае свай, заземленных в грунте.

Известно, что вертикальная нагрузка, воспринимаемая сваями, заземленной в грунте, передается на грунт через ее боковую поверхность и нижний конец. В результате в грунте вокруг сваи возникает напряженная зона, имеющая сложное криволинейное очертание (рис. 4.10, а). Эпюра вертикальных нормальных напряжений σ_z на уровне нижнего конца свай имеет выпуклую форму. Принято считать, что напряжения σ_z распределяются по площади, равной основанию конуса, образующая которого составляет со сваями угол α , зависящий от сил трения грунта по ее боковой поверхности.

При редком расположении свай в кусте напряженные зоны грунта вокруг них не пересекаются, и все сваи работают независимо, как одиночные. При небольшом расстоянии между сваями (как показали опыты, менее $6d$, где d – диаметр сваи) происходит наложение напряжений, вследствие чего давление на грунт в уровне нижних концов свай возрастает (рис. 4.10, б). Одновременно с увеличением давления под кустом свай формируется и значительно большая по сравнению с одиночной сваями общая активная зона сжатия грунта. Вследствие этих двух причин при одинаковой нагрузке осадка сваи куста при совместной работе свай будет всегда заметно превышать осадку одиночной сваи.

Что касается несущей способности сваи куста, то, с одной стороны, дополнительное уплотнение грунта, вызванное забивкой соседних свай, приводит к ее увеличению, а с другой – осадка грунта межсвайного пространства в результате совместной работы свай и осадка грунта под подошвой ростверка приводит к ее уменьшению, поскольку снижаются силы трения по боковым поверхностям свай. Что в итоге больше скажется на несущей способности сваи куста, зависит от многих условий и не всегда легко прогнозируется. Однако опыт показывает, что в глинистых грунтах, а также мелких и пылеватых песках несущая способность сваи в кусте, как правило, уменьшается по сравнению с несущей способностью одиночной сваи, а в песках крупных и средней крупности – увеличивается.



а – одиночной свай; б – группой свай

Рисунок 4.10 – Схемы передачи нагрузки на грунт основания

Описанные следствия совместной работы свай в кустах принято называть кустовым эффектом. Кустовой эффект проявляется не только при вертикальных, но и при других видах нагрузок на фундаменты, например горизонтальных. Влияние кустового эффекта на работу свайных фундаментов сложно, иногда противоречиво и требует тщательного экспериментального изучения.

Изменение начальных свойств грунтов при погружении свай, зависимость этих изменений от технологии устройства свайных фундаментов и используемого оборудования, взаимное влияние свай при их совместной работе в кустах, включение в ряде случаев в работу низкого ростверка и многое другое предопределили чрезвычайно сложный характер взаимодействия свай с грунтовым основанием, не поддающийся строгому математическому описанию. Поэтому для решения практических задач фундаментостроения действительные условия совместной работы свай и грунтового основания как единого комплекса заменяют расчетными схемами и моделями, содержащими различные упрощающие допущения и предположки. Естественно, что по мере накопления и обобщения опытных данных и совершенствования аналитических методов исследований применяемые в настоящее время на практике условные схемы и методы расчета развиваются. Это позволяет снизить заложенные в них «запасы на незнание», расширить область эффективного применения свай и сделать свайные фундаменты более дешевыми и конкурентоспособными по сравнению с другими типами фундаментов.

4.3 Расчет несущей способности свай при действии вертикальных нагрузок

Сваи-стойки. Поскольку потеря несущей способности свай-стойкой может произойти либо в результате разрушения грунта под ее нижним концом, либо в результате разрушения самой сваи, ее расчет на вертикальную нагрузку проводится по двум условиям: по условию прочности материала ствола сваи и по условию прочности грунта под нижним концом сваи. За несущую способность сваи в проекте принимается меньшая величина.

По прочности материала сваи рассчитываются как центрально сжатые стержни. При низком ростверке расчет ведется без учета продольного изгиба сваи, за исключением случаев залегания с поверхности мощных слоев очень слабых грунтов (торф, ил), а при высоком ростверке – с учетом продольного изгиба на участке сваи, не окруженном грунтом.

Несущая способность по материалу наиболее широко применяемых в строительстве железобетонных призматических свай рассчитывается по формуле:

$$F_{дм} = \varphi(\gamma_c \gamma_m f_{cd} A_b + \gamma_a f_{yd} A_s), \quad (4.1)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, обычно принимаемый $\varphi = 1$; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,85 для свай сечением менее $0,3 \times 0,3$ м и $\gamma_c = 1$ – для свай большего сечения; γ_m – коэффициент условий работы бетона, принимаемый $\gamma_m = 1$ для всех видов свай, кроме буронабивных, для которых: $\gamma_m = 0,9$ в случае, если при бурении скважин и изготовлении свай используются извлекаемые обсадные трубы и отсутствует вода в скважинах, и $\gamma_m = 0,8$ в том же случае, но при бетонировании под водой; $\gamma_m = 0,7$ в грунтах, бурение скважин и изготовление свай в которых ведется под глинистым раствором; f_{cd} – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, зависящее от его класса, кПа; A_b – площадь поперечного сечения сваи, m^2 ; γ_a – коэффициент условий работы арматуры, принимаемый $\gamma_a = 1$; f_{yd} – расчетное сопротивление сжатию арматуры, кПа; A_s – площадь сечения арматуры, m^2 .

По прочности грунта под нижним концом сваи несущая способность F_d сваи-стойки определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c R A, \quad (4.2)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; A – площадь опирания сваи на грунт, m^2 .

Расчетное сопротивление грунта R для всех видов забивных свай принимается равным 20 МПа. Для набивных свай, если они опираются на прочную скальную породу, R определяется по формуле:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_R}, \quad (4.3)$$

а для свай, заделанных в невыветрелую скальную породу на глубину не менее 0,5 м, – по формуле:

$$R = \left(\frac{R_{c,n}}{\gamma_R} \right) \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (4.4)$$

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

Если в основании набивных свай залегают грунты, вскрытие которых при устройстве скважины приводит к их разуплотнению (плотные глинистые или выветрелые скальные), то для них расчетное сопротивление R устанавливается по результатам испытаний штампами или по испытанию свай статической нагрузкой.

Расчет несущей способности вертикально нагруженных свай производится, как правило, только по прочности грунта, так как по прочности материала сваи она всегда заведомо выше.

Сопротивление свай по грунту принято определять либо расчетом, либо по результатам полевых исследований.

Расчет по таблицам, широко применяемый в практике проектирования и известный под названием «практического метода», позволяет определять несущую способность свай по данным геологических изысканий.

К полевым исследованиям относятся испытания свай динамическими и статическими нагрузками, а также испытания грунтов статическим зондированием и эталонной свайей.

Практический метод. Практический метод определения несущей способности свай базируется на обобщении результатов испытаний большого числа обычных и специальных свай вертикальной статической нагрузкой, проведенных в различных грунтовых условиях с целью установления предельных значений сил трения, возникающих между свайей и окружающим грунтом, и предельного сопротивления грунта под ее концом. В результате составлены таблицы расчетных сопротивлений грунтов, которые позволяют определить сопротивление боковой поверхности и нижнего конца сваи и, просуммировав полученные значения по формуле (4.5), найти ее несущую способность F_d (кН):

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cr}RA + \sum U_i \gamma_{cf} h_i R_{fi}), \quad (4.5)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$, а для грунтов I типа по просадочности и для биогенных грунтов $\gamma_c = 0,8$; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 4.1; A – площадь опирания на грунт сваи, м², принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто; U_i – усредненный периметр поперечного сечения ствола сваи в i -ом слое грунта, м; R_{fi} – расчетное сопротивление (прочность) i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 4.2; h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м; γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице 4.3.

В формуле (4.5) первое слагаемое представляет сопротивление нижнего конца сваи, второе – сопротивление боковой поверхности.

При определении несущей способности свай практическим методом особое внимание надо уделять правильности оценки физико-механических свойств грунтов, особенно показателя текучести глинистых, который оказывает значительное влияние на результат расчета.

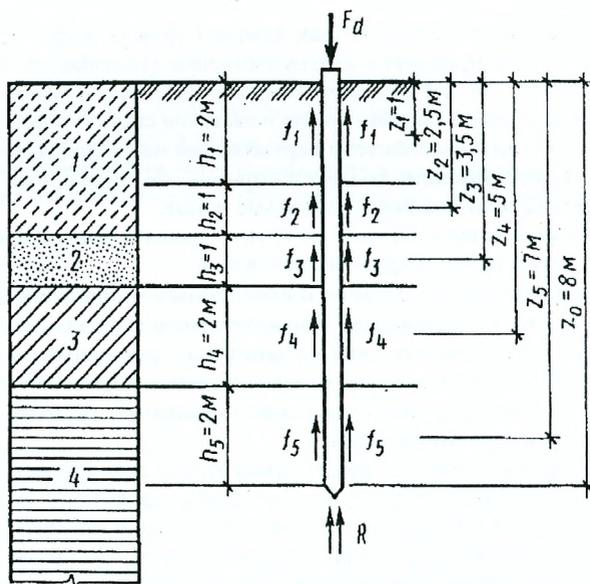


Рисунок 4.11 – Расчетная схема к определению несущей способности свай практическим методом

По формуле (4.5) рассчитывают сваи постоянного сечения по длине или булавовидные. При расчете булавовидных свай за периметр и на участке ствола принимают периметр его поперечного сечения, а на участке уширения – периметр поперечного сечения уширения.

Несущую способность пирамидальных и ромбовидных свай определяют с учетом дополнительного сопротивления грунта, вызванного наклоном боковых граней сваи и зависящего от модуля его деформации. Методика расчета таких свай практическим методом изложена в П4-2000 к СНБ 5.01.01-99.

Несущую способность свай, изготовленных в грунте, также можно рассчитывать по формуле (4.5), но при других значениях входящих в нее коэффициентов и расчетных сопротивлений грунтов (приведенных в П13-01 к СНБ 5.01.01-99).

Выдергивающие нагрузки. Если свая работает на выдергивающую нагрузку (опоры технологических трубопроводов и ЛЭП, анкерные устройства и т. п.), то ее несущая способность определяется только сопротивлением трению по боковой поверхности и рассчитывается по формуле:

$$F_{dv} = \gamma_c u \sum \gamma_{ef} R_{fj}, \quad (4.6)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый $\gamma_c=0,6$ для свай, погружаемых в грунт на глубину менее 4 м, $\gamma_c=0,8$ на глубину 4 м и более; остальные обозначения те же, что и в формуле (4.5).

Таблица 4.1 – Расчетные сопротивления под нижним концом

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта (R), кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	равне- листых	круп- ных	–	средней крупности	мел- ких	пыле- ватых	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести (I_L), равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	<u>7100</u>	<u>6000</u>	2500	<u>3400</u>	<u>1800</u>	<u>1200</u>	900	800	600	400	300
	6000	3200		1800	1300	1000					
3	<u>7500</u>	<u>6600</u>	3500	<u>3800</u>	<u>2100</u>	<u>1300</u>	1000	900	700	500	400
	6500	4000		2200	1600	1200					
4	<u>8300</u>	<u>6800</u>	4000	<u>4400</u>	<u>2300</u>	<u>1350</u>	1100	1000	750	550	450
	7000	4800		2600	1700	1300					
5	<u>8900</u>	<u>7000</u>	4400	<u>4600</u>	<u>2400</u>	<u>1400</u>	1150	1050	800	600	500
	7500	6000		2800	2000	1350					
6	<u>9400</u>	<u>7200</u>	4500	<u>4700</u>	<u>2450</u>	<u>1450</u>	1200	1100	850	650	550
	8100	6500		3000	2100	1400					
7	<u>9700</u>	<u>7300</u>	4600	<u>4800</u>	<u>2500</u>	<u>1500</u>	1250	1150	900	700	600
	8500	6900		3200	2200	1450					
8	<u>9900</u>	<u>7550</u>	4800	<u>4900</u>	<u>2600</u>	<u>1550</u>	1280	1170	920	720	610
	8700	7100		3300	2300	1500					
9	<u>10200</u>	<u>7800</u>	4900	<u>5000</u>	<u>2560</u>	<u>1600</u>	1300	1200	940	740	620
	6500	7200		3400	2350	1550					
10	<u>10500</u>	<u>7900</u>	5000	<u>5100</u>	<u>2700</u>	<u>1650</u>	1320	1220	960	760	630
	9100	7350		3500	2400	1600					
12	<u>11000</u>	<u>8200</u>	5200	<u>5200</u>	<u>2800</u>	<u>1750</u>	1350	1250	980	780	640
	9300	7500		3700	2500	1650					
15	<u>11700</u>	<u>8500</u>	5600	<u>5400</u>	<u>3000</u>	<u>1900</u>	1380	1280	1000	800	650
	9500	7700		4000	2600	1700					
20	<u>12600</u>	<u>8800</u>	6200	<u>5600</u>	<u>3200</u>	<u>1950</u>	1400	1300	1020	820	680
	10000	7800		4500	2700	1750					
25	<u>13400</u>	<u>9000</u>	6800	<u>5800</u>	<u>3500</u>	<u>2000</u>	1450	1320	1040	840	700
	10500	7900		4800	2800	1800					

Примечания:

1. В числителе даны значения (R) для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылевато-глинистых.

В таблицах 4.1 и 4.2 для насыпных грунтов с коэффициентом уплотнения $K_{сст} < 0,92$ и для намывных песчаных грунтов с давностью намыва $t < 1$ г., глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта:

– при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа;

– при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м – от условной отметки, расположенной, соответственно, на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Для насыпных грунтов с коэффициентом уплотнения $K_{com} > 0,92$ и для намывных песчаных грунтов с давностью намыва $t > 1$ г. значения (R) и (R_{fl}) следует учитывать при фактической глубине погружения свай согласно требованиям главы 10.

Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах – от дна уровня болота.

При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в грунт нижнего конца сваи следует принимать от уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай следует принимать как для выемок глубиной 6 м.

3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести (I_L) пылевато-глинистых грунтов, значения (R) и (R_{fl}) в таблицах 4.1 и 4.2 определяются интерполяцией.

4. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения (R) для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100%. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения (R) следует увеличить на 60 %, но не более чем до 20000 кПа.

5. Значения расчетных сопротивлений (R) допускается использовать при условии, если заглубления свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляют не менее:

- 4,0 м – для мостов и гидротехнических сооружений;
- 2,0 м – для зданий и прочих сооружений.

6. Значения расчетного сопротивления грунтов (R) под нижним концом забивных свай сечением 0,15×0,15 м и менее, используемых в качестве фундамента под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20 %.

7. Для супесей при числе пластичности $I_p < 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления грунтов (R) и (R_{fl}) следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

Таблица 4.2 – Расчетные сопротивления i -го слоя грунтов по боковой поверхности

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления i -го слоя грунтов по боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек (R_{ρ}), кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	гравели- стых	круп- ных	средней крупности	мел- ких	пыле- ватых	–	–	–	–	–	–
	пылсвато-глинистых грунтов при показателе текучести (I_L), равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12,0	9,0	6,0	5,0	4,0	3,0
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17,0	13,0	9,0	7,5	7,0	5,0
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{52}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21,0	17,0	11,0	9,0	7,5	6,0
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24,0	19,0	13,0	10,0	8,0	6,5
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26,0	21,0	15,0	11,0	8,5	7,0
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29,0	23,0	16,0	12,0	9,0	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32,0	25,0	17,0	13,0	9,5	8,0
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33,0	26,0	17,5	13,5	10,0	8,0
9	$\frac{104}{72}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34,0	27,0	18,0	14,0	10,5	8,0
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35,0	28,0	18,5	14,5	11,0	8,0
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36,0	29,0	19,0	15,0	11,0	8,0
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37,0	30,0	20,5	15,0	11,0	8,0
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38,0	31,0	21,0	15,0	11,0	8,0
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39,0	32,0	22,0	15,0	11,0	8,0

Примечания:

1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай (R_{ρ}) следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 1,2 и 3 к таблице 4.1.

2. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай (R_{ρ}) пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай (R_{ρ}) следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $z < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице, при любых значениях показателя текучести.

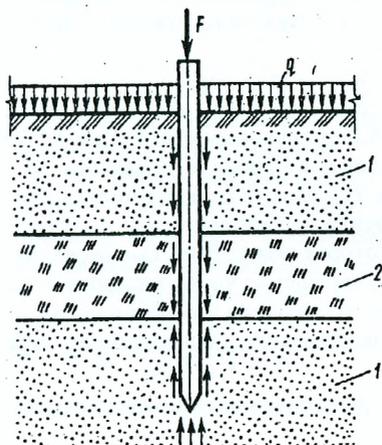
Таблица 4.3 – Значения коэффициентов условий работы

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунта	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее, чем на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи;	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи;	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередач)	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибро-вдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней крупности;	1,2	1,0
мелкие;	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L=0,5$:		
супеси;	0,9	0,9
суглинки;	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее;	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6. Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L < 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м в независимости от указанных видов грунтов;	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях;	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7. Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие;	1,1	1,0
б) в пески пылеватые;	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$;	1,1	1,0
г) то же, $I_L > 0,5$	1,0	1,0

Примечание – Коэффициенты (γ_a) и (γ_f) по позиции 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяются интерполяцией.

Учет отрицательных сил трения на боковой поверхности свай. Если в силу тех или иных причин осадка окружающего сваю грунта будет превышать осадку самой сваи, то на ее боковой поверхности возникнут силы трения, направленные не вверх, как обычно, а вниз. Такое трение называют отрицательным трением.

Отрицательное трение может возникнуть при различных обстоятельствах. Обычно это происходит при загрузке поверхности грунта около сваи длительно действующей нагрузкой (планировка территории подсыпкой, нагружение пола по грунту полезной нагрузкой и т.д.). Вероятность возникновения отрицательного трения значительно возрастает, если в пределах глубины погружения сваи имеется слой слабых сильносжимаемых грунтов, например, торфа. Деформация слоя торфа может быть настолько большой, что вышележащие слои грунта зависнут на свае, дополнительно пригружая ее (рис. 4.12).



1 – песчаный грунт средней плотности; 2 – слой торфа

Рисунок 4.12 – Развитие отрицательных сил трения на боковой поверхности сваи

Отрицательные силы трения учитываются до глубины, на которой значение деформации околосвайного грунта после возведения и загрузки свайного фундамента превышает половину предельного значения осадки фундамента. Расчетные сопротивления грунта (R_{β}) принимаются по таблице 4.2 со знаком «минус».

Методика учета сил отрицательного трения для различных условий его возникновения изложена в П4-2000 к СНБ 5.01.01-99.

Определение несущей способности свай по результатам полевых исследований. Определенная при испытании сваи статической или динамической нагрузкой величина ее предельного сопротивления является частным значением и обозначается через F_{cr} . Чтобы избежать случайного результата, проводят ряд испытаний свай в одинаковых грунтовых условиях и после стати-

стической обработки полученных результатов находят нормативное значение предельного сопротивления сваи $F_{u,n}$. Тогда по известной величине $F_{u,n}$ несущая способность сваи F_d определяется из выражения

$$F_d = \frac{\gamma_c F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (4.7)$$

где γ_c коэффициент условий работы, принимаемый для сжимающих и горизонтальных нагрузок $\gamma_c=1$; для выдергивающих нагрузок – как в формуле (4.6); γ_g – коэффициент надежности по грунту.

Если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее шести, нормативное значение предельного сопротивления сваи $F_{u,n}$ принимается равным наименьшему предельному сопротивлению, получаемому по результатам испытаний, а коэффициент надежности по грунту $\gamma_g=1$.

Динамический метод. Динамический метод заключается в определении несущей способности сваи по величине ее отказа на отметке, близкой к проектной.

Впервые теоретическая зависимость между скоростью погружения сваи в грунт при забивке, характеризуемой величиной отказа, и ее сопротивлением была установлена Н.М.Герсевановым (1917 г.). Н.М.Герсеванов исходил из того, что работа, совершаемая свободно падающим молотом, GH (где G – вес ударной части молота, H – высота падения молота), затрачивается на преодоление сопротивления грунта погружению сваи; на упругие деформации системы «молот-свая-грунт», которая может быть выражена через высоту отскока молота после удара h ; на превращение части энергии в тепловую, разрушение головы сваи и т. п, что характеризуется коэффициентом α . В общем виде этот процесс можно описать зависимостью следующим образом:

$$GH_m = F_u s_u + Gh + \alpha GH_m, \quad (4.8)$$

где F_u – предельное сопротивление сваи вертикальной нагрузке, кН; s_u – отказ сваи, м.

После ряда упрощающих допущений и преобразований из этого уравнения получена формула для определения предельного сопротивления сваи по результатам ее испытания динамической нагрузкой

$$F_u = \gamma_{cu} \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_u} \cdot \frac{g_1 + g^2(q_2 + q_3)}{q_1 + q_2 + q_3}} - 1 \right], \quad (4.9)$$

где γ_{cu} – динамический коэффициент условий работы сваи в грунте, принимается: для песчаных грунтов $\gamma_{cu}=1$; для глинистых грунтов – 1,05; моренных супесей и суглинков – 1,1; η – коэффициент, зависящий от упругих свойств материала сваи, принимаемый для железобетонных свай $\eta=1500$ кПа, для деревянных свай $\eta=1000$ кПа; A – площадь поперечного сечения сваи, м²; M – коэффициент, учитывающий способ погружения сваи, для забивных свай $M=1$; E_d – расчетная энергия удара молота, кНм, принимаемая для молотов одиночного действия $E_d=GH_m$, для дизель-молотов – от 0,9 до 0,4 GH_m ; q_1 – полный вес мо-

лота или вибропогружателя, кН; ε – коэффициент восстановления удара, зависящий от материала соударяющихся тел (при забивке железобетонных свай с применением наголовника с деревянным вкладышем) $\varepsilon^2=0,2$; q_2 – вес свай с наголовником, кН; q_3 – вес подбабка, кН.

Отказ свай в формуле (4.9) определяется либо по одному удару молота, либо, что чаще, вычисляется как среднее арифметическое значение погружения свай от серии ударов, называемой залогом. Число ударов в залоге рекомендуется принимать для молотов подвесных и одиночного действия 4...5, для молотов двойного действия – не более 10. Если используется вибропогружатель, то за отказ принимают величину погружения свай за 1 мин его работы.

Для правильного определения отказа динамические испытания проводят после отдыха свай. Продолжительность отдыха зависит от грунтовых условий строительной площадки.

Замеренный как величина погружения свай от одного удара молота отказ s_a является остаточным отказом, поскольку вследствие упругих деформаций системы «свая-грунт» практически всегда имеет место еще и упругий отказ s_{eb} , который можно определить с помощью прибора, называемого отказомером. Если остаточный отказ s_a превышает 0,002 м, то расчет предельного сопротивления свай ведется без учета упругого отказа по формуле (4.9). Если же $s_a < 0,002$ м, такой учет необходим. Формула для определения предельного сопротивления свай с учетом упругого отказа s_{ei} приведена в П4-2000 к СНБ 5.01.01-99.

Динамический метод на практике часто применяется для контроля за сопротивлением свай при их забивке или контрольной добивке после отдыха. Используя связь между сопротивлением свай и величиной отказа, установленную формулой (4.9), можно, зная несущую способность свай F_d и характеристики сваебойного оборудования, вычислить соответствующий проектный отказ, обозначив его как s_p .

Формула (4.9), решенная относительно отказа, имеет вид

$$s_p = \frac{\eta A E_d M}{F_d \left(\frac{F_d}{M} + \eta A \right)} \cdot \frac{q_1 + g^2 (q_2 + q_3)}{q_1 + q_2 + q_3}, \quad (4.10)$$

Определенная по формуле (4.10) величина проектного отказа s_p является контрольной цифрой: фактический отказ, по данным динамических испытаний, должен быть равен проектному или меньше его. В противном случае свая будет иметь недостаточную несущую способность, что потребует внесения соответствующих исправлений в проект.

Контрольной добивке после отдыха подвергается 2% от общего числа свай на площадке.

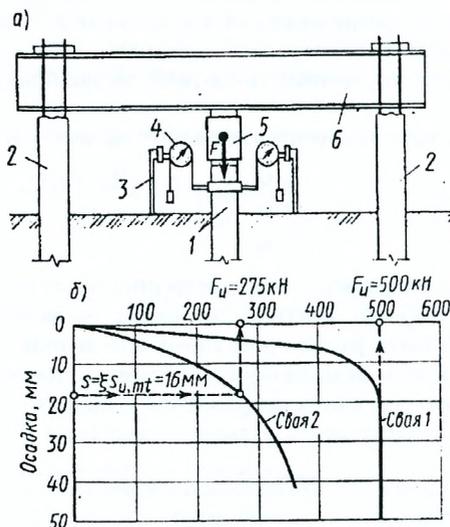
Метод испытания свай вертикальной статической нагрузкой, несмотря на сложность, длительность и значительную стоимость, позволяет наиболее точно установить предельное сопротивление свай с учетом всех геологических и гидрогеологических условий строительной площадки. Метод используется либо с целью установления предельного сопротивления свай, необходимого для

последующего расчета фундамента, либо с целью проверки на месте несущей способности сваи, определенной каким-либо другим методом, например, практическим. Так, по ГОСТ 5686-94 проверке подвергается до 1% общего числа погружаемых свай, но не менее двух, если их число меньше 100. В случае применения свай, изготовленных в грунте, испытания вертикальной нагрузкой могут также проводиться для контроля качества их исполнения.

Для проведения испытаний оборудуется специальная установка, показанная на рис. 4.13, а. Вертикальная нагрузка создается чаще всего гидравлическим домкратом, установленным на голову сваи. Упором для домкрата служит мощная сварная металлическая балка, соединенная с анкерными сваями, забитыми в грунт на расстоянии, достаточном, чтобы быть вне напряженной зоны, образующейся при загрузке испытываемой сваи. Осадка сваи измеряется прогибомерами с точностью до 0,01 мм.

При испытании вертикальную нагрузку на сваю увеличивают ступенями, равными $\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}$ – от ожидаемого предельного сопротивления сваи. Каждая последующая ступень нагрузки прикладывается после условной стабилизации осадки сваи на предыдущей ступени. Осадка считается условно стабилизировавшейся, если ее приращение не превышает 0,1 мм за 1 ч наблюдения для песчаных грунтов и за 2 ч для глинистых.

По данным испытания вычерчивается график зависимости осадки от нагрузки, по которому определяется предельное сопротивление испытываемой сваи (рис. 4.13, б).



1 – испытываемая свая; 2 – анкерные сваи; 3 – реперная система;
4 – прогибомеры; 5 – домкрат; 6 – упорная балка

Рисунок 4.13 – Испытания свай вертикальной статической нагрузкой

Практика показала, что графики испытаний свай делятся на два типа. Для графиков типа 1 характерен резкий перелом, после которого осадка непрерывно возрастает без увеличения нагрузки. За предельную нагрузку F_n в этом случае принимают ту, которая вызвала непрерывную осадку (срыв свай). Для графиков типа 2 характерно плавное очертание без резких переломов, что затрудняет определение предельной нагрузки. Предельной в этом случае считается такая нагрузка, под воздействием которой испытываемая свая получила осадку s :

$$S = \xi S_{u,m} , \quad (4.11)$$

где ξ – переходной коэффициент; $S_{u,m}$ – предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения, устанавливаемое по СНБ 5.01.01-99.

Значение коэффициента ξ устанавливается наблюдениями за осадками зданий на свайных фундаментах и принимается равным – $\xi=0,2$.

Если осадка, определенная по формуле (4.11), оказывается более 40 мм, то за значение предельного сопротивления сваи принимают нагрузку, соответствующую осадке, равной 40 мм.

Расчет предельного сопротивления сваи по средней осадке здания или сооружения может привести к определенным противоречиям. Так, на одной и той же строительной площадке для одних и тех же грунтовых условий, но для разных по конструкции сооружений, предельное сопротивление сваи получается различным.

Метод статического зондирования грунтов. В настоящее время все большее распространение получает метод статического зондирования, как более дешевый и быстрый по сравнению с методом испытания свай статическими нагрузками.

Статическое зондирование заключается во вдавливании в грунт стандартного зонда, состоящего из штанги с конусом на конце (диаметр основания конуса 36 мм, площадь 10 см^2 , угол заострения 60°). Конструкция зонда позволяет измерять не только общее сопротивление его погружению, но и величину лобового сопротивления конуса. Учитывая, что характер деформации грунтов при вдавливании свай и при погружении конического зонда статической нагрузкой аналогичен, полученные данные о сопротивлении грунта вдавливанию зонда можно использовать для определения предельных сопротивлений свай.

В практике для зондирования грунтов применяют, в основном, две установки: установка, у которой зондировочный стандартный конус переходит в штангу, по всей длине которой развивается трение по грунту (зонд I типа); установка, у которой штанга имеет меньший диаметр, чем зондировочный конус, в результате чего трение по грунту развивается только по его боковой поверхности на участке длиной 40 см (зонд II типа).

Предельное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи R_n , кПа, по данным зондирования в рассматриваемой точке определяется по формуле:

$$R_n = \beta_l q , \quad (4.12)$$

где β_l – коэффициент перехода от сопротивления грунта под нижним концом зонда к сопротивлению грунта под острием сваи, принимаемый по табл. 4.4;

q_s – среднее значение сопротивления грунта, кПа, под наконечником зонда, полученное на участке, расположенном в пределах одного диаметра d выше и четырех d ниже отметки острия проектируемой сваи (d – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи).

Среднее значение предельного сопротивления грунта по боковой поверхности забивной сваи R_f , кПа, по данным зондирования грунта определяется:

при применении зондов I типа по формуле:

$$R_f = \beta_2 f_s; \quad (4.13)$$

при применении зондов II типа по формуле:

$$R_f = \sum \frac{\beta_i f_{si} h_i}{h}, \quad (4.14)$$

где β_2, β_i – переходные коэффициенты, принимаемые по табл. 4.4; f_s – среднее значение сопротивления грунта по боковой поверхности зонда, кПа, определяемое как частное от деления измеренного общего сопротивления грунта на боковой поверхности зонда на площадь его погруженной в грунт боковой поверхности в пределах от поверхности грунта в точке зондирования до уровня расположения нижнего конца сваи в выбранном несущем слое; f_{si} – среднее сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности зонда, кПа; h_i – толщина i -го слоя, м; h – глубина погружения зонда, м.

По известным значениям R_s и R_f предельное сопротивление забивной сваи в точке зондирования F_u , кН, определяют по формуле:

$$F_u = R_s A + R_f hu, \quad (4.15)$$

где h – длина погруженной части сваи, м; u – периметр поперечного сечения ствола сваи, м; A – площадь поперечного сечения ствола сваи, м².

Предельное сопротивление сваи F_u найденное по формуле (4.15), является его частным значением для данной точки зондирования. Если в пределах строительной площадки с относительно одинаковыми инженерно-геологическими условиями проведен ряд испытаний статическим зондированием (не менее 6 точек), то несущая способность сваи F_d (кН) определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \sum \frac{F_u}{n \gamma_g}, \quad (4.16)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый $\gamma_c = 1$; n – число точек зондирования; γ_g – коэффициент надежности по грунту, устанавливаемый в зависимости от изменчивости полученных частных значений предельного сопротивления сваи F_u в точках зондирования и числа этих точек при значении доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ в соответствии с требованиями ГОСТ 20522-96.

В случае песчаных грунтов и супесей метод обладает достаточной точностью. В водонасыщенных глинистых грунтах, когда структура грунта, нарушенная внедрением зонда, не успевает восстановиться, полученные данные, особенно это касается трения по боковой поверхности, следует использовать с большей осторожностью. Однако по мере развития метода и накопления опытных данных его точность и в водонасыщенных глинистых грунтах повышается.

Таблица 4.4 – Коэффициенты β_1 , β_2 и β

q_s	β_1	f_s, f_{st} , кПа	β_2 при грунтах		β при грунтах	
			песчаных	глинистых	песчаных	глинистых
1000	0,90	20	2,40	1,50	0,75	1,00
2500	0,80	40	1,65	1,00	0,60	0,75
5000	0,65	60	1,20	0,75	0,55	0,60
7500	0,55	80	1,00	0,60	0,50	0,45
10000	0,45	100	0,85	0,50	0,45	0,40
15000	0,35	120	0,75	0,40	0,40	0,30
20000	0,30					
30000	0,20					

Наряду с зондами для определения несущей способности свай используются также специальные эталонные сваи сечением 10×10 см двух типов, один из которых позволяет замерять сопротивление грунта только под острием эталонной сваи, а второй – под острием и по ее боковой поверхности. Кроме того, для забивных свай длиной более 12 м допускается проводить испытания грунтов статической нагрузкой с помощью металлической сваи-зонда, конструкция которой обеспечивает раздельное измерение сопротивления грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи.

Методика определения несущей способности свай по результатам испытаний эталонных свай и свай-зондов изложена в П4-2000 к СНБ 5.01.01-99.

4.4 Расчет несущей способности свай при действии горизонтальных нагрузок

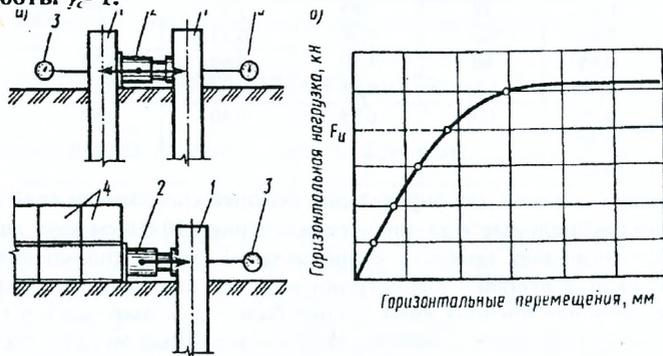
Причиной значительных горизонтальных нагрузок на фундаменты могут быть тормозные нагрузки от кранов в цехах с тяжелым крановым оборудованием, температурные расширения технологических трубопроводов предприятий нефтехимической и нефтегазовой промышленности, односторонний обрыв проводов у ЛЭП, волновые воздействия и навал судов у причальных сооружений и т.д. Очевидно, что во всех этих случаях оценка несущей способности свай на горизонтальную нагрузку имеет весьма существенное значение.

В настоящее время несущая способность свай на горизонтальную нагрузку определяется либо методом испытания пробной нагрузкой, либо одним из математических методов расчета.

Метод испытания свай пробной статической нагрузкой позволяет наиболее точно установить действительное сопротивление сваи действию горизонтального усилия. При проведении испытаний горизонтальные усилия на сваю создаются, как правило, гидравлическими домкратами, установленными либо между двумя забитыми сваями, либо между опытной сваем и упором из статического груза, чаще всего из железобетонных блоков (рис. 4.14, а). Нагрузка на сваю увеличивается ступенями, горизонтальные перемещения сваи на каждой ступени нагрузки фиксируются прогибомерами. Каждая ступень нагрузки выдерживается до условной стабилизации горизонтальных перемещений.

По результатам испытаний строятся графики зависимости горизонтальных перемещений сваи от нагрузок (рис. 4.14, б), по которым и определяется предельное сопротивление сваи.

За предельное сопротивление сваи F_u принимается нагрузка на одну ступень менее той, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают. Несущую способность горизонтально нагруженных свай по результатам испытаний определяют по формуле (4.7) при коэффициенте условий работы $\gamma_c=1$.



1 – опытная свая; 2 – гидравлический домкрат; 3 – прогибомер; 4 – упор из статического груза

Рисунок 4.14 – Испытания свай горизонтальной нагрузкой

Математические методы расчета свай на горизонтальные нагрузки можно разделить на две группы в зависимости от характера деформаций свай в грунте.

Первая группа методов разработана для коротких жестких свай, которые под действием горизонтальной нагрузки поворачиваются в грунте без изгиба, как это показано на рис. 4.15, а. Разрушение системы «свая-грунт» происходит за счет потери устойчивости грунтом основания. Расчет базируется на положениях теории предельного равновесия грунтов. За предельную принимается такая горизонтальная нагрузка, при которой реактивный отпор грунта у нижнего конца сваи достигнет предельного значения.

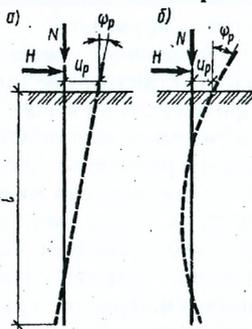


Рисунок 4.15 – Схемы работы горизонтально нагруженных свай

Вторая группа методов разработана для свай, которые под действием горизонтальных нагрузок изгибаются в грунте (рис. 4.15, б).

Сопротивление таких свай, называемых длинными гибкими, определяется прочностью материала сваи на изгиб. Методы расчета второй группы, как правило, основаны на использовании модели местных упругих деформаций.

Математические методы второй группы весьма многочисленны. Из них наиболее широко используется на практике инженерный метод расчета, согласно которому вертикальная свая рассматривается как балка на упругом основании, нагруженная на одном конце. Грунт представлен линейно деформируемой средой, характеризуемой коэффициентом постели, увеличивающимся пропорционально глубине. При этих условиях на основании решений строительной механики получены формулы для определения горизонтальных перемещений сваи и угла ее поворота на уровне поверхности грунта (u_p и ψ_p), а также для определения изгибающих моментов и поперечных сил в любом сечении по ее длине. Решения получены как для свай со свободной головой, так и для свай, защемленных в ростверк.

Несущую способность горизонтально нагруженного куста свай по нормативным документам допускается определять как сумму сопротивлений одиночных свай. При этом допущении не учитывается снижение сопротивления сваи куста по сравнению с одиночной за счет совместной работы свай в фундаменте.

4.5 Расчет и проектирование свайных фундаментов

Основные положения расчета. Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

по первой группе – по несущей способности грунта основания свай; по устойчивости грунтового массива со свайным фундаментом; по прочности материала свай и ростверков;

по второй группе – по осадкам свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

Расчет по несущей способности грунтов основания заключается в выполнении условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.17)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН; F_d – несущая способность сваи, определяемая любым из методов; γ_k – коэффициент надежности, принимаемый по табл. 4.5.

Проверку устойчивости свайного фундамента совместно с грунтовым массивом производят только в случае передачи на свайные фундаменты больших горизонтальных нагрузок, а также если фундамент расположен на косогоре или его основание имеет откосный профиль. Проверку производят по расчетной схеме сдвига грунта по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Расчет свайных фундаментов по предельному состоянию второй группы (по деформациям) при действии вертикальных нагрузок производят исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (4.18)$$

где s – деформация свайного фундамента (осадка и относительная разность осадок), определяемая расчетом; s_u – предельно допустимое значение деформации свайного фундамента, устанавливаемое заданием на проектирование или определяемое по указаниям СНБ 5.01.01-99.

Таблица 4.5 – Значения коэффициента надежности испытаний (γ_k)

Метод определения несущей способности свай, вид ростверка, количество свай в кусте, нагрузка на сваю	Значение γ_k
Несущая способность свай определена расчетом по результатам испытаний статической нагрузкой	1,20
Несущая способность определена по результатам статического зондирования грунтов, по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, по результатам полесвых испытаний эталонной свай или свай-зондом, а также свай, работающих на выдергивающие нагрузки при глубине их погружения $l \leq 4$ м	1,25
Несущая способность определена расчетом по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта или по результатам статических испытаний односвайных фундаментов при нагрузке на них более 100 кПа	1,40
При высоком или низком ростверке, подошва которого опирается на сильносжимаемые грунты, и сваях, защемленных в грунте, воспринимающих сжимающую нагрузку, при любом виде ростверка и сваях длиной $l > 4$ м, воспринимающих выдергивающие нагрузки, при числе свай в фундаменте	
21 и более	1,40 (1,25)
от 11 до 20	1,55 (1,40)
" 6 " 10	1,65 (1,50)
" 1 " 5	1,75 (1,60)
Фундамент из одиночной сваи под колонну при нагрузке на забивную сваю квадратного сечения более 600 кН и набивную сваю более 2500 кН.	
- несущая способность определена расчетом по результатам испытаний статической нагрузкой	1,40
- несущая способность определена другими способами	1,60

Примечание: В скобках приведены значения γ_k в случаях, когда несущая способность свай определена расчетом по результатам испытаний статической нагрузкой или по результатам статического зондирования грунтов.

Фундаменты из свай, работающих как сваи-стойки, рассчитывать по деформациям от вертикальных нагрузок не требуется.

Расчет по перемещениям свайных фундаментов от действия горизонтальных нагрузок и моментов заключается в выполнении условий

$$u_p \leq u_u; \quad \psi_p \leq \psi_u, \quad (4.19)$$

где u_p и ψ_p – расчетные значения соответственно горизонтального перемещения, м, и угла поворота, рад, свайного фундамента; u_u и ψ_u – их предельные значения, устанавливаемые в задании на проектирование.

Расчет свай и ростверков по прочности материала производится в зависимости от применяемых материалов по соответствующим СНиПам и инструкциям.

Выбор конструкции свайного фундамента. Выбор конструкции свайного фундамента (вид свай, тип свайного фундамента и ростверка) производится исходя из конкретных условий строительной площадки, характеризующихся материалами инженерных изысканий, конструктивными и технологическими особенностями проектируемых зданий и сооружений, расчетных нагрузок, действующих на фундамента, а также на основе результатов сравнения возможных вариантов проектных решений.

Тип и вид свай выбираются в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки и имеющегося оборудования для устройства свайных фундамента.

Длина свай выбирается в зависимости от грунтовых условий строительной площадки и уровня расположения подошвы ростверка. Нижние концы свай, как правило, заглубляют в плотные грунты с высокими расчетными характеристиками, прорезая напластования слабых грунтов. Заглубление забивных свай в грунт, принятый за основание под их нижние концы, должно быть не менее 1 м. Исключение составляют твердые глинистые грунты, гравелистые, крупные и средней крупности пески, в которых допускается заглубление свай в несущий слой – 0,5 м.

Тип свайного ростверка выбирается в зависимости от назначения и конструкции сооружения. Чаще устраиваются фундамента с низким ростверком, высокие ростверки применяют в основном в опорах мостов и в портовых гидротехнических сооружениях (набережные, пирсы и т.д.).

Глубину заложения подошвы низкого ростверка назначают в зависимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения. Чаще всего ростверк располагают ниже пола подвала. В случае бесподвальных помещений ростверки могут закладываться практически на поверхности грунта. В пучинистых грунтах ростверк закладывается ниже расчетной глубины промерзания. В противном случае предусматриваются меры, предотвращающие или уменьшающие влияние на него сил морозного пучения грунта. К таким мерам относится, например, создание воздушного зазора между подошвой ростверка и поверхностью грунта, а для ростверков под наружные стены – подсыпка под подошвой ростверка слоя щебня или шлака толщиной не менее 0,3 м, или песка толщиной не менее 0,5 м.

Там, где это возможно и целесообразно, прибегают к безростверковому решению свайных фундамента, совмещая сваю и колонну или используя конструкции, состоящие из одиночных свай, насадок и колонн, и другие, подобные им.

Определение числа свай в фундаменте и размещение их в плане

Центрально нагруженный свайный фундамента. Зная несущую способность сваи F_d и принимая, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на все сваи фундамента, необходимое число свай n в кусте или на 1 м длины ленточного фундамента определяют по формуле:

$$n = \frac{\gamma_k N_{0l}}{F_d}, \quad (4.20)$$

где γ_k – то же, что и в формуле (4.17), N_{0l} – расчетная нагрузка на куст, кН, или на 1 м длины ленточного фундамента, кН/м.

Для отдельно стоящего фундамента (куста свай) полученное по формуле (4.20) число свай округляется в сторону увеличения до целого числа.

Сваи в кусте надо разместить таким образом, чтобы ростверк получился наиболее компактным, при этом сваи можно располагать по прямоугольной сетке или в шахматном порядке. Обычно расстояние между осями свай принимается $a = 3d$ (при меньшем расстоянии между осями сваи трудно, а иногда и просто невозможно забить из-за чрезмерного уплотнения грунта межсвайного пространства, а при большем – значительно увеличиваются размеры ростверка), а расстояние от крайнего ряда свай до края ростверка – d . Примеры размещения свай в кустах были показаны на рис. 4.3, а.

Ростверки кустов свай конструируются как обычные фундаменты мелкого заложения и рассчитываются на продавливание колонной или угловой сваей, на поперечную силу в наклонных сечениях и на изгиб.

Если сваи куста работают только на сжимающую нагрузку, то достаточно их заделки в ростверк на 5...10 см, если же сваи воспринимают выдергивающие нагрузки или моменты, то их связь с ростверком делают более надежной, для чего головы свай разбивают и обнаженную арматуру замоноличивают в бетон ростверка, глубина заделки свай в данном случае должна быть $\geq d$.

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров ростверка определяют нагрузку N , приходящуюся на каждую сваю, и проверяют условие

$$N = \frac{N_{от} + G_{л} + G_{г}}{n} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.21)$$

где $N_{от}$, n , F_d и γ_k – то же, что и в формуле (4.20); $G_{л}$ и $G_{г}$ – расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на обрезках ростверка, кН.

Если условие (4.21) не выполняется, то необходимо выбрать или другой тип свай, имеющий более высокую несущую способность, или увеличить число свай в фундаменте и повторить расчет.

Для свайного фундамента под стену (ленточный свайный фундамент) число свай на 1 м, найденное по формуле (4.20), может быть дробным. Расчетное расстояние между осями свай по длине стены определяется по формуле:

$$a = \frac{1}{n}. \quad (4.22)$$

Полученный результат округляется таким образом, чтобы шаг свай был кратен 5 см. В зависимости от величины a определяется число рядов свай, при этом расстояние между осями свай принимается не менее $3d$.

Рекомендуются следующие варианты размещения свай в плане (рис. 4.3, б):

– однорядное, если $3d < a < 6d$. Расстояние между осями свай более $6d$ принимать не рекомендуется, так как в этом случае значительно увеличиваются размеры ростверка. Если по расчету $a > 6d$, то можно изменить длину или сечение свай, чтобы уменьшить ее несущую способность;

– двухрядное шахматное, если $n < 2$ и $1,5d < a \leq 3d$. Расстояние между двумя рядами свай c_p в этом случае определяется по формуле:

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - a^2} \leq 3d; \quad (4.23)$$

– двухрядное, если $n > 2$ и $a = 1,5d$. Расстояние между рядами принимается $c_p = 3d$.

Из-за значительного увеличения размера ростверка принимают, как правило, не более двух рядов свай. Если же по расчету получается $a < 1,5d$, то лучше увеличить длину сваи или ее сечение, т. е. увеличить несущую способность.

Ширину ростверка ленточного свайного фундамента определяют по формуле:

$$b_p = d + 2c_0 + (m - 1)c_p, \quad (4.24)$$

где $c_0 = 0,1$ – расстояние от края ростверка до грани сваи; m – число рядов свай; c_p – расстояние между рядами свай, м.

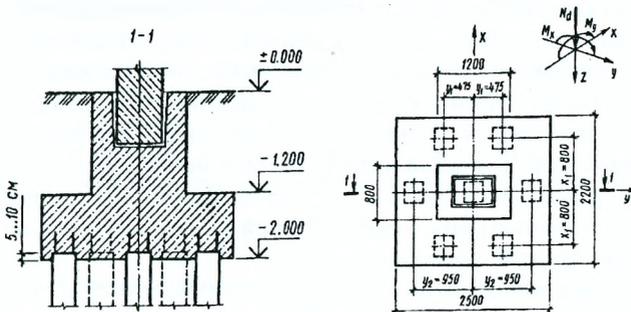
Железобетонные ростверки ленточных свайных фундаментов рассматривают как неразрезные многопролетные балки.

Внецентренно нагруженный свайный фундамент. Предварительное число свай при внецентренном нагружении свайного фундамента определяют так же как и при центральной нагрузке, по формуле (4.20), а затем увеличивают приблизительно на 20%.

Расчетную нагрузку, приходящуюся на отдельную сваю, в общем случае, когда моменты действуют в направлении двух осей, определяют по формуле внецентренного сжатия

$$N_{\max/\min} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (4.25)$$

где N_d, M_x, M_y – соответственно расчетная вертикальная нагрузка, кН, и расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка (рис. 4.16);



n – число свай в фундаменте; x_i, y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м; x, y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м
Рисунок 4.16 – Внецентренно нагруженный свайный фундамент

Максимальное усилие на сваю, найденное по формуле (4.25), должно удовлетворять условию (4.17). При кратковременных (ветровых, крановых и т.п.) и особых нагрузках допускается перегрузка крайних свай до 20%.

Если условие (4.17) не удовлетворяется, необходимо увеличить число свай в фундаменте или расстояние между ними.

При передаче на крайние сваи куста выдергивающих нагрузок должно выполняться условие

$$N_{\min} \leq \frac{F_{du}}{\gamma_k}, \quad (4.26)$$

где γ_k – то же, что и в формуле (4.17); F_{du} – несущая способность сваи, работающей на выдергивание, определяемая по формуле (4.6) или по результатам испытания сваи пробной нагрузкой, кН.

Расчет осадки свайного фундамента. Сложность определения осадок свайных фундаментов связана с тем, что они передают нагрузку на грунт основания одновременно через боковую поверхность и нижние концы свай, при этом соотношение передаваемых нагрузок зависит от многих факторов: числа свай в фундаменте, их длины, расстояния между сваями, свойств грунта и степени его уплотнения при погружении свай.

В настоящее время методы расчета осадок свайных фундаментов и, в частности, свайных групп можно условно разделить на три группы:

- методы, основанные на полумпирических и эмпирических зависимостях;
- методы, основанные на принципах механики грунтов и в той или иной степени упрощенные в целях их применения как для ручного счета, так и на ЭВМ;
- численные методы.

Методы первой группы, которые достаточно широко используются в основном в зарубежной практике, позволяют в ряде случаев относительно просто рассчитать осадку свайного фундамента. Однако ограниченная область их применения очевидна, поскольку в них, как правило, не отражена физика работы фундамента и специфика инженерно-геологических условий строительной площадки.

Методы второй группы основаны, как правило, на решениях теории упругости. Наиболее широкое применение нашли методы, рассматривающие свайный фундамент, как условный массивный. Эти методы отличаются характером и уровнем приложения нагрузки, а также способом учета передачи нагрузки боковой поверхностью свай. Отличаются они и базовыми уравнениями, используемыми для определения осадок.

Численные методы используются в основном, при проведении численного моделирования для анализа взаимодействия групп свай с грунтовым основанием и в силу необходимости введения в расчет ряда упрощающих допущений пока не дают возможности получить достаточно достоверные решения.

В настоящее время в подавляющем большинстве случаев расчет осадок свайных фундаментов производится по методу условного массивного фундамента. Это означает что сваи, грунт межсвайного пространства, а также некоторый объем грунта, примыкающего к наружным сторонам свайного фундамента, рассматриваются как единый массив АБВГ (рис. 4.17, а), ограниченный снизу плоскостью БВ, проходящей через нижние концы свай, а с боков — вертикальными плоскостями АБ и ВГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии c , равном

$$c = htg\left(\frac{\varphi_{II,m}}{4}\right), \quad (4.27)$$

где h — глубина погружения свай в грунт, считая от подошвы ростверка, м; $\varphi_{II,m}$ — осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта:

$$\varphi_{II,m} = \frac{\sum \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i}, \quad (4.28)$$

$\varphi_{II,i}$ — расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной h_i .

В случае, когда под нижним концом свай залегают глинистые грунты с показателем текучести $J_l > 0,6$, величина c , определяемая по формуле 4.27, принимается равной не более двух диаметров или меньших сторон поперечного сечения свай.

Размеры подошвы условного фундамента при определении его границ по этим правилам находим по формулам:

$$\begin{aligned} b_y &= a_b(m_b - 1) + d + 2c; \\ l_y &= a_l(m_l - 1) + d + 2c, \end{aligned} \quad (4.29)$$

где a_b и a_l — расстояния между осями свай соответственно по поперечным и продольным осям, м; m_b и m_l — количество рядов свай по ширине и длине фундамента (на рис. 4.17, а $m_b=3$; $m_l=4$); d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения свай, м.

При наличии в фундаменте наклонных свай плоскости АБ и ВГ проходят через их концы (рис. 4.17, б). Размеры подошвы условного фундамента в этом случае определяются расстояниями между нижними концами наклонных свай.

Если в пределах глубины погружения свай залегают слои торфа или ила толщиной более 30 см, то, поскольку трение в них принимается равным нулю, осадку свайного фундамента из висячих свай определяют с учетом уменьшенных габаритов условного фундамента, который принимается ограниченным с боков вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии c' , определяемом как

$$c' = h_m tg\left(\frac{\varphi_{II,m}}{4}\right), \quad (4.30)$$

где h_m — расстояние от нижнего конца свай до подошвы слоя торфа или ила (рис. 4.17, в), м; $\varphi_{II,m}$ — осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле (4.28) для слоев, залегающих ниже слоя торфа или ила.

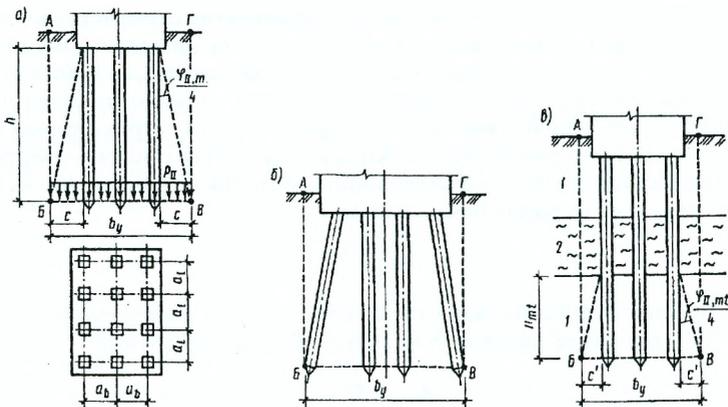


Рисунок 4.17 – Схемы условных фундаментов для расчета по второй группе предельных состояний

Во всех рассмотренных случаях при определении осадок расчетная нагрузка, передаваемая условным фундаментом на грунт основания, принимается равномерно распределенной.

Расчет осадки свайного фундамента, как условного массивного, выполняется теми же методами, что и расчет осадки фундамента мелкого заложения. При этом также требуется выполнение условия, чтобы среднее давление p_{II} по подошве условного фундамента не превышало расчетное сопротивление грунта основания R на этой глубине, т.е.

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{A_y} \leq R, \quad (4.31)$$

где $A_y = b_y l_y$ – площадь подошвы условного фундамента, м²; N_{II} – расчетная нагрузка по второй группе предельных состояний, кН, определяемая с учетом собственного веса условного фундамента по формуле:

$$N_{II} = N_{0II} + N_{cII} + N_{pII} + N_{rII}, \quad (4.32)$$

где N_{0II} – расчетная нагрузка от веса здания или сооружения на уровне верхнего обреза фундамента, кН; N_{cII} , N_{pII} , N_{rII} – вес соответственно свай, ростверка и грунта в объеме условного фундамента АБВГ, кН.

Расчетное сопротивление грунта основания R определяется, как и при расчете фундаментов мелкого заложения, но с заменой фактической ширины и глубины заложения фундамента на условные.

Полная осадка фундамента не должна превышать ее предельного значения в соответствии с условием (4.18).

5 ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЙ

5.1 Конструктивные методы улучшения работы грунтов оснований

Для строительства зданий и сооружений сегодня широко используют территории, непригодные для сельского хозяйства (заболоченные, овражистые и др.). Такие площадки сложены часто слабыми грунтами, что, как правило, обуславливает развитие недопустимых неравномерностей осадки фундаментов или потерю устойчивости грунтов основания. При наличии слабых грунтов целесообразно применение свайных фундаментов, рационально также искусственно улучшать работу и свойства грунтов в основании: *работу грунтов улучшают конструктивными методами, а их свойства – уплотнением и укреплением.*

К конструктивным методам улучшения работы грунтов оснований относятся устройство грунтовых подушек, применение шпунтового ограждения, создание боковых пригрузок, армирование грунта.

Для уплотнения грунтов применяют следующие методы: поверхностное уплотнение, глубинное виброуплотнение, камуфлетные взрывы, устройство грунтовых (из местного грунта) и песчаных свай, уплотнение либо статической нагрузкой с применением вертикальных дрен, либо водопонижением, в т.ч. с использованием электроосмоса.

К методам устройства искусственно улучшенных оснований с уплотнением грунта относят также сооружение фундаментов в вытрамбованных котлованах.

Из методов укрепления грунтов широко известны следующие: цементация, химические, электрохимические способы, смолизация, термический метод, битумизация и глинизация. После укрепления грунты иногда превращаются в сравнительно прочную полускальную породу.

Выбор метода улучшения работы и свойств грунтов в основании в значительной степени зависит от характера напластования и свойств грунтов, интенсивности передаваемых нагрузок, особенностей сооружения и возможностей строительной организации

Устройство грунтовых подушек. Если в основании фундамента залегают слабые грунты (илы, текучие глинистые грунты, торфы, заторфованные, малоуплотненные насыпные или пучинистые грунты), обладающие низкой несущей способностью и повышенной сжимаемостью, то их использование в качестве естественных оснований чаще всего оказывается невозможным или нецелесообразным. В этом случае экономичной может оказаться замена слабого грунта другим, обладающим достаточно высоким сопротивлением сдвигу и имеющим малую сжимаемость, который образует так называемую грунтовую подушку.

В качестве материала грунтовых подушек обычно используют крупнообломочные грунты (гравий, щебень), крупные и среднезернистые пески, шлак и т.д.

При устройстве грунтовых подушек в лёссовых основаниях применяют перемятые местные грунты. Наиболее часто грунтовые подушки имеют толщину в пределах 1...3 м.

При решении вопроса о назначении толщины грунтовых подушек могут быть два случая. Возможен вариант, когда слой слабого грунта подстилается более прочным и малосжимаемым грунтом, причем расстояние от подошвы фундамента до кровли прочного грунта z не превышает 1...3м. Тогда целесообразно полностью удалить слабый грунт в пределах этой глубины и заменить его, например, песком, создав песчаную подушку. Когда пласт слабого грунта имеет большую толщину, то полная замена слабого грунта оказывается неэкономичной, и прибегают к устройству грунтовых подушек «висячего» типа, подстилаемых слабым грунтом. Если в первом случае выбор толщины грунтовой подушки однозначен, то во втором случае ее толщина должна быть подобрана таким образом, чтобы обеспечивалась надежность решения в соответствии с принципами проектирования оснований по предельным состояниям.

Толщину подушки h_{cs} принимают исходя из давления, которое можно передавать на подстилающие ее грунты. Расчетное сопротивление грунтов устанавливают как на подстилающий слой слабого грунта. Размеры подушки в плане зависят от сопротивляемости горизонтальному давлению грунта, расположенного по сторонам от нее. Эта характеристика должна исключить возможность деформации подушки в стороны. Для определения ширины подушки задаются распределением давления в ней под углом α , равным обычно 30...45°. Тогда

$$B_z = B + 2z \operatorname{tg} \alpha. \quad (5.1)$$

Более экономичное решение можно получить при проектировании песчаной подушки, исходя из условий устойчивости призмы ACD (рис. 14, б) – случай 1 или $ACED$ (рис. 14, в) – случай 2. При расчете учитывают трение по поверхности скольжения AD , зависящее от угла внутреннего трения песка φ_{cs} , и активное давление слабого грунта на вертикальную грань песчаной подушки, равное гидростатическому давлению от собственного веса грунта. В случае 2 учитывают, кроме того, трение песчаной подушки о подстилающий грунт на участке DE . Обычно ограничиваются расчетом по случаю 1. Тогда для ленточных фундаментов, задавшись размерами песчаной подушки и вероятной поверхностью скольжения AD , последовательным приближением находят наименьшее давление p_u , соответствующее условиям предельного равновесия:

$$p_u = \frac{\gamma^2}{2b} \operatorname{tg} \left[\frac{y \operatorname{tg} \beta + 2d}{y \operatorname{tg}(\beta - \varphi_{cs})} - \frac{2da}{y^2 \operatorname{tg} \beta} - \frac{\gamma_{cs}}{\gamma} \right], \quad (5.2)$$

где γ и γ_{cs} удельный вес заменяемого грунта и материала подушки; φ_{cs} – расчетное значение угла внутреннего трения песка; y – размер призмы:

$$y = b + a; \quad (5.3)$$

остальные обозначения те же, что на рис.5.1.

Среднее давление p_m по подошве фундамента площадью A от расчетных нагрузок N по первой группе предельных состояний (по несущей способности) будет $p_m = N/A$, при этом должно удовлетворяться условие

$$p_m \leq \frac{\gamma_c p_u}{\gamma_n}, \quad (5.4)$$

где γ_c – коэффициент условий работы; γ_n – коэффициент надежности.

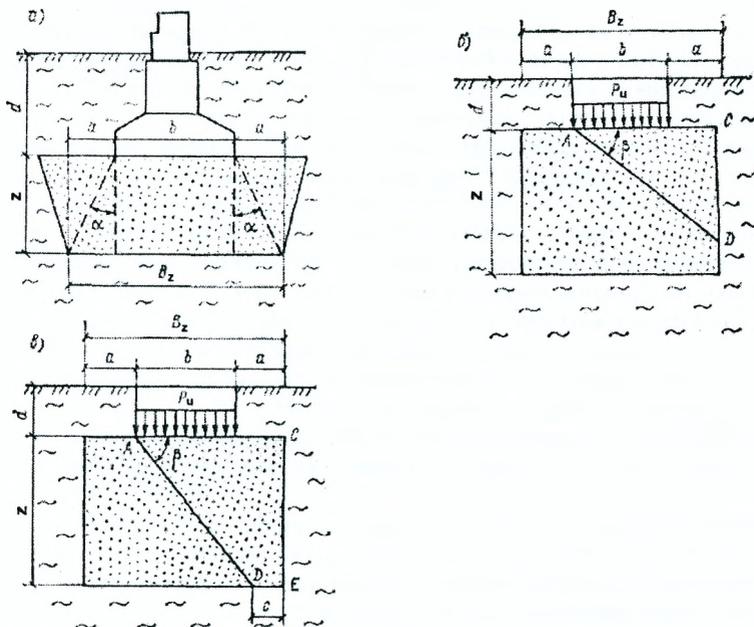


Рисунок 5.1 – Расчетные схемы песчаных подушек

Проверка по подстилающему слою осуществляется по условию

$$p_z \leq R_z, \quad (5.5)$$

где p_z – сумма давлений, передаваемых на подстилающий слой слабого грунта от фундамента и веса грунтовой подушки и

$$p_z = \gamma_n z + \alpha p_0; \quad (5.6)$$

γ_n и z – соответственно удельный вес и толщина грунтовой подушки; p_0 – дополнительное давление под подошвой фундамента; R – расчетное сопротивление грунта, слагающего слабый подстилающий слой.

Затем производится расчет деформаций основания. Если совместная деформация грунтовой подушки и подстилающего грунта s окажется больше предельно допустимой величины s_u для данного сооружения, то толщина подушки должна быть увеличена до размера, при котором будет выполнено условие $S < S_u$.

При применении грунтовых подушек уменьшаются осадки фундаментов, так как модуль деформации грунтов в теле подушек, как правило, больше 15...20 МПа, что в несколько раз превышает модуль деформации слабых грунтов. Грунтовые подушки могут устраиваться под отдельные фундаменты (ленточные и реже столбчатые), под группу фундаментов или под все сооружение. При устройстве грунтовых подушек за счет снижения общих осадок фундаментов уменьшается также неравномерность осадок. Подушки из несвязных материалов одновременно выполняют

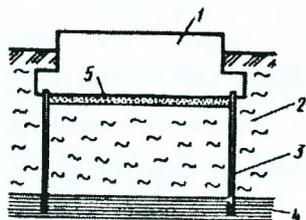
роль дренирующего слоя при фильтрации поровой воды из нижележащих водонасыщенных грунтов в процессе их уплотнения. Применение грунтовых подушек из песчаных и крупнообломочных грунтов позволяет также уменьшить глубину заложения фундаментов из условия промерзания оснований, так как пучинистые глинистые грунты заменяются непучинистыми.

При устройстве грунтовых подушек в толще слабых водонасыщенных глинистых грунтов для обеспечения устойчивости откосов строительного котлована можно использовать распорные крепления или шпунтовые ограждения.

Грунтовые подушки необходимо возводить таким образом, чтобы добиться максимальной плотности укладки грунта. При больших размерах в плане подушки отсыпаются послойно при толщине слоя 15...20 см. Каждый слой грунта уплотняется катками. При устройстве подушек под отдельно стоящие фундаменты материал подушек уплотняется при помощи виброплит, вибротрамбовок, пневмотрамбовок. Уплотнение производят до получения заданной плотности скелета грунта, равной 1,65... 1,75 г/см³.

Шпунтовые конструкции как ограждающие элементы могут быть использованы для улучшения условий работы грунтов в основания сооружений.

Шпунт погружают через толщу слабых грунтов в относительно плотный грунт (рис. 5.2). Фундаментная конструкция устраивается на песчаной подготовке и сопрягается со шпунтовым ограждением. Такое техническое решение исключает возможность выпирания грунта в сторону из-под фундамента, т.е. увеличивает его несущую способность, и ограничивает боковое расширение грунта при деформациях основания, что приводит к уменьшению осадок.



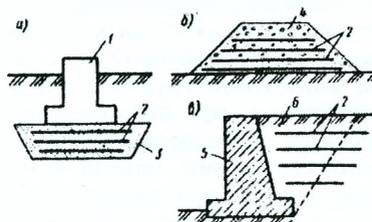
- 1 – фундамент; 2 – слабый грунт;
3 – шпунтовое ограждение;
4 – плотный грунт; 5 – песчаная подготовка

Рисунок 5.2 – Усиление основания с помощью шпунтового ограждения

Армирование грунта заключается во введении в грунт специальных армирующих элементов.

Эти элементы выполняются в виде лент или сплошных матов, изготовленных из *геотекстиля*. Реже используется металлическая арматура. Армирующие элементы: должны обладать достаточной прочностью и обеспечивать необходимое зацепление с грунтом, для чего их поверхность делается шероховатой. На рис. 5.3, а приведена схема армирования искусственного основания фундамента. За счет восприятия армирующими элементами касательных и горизонтальных напряжений увеличивается несущая способность основания и снижаются осадки фундаментов. Эффективно армирование грунта в теле искусственных насыпей (рис.5.3, б), что повышает устойчивость их откосов. При возведении подпорных стенок армирование грунта обратной засыпки (рис.5.3, в) существенно снижает

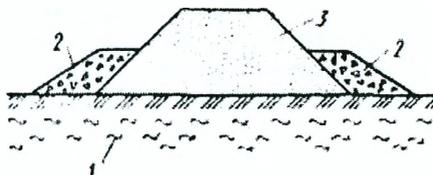
активное давление грунта на стенку, вследствие чего уменьшаются усилия в конструкции стенки и увеличивается ее устойчивость. Арматура здесь играет роль анкерирующих элементов и должна заводиться за пределы призмы обрушения.



1 – фундамент; 2 – армирующие элементы; 3 – песчаная подушка;
4 – насыпь; 5 – подпорная стенка; б – призма обрушения

Рисунок 5.3 – Армирование грунта в искусственном основании фундамента (а), при устройстве насыпи (б), при возведении обратных засыпок (в)

Боковые пригрузки. При возведении ограждающих дамб и других земляных сооружений на слабых грунтах устойчивость откосов сооружений и их оснований может быть повышена устройством пригрузок основания и нижней части откосов, выполняемых, как правило, из крупнообломочных или песчаных грунтов (рис. 5.4).



1 – слабый грунт; 2 – боковая пригрузка; 3 – насыпь

Рисунок 5.4 – Увеличение устойчивости насыпи на слабых грунтах методом боковой пригрузки

5.2 Поверхностное уплотнение грунтов и искусственных оснований

Методы уплотнения грунтов подразделяются на поверхностные, когда уплотняющие воздействия прикладываются на поверхности и приводят к уплотнению сравнительно небольшой толщи грунтов, и глубинные – при передаче уплотняющих воздействий на значительные по глубине участки грунтового массива.

Поверхностное уплотнение производится укаткой, трамбованием, вибрационными механизмами, подводными взрывами, методом вытрамбовывания котлованов. К методам глубинного уплотнения относятся устройство песчаных, грунтовых и известковых свай, глубинное виброуплотнение, уплотнение статической пригрузкой в сочетании с устройством вертикального дренажа, водопонижение.

При любом режиме уплотнения повышение степени плотности грунта происходит только до определенного предела, зависящего от вида и физического состояния грунта, а также от характера уплотняющего воздействия. Уплотнение до указанного предела называется уплотнением до отказа.

Уплотнение укаткой. Вследствие того, что укаткой удается уплотнить грунты только на небольшую глубину, этот метод в основном применяется при послойном возведении грунтовых подушек, планировочных насыпей, земляных сооружений, при подсыпке оснований под полы. Уплотнение укаткой производится самоходными и прицепными катками на пневматическом ходу, гружеными скреперами, автомашинами, тракторами, основные технические характеристики которых приведены в табл. 5.1. Уплотнение достигается многократной проходкой уплотняющих механизмов (от 6 до 12 раз).

Таблица 5.1 – Основные технические показатели работы грунтоуплотняющих машин

Механизмы	Глубина уплотнения, м, в грунтах		Число проходов (ударов) при k_{com}		
	песчаных	глинистых	0,98	0,95	0,92
Пневмокатки весом, кН:					
400	0,7	0,6	12	10	6
250	0,5	0,5	12	10	6
Груженые автомашины:					
БелАЗ	0,7	0,6	12	10	6
КрАЗ	0,5	0,5	12	10	6
Трамбующая машина Д-471	1,2	1,0	3	2	2
Виброкатки весом, кН:					
50	1,0	–	12	10	6
20	0,7	–	12	10	6
Виброшпильты самопередвигающиеся:					
SVP-631	0,5	–	4	3	2
BSD-63	0,8	–	4	3	2
Тяжелые трамбовки:					
$m = 25\text{кН}, d = 1,2\text{м}$	2,2	2,0	16	12	8
$m = 65\text{кН}, d = 1,6\text{м}$	3,0	2,7	16	12	8
$m = 150\text{кН}, d = 3,5\text{м}$	6,5	6,0	16	12	8

Влажность грунтов при уплотнении должна соответствовать оптимальной. При влажности, меньшей оптимальной, грунты увлажняют в резервах, карьерах или резе на месте укладки расчетным количеством воды V_w , определяемым по формуле:

$$V_w = \frac{\rho_{d,com}}{\rho_w} (kw_0 - w)V, \quad (5.7)$$

где $\rho_{d,com}$ и ρ_w – соответственно плотность скелета уплотненного грунта и воды; k – коэффициент, принимаемый при отсыпке грунта в дождливое время равным 0,9, в сухое летнее время – 1,1; w_0 и w – оптимальная и естественная влажности грунта; V – объем уплотняемого грунта.

Уточнение оптимальной толщины уплотняемого слоя грунта и числа проходов используемых механизмов должно производиться на основании опытных работ.

Качество отсыпки и укатки грунта контролируется путем определения толщины отсыпаемого слоя, его влажности и плотности скелета грунта после его уплотнения в пунктах, назначаемых из расчета один пункт на 300...600 м² уплотняемой площади.

Для уплотнения несвязных и малосвязных грунтов при содержании глинистых частиц не более 5...6% используются виброкатки и самопередвигающиеся вибромашины.

Уплотнение трамбуемыми машинами. Этот способ используется, как правило, при укладке грунтов в стесненных условиях – при возведении обратных засыпок котлованов, траншей, засыпке пазух, щелей.

Трамбующие машины ударного действия эффективны при уплотнении всех видов грунтов (глинистых при $S_r < 0,7$), а машины, основанные на вибрационном и виброударном воздействиях – только для песчаных грунтов.

При достаточно большом фронте работ чаще используются самоходные трамбуемые машины и виброкатки, при ограниченном фронте работ – самопередвигающиеся виброплиты и механические трамбовки.

Перед началом производства работ выполняется опытное уплотнение. Пункты проверки качества, уплотнения принимаются из расчета один пункт на каждые 100...300 м² уплотняемой площади.

Уплотнение подводными взрывами. Метод применяется в просадочных лессовых грунтах, рыхлых песчаных и глинистых грунтах. Наибольший эффект уплотнения достигается при степени влажности грунтов $S_r = 0,7...0,8$. При меньшей степени влажности грунтов производится их предварительное замачивание.

Суть метода заключается в использовании энергии взрыва, производимого в водной среде, для разрушения структуры и уплотнения грунтов. Водная среда, с одной стороны, обеспечивает более равномерное распределение уплотняющего взрывного воздействия по поверхности грунта, с другой – гасит энергию взрыва, направленную вверх.

Уплотнение производится в котлованах. Глубина котлована назначается таким образом, чтобы высота столба воды составляла не менее 1,3...1,5 м. При меньшей проектной глубине котлована выполняется его обвалование. После заполнения котлована водой размещаются заряды ВВ по сетке 0,8...1,2 м на глубине от поверхности воды не менее 1 м и на расстоянии от уплотняемой поверхности грунта 0,3...0,4 м. После одновременного взрыва зарядов происходит уплотнение грунта с понижением поверхности на 0,3...0,8 м. Глубина уплотнения составляет 1...4 м в зависимости от грунтовых условий и величины зарядов.

Качество уплотнения проверяется по величине осадки поверхности, а также контролем плотности скелета уплотненного грунта.

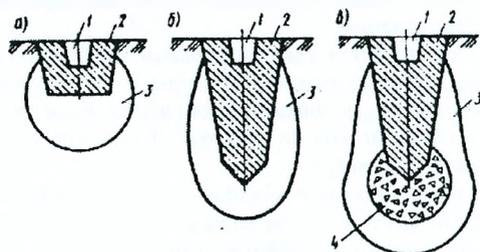
Вытрамбовывание котлованов. Метод заключается в образовании в грунтовом массиве полости путем сбрасывания в одно и то же место трамбовки, имеющей форму будущего фундамента. Затем полость заполняется бетонной смесью, после твердения которой образуется фундаментная конструкция.

Метод эффективен тем, что при вытрамбовывании полости грунт вокруг нее уплотняется, за счет чего увеличивается несущая способность основания и снижается деформируемость, а сооружение монолитной фундаментной конструкции не требует применения опалубки.

Применяется несколько конструкций и способов устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах. На рис. 5.5 *а* показан фундамент с плоской подошвой, предназначенной для опирания колонны. Другим типом являются фундаменты с заостренной подошвой обычного типа (рис. 5.5, *б*) и с уширенным основанием (рис. 5.5, *в*). Последний получается путем втрамбовывания в дно полости крупнообломочного материала (щебня, гравия и т.п.).

Фундаменты в вытрамбованных котлованах используются при строительстве каркасных и бескаркасных зданий. В первом случае обычно располагают один фундамент под каждой колонной. Во втором случае размещение фундаментов в плане определяется конструктивной схемой здания, нагрузками на фундаменты, несущей способностью оснований. Минимальное расстояние между фундаментами в свету принимается не менее 0,8 их ширины поверху.

Вытрамбовывание котлованов выполняют путем сбрасывания трамбовки весом 15...100 кН по направляющей мачте с высоты 3...8 м в одно место. Для вытрамбовывания котлованов без уширения на глубину 2 м обычно требуется 10...16 ударов, а для втрамбовывания в дно жесткого материала – около 15...20 ударов. При производстве работ используют краны-экскаваторы с навесным оборудованием. Трамбовку изготовляют из листовой стали толщиной 8...12 мм в форме будущего фундамента и заполняют ее бетоном до заданной массы. В плане трамбовка имеет форму квадрата, прямоугольника или круга. Ее высота составляет 1...3,5 м. Масса и высота сбрасывания трамбовки назначаются такими, чтобы погружение трамбовки за один удар не превышало 0,15 глубины котлована.



1 – стакан для установки колонны; 2 – фундамент; 3 – зона уплотнения;
4 – втрамбованный жесткий грунтовый материал

Рисунок 5.5 – Схемы устройства методом вытрамбовывания котлованов фундаментов с плоской подошвой (а), с заостренной подошвой обычного типа (б) и с уширенным основанием (в)

Фундаменты в вытрамбованных котлованах для каркасных зданий с нагрузкой на колонну до 2000 кН и бескаркасных жилых и гражданских зданий с нагрузкой до 500 кН на 1 м длины рекомендуется применять на просадочных грунтах, глинистых грунтах с плотностью скелета до $1,65... 1,7 \text{ т/м}^3$, а также в пылеватых, мелких и глинистых песках рыхлого и среднего по плотности сложения.

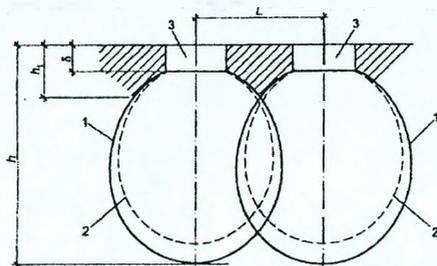
Такой способ устройства фундаментов позволяет сократить объем земляных работ в 3...5 раз, практически полностью исключить опалубочные работы, снизить расход бетона в 2...3 раза, металла в 1,5...4 раза, а стоимость и трудоемкость уменьшить в 2...3 раза.

5.3 Глубинное уплотнение грунтов и искусственных оснований

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками применяют с целью увеличения прочности грунтов, снижения деформативности грунтов, обеспечения равномерности осадок зданий и сооружений, возводимых на сильно и неравномерно сжимаемых естественных и насыпных основаниях, отвалах промышленных отходов, устранения просадочных свойств макропористых грунтов, уменьшения водопроницаемости грунтов.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками производят посредством свободного сбрасывания с высоты от 4 до 40 м трамбовок весом от 50 до 2000 кН и диаметром от 1,4 до 4,0 м. Оно отличается от послойного уплотнения тем, что удельный вес грунта уменьшается по глубине, а в массиве уплотняемого грунта возникает уплотненное ядро (рис. 5.6). Отличительной особенностью интенсивного динамического уплотнения от традиционного поверхностного трамбования является использование значительно большей (в 5–15 раз) энергии удара (не менее 450 кН м), при этом удары наносятся без перекрытия следов по точкам, расположенным на взаимном удалении от 2,5 до 4,0 диаметров трамбовки в зависимости от инженерно-геологических условий площадки, числа повторных этапов уплотнения и продолжительности пауз между этапами.

Метод уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками допускается применять не только самостоятельно, но и в комплексе с другими методами поверхностного уплотнения (катками, виброплощадками и др.).



h – глубина зоны уплотнения; h_1 – глубина разрыхленного слоя грунта; L – расстояние между точками удара трамбовки при уплотнении грунта; δ – глубина отпечатка трамбовки
1 – зона уплотнения грунта; 2 – зона уплотненного грунта; 3 – отпечаток трамбовки

Рисунок 5.6 – Образование зон уплотнения и уплотненного грунта

Целесообразность уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками устанавливается на основе анализа результатов инженерно-геологических изысканий строительной площадки, сведений о фундаментах проектируемых зданий, возможностей строительных организаций в обеспечении работ соответствующими механизмами, экономического сопоставления с другими методами инженерной подготовки оснований, с учетом допустимости динамических воздействий на существующие здания и сооружения.

Проектирование уплотняемых тяжелыми трамбовками грунтовых оснований включает в себя два взаимно связанных этапа: первый – получение нормативных и расчетных значений характеристик грунтов оснований после уплотнения их тяжелыми трамбовками, второй – разработка проектной документации зданий (сооружений), возводимых на уплотненных основаниях, из условия их совместной работы с надфундаментными конструкциями.

Для определения глубины уплотнения слабых грунтов тяжелыми трамбовками следует руководствоваться материалами инженерно-геологических изысканий и типом возводимого фундамента с таким условием, чтобы деформируемая зона под фундаментом, определяемая согласно СНБ 5.01.01-99, была уплотнена.

При уплотнении грунтов тяжелыми трамбовками характеристикой степени уплотнения является коэффициент уплотнения K_{com} , равный отношению значения удельного веса сухого грунта γ_{d1} , кН/м³, полученного при уплотнении, к значению максимального удельного веса сухого грунта γ_{dmax} , кН/м³, определенному по стандартному уплотнению и определяемый по формуле:

$$K_{com} = \frac{\gamma_{d1}}{\gamma_{dmax}}. \quad (5.8)$$

Выбранный режим уплотнения грунтов должен обеспечивать заданную степень уплотнения, выраженную через коэффициент уплотнения K_{com} минимальные значения которого приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Необходимая степень уплотнения грунтов

Назначение уплотненного грунта	Коэффициент уплотнения K_{com}
Основания фундаментов зданий и сооружений, основания фундаментов тяжелого технического оборудования, полы с равномерной нагрузкой более 0,15 МПа	0,98 – 0,95
То же среднего оборудования, полы с равномерной нагрузкой от 0,05 до 0,15 МПа	0,95 – 0,92
То же легкого оборудования, полы с равномерной нагрузкой менее 0,05 МПа, отмостки зданий	0,92 – 0,90

Необходимое количество этапов (проходов грузоподъемного механизма в соответствии с картой уплотнения) и число ударов по одному следу на каждом этапе определяется исходя из анализа инженерно-геологических условий площадки с учетом вида уплотняемых грунтов (песчаных или глинистых), требуемой глубины уплотнения и накопленного практического опыта. Для большинства геологических условий достаточны два-три этапа уплотнения трамбовками песчаных грунтов и три-четыре этапа – для глинистых грунтов.

Для зданий и сооружений 1 уровня ответственности по ГОСТ 27751, а также при больших площадях уплотнения и напластовании различных по составу, плотности сложения и влажности грунтов на большую глубину (в том числе малопрочных песков и слабых пылеватых глинистых грунтов) проектом предусматривается пробное уплотнение грунтов.

Расчет диаметра трамбовки. Диаметр трамбовки определяется в зависимости от веса трамбовки, высоты сбрасывания, начального состояния грунта и требуемого удельного веса уплотняемого грунта по формуле:

$$d_{mp} = \frac{2.55GH(1-v^2)\omega}{(\gamma_{d1} - \gamma_d \cdot h)E}, \quad (5.9)$$

где G – вес трамбовки, кН; H – высота сбрасывания трамбовки, м; v – коэффициент относительной поперечной деформации; ω – безразмерный коэффициент, равный 0,79; γ_{d1} – удельный вес сухого грунта после уплотнения, кН/м³; γ_d – удельный вес сухого грунта до уплотнения, кН/м³; h – глубина зоны уплотнения, м; E – модуль деформации слоя грунта до уплотнения, кПа.

Определение расстояния между точками уплотнения. Расстояние L , м, между точками удара тяжелыми трамбовками следует определять по формуле:

$$L = A + B, \quad (5.10)$$

$$\text{где} \quad A = \sqrt[3]{-\frac{c}{2a} - \left(\frac{b}{3a}\right)^3} + \sqrt{\left[-\frac{1}{9}\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]^3 + \left[\left(\frac{b}{3a}\right)^3 + \frac{c}{2a}\right]^2}; \quad (5.11)$$

$$B = \sqrt[3]{-\frac{c}{2a} - \left(\frac{b}{3a}\right)^3} - \sqrt{\left[-\frac{1}{9}\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]^3 + \left[\left(\frac{b}{3a}\right)^3 + \frac{c}{2a}\right]^2}; \quad (5.12)$$

$$a = -\frac{tg\varphi}{2} \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4} \cdot \ln 3\right) \cdot (\gamma_d - \gamma_{d1}); \quad (5.13)$$

$$b = \left(\frac{\sqrt{3}}{4} \cdot h - \frac{\sqrt{3}}{4} \cdot \delta + \frac{\sqrt{3}}{4} \cdot tg\varphi \cdot d_{mp}\right) \cdot (\gamma_d - \gamma_{d1}); \quad (5.14)$$

$$c = \left(\frac{\pi d_{mp}^2}{2} \cdot \delta - \frac{\pi}{24} \cdot tg\varphi \cdot d_{mp}^2\right) \cdot (\gamma_d - \gamma_{d1}) - \gamma_{d1} \cdot \frac{\pi d_{mp}^2}{2} \cdot \delta, \quad (5.15)$$

φ – угол внутреннего трения грунта до уплотнения, град; δ – глубина отпечатка трамбовки, м; h – глубина зоны уплотнения, м; d_{mp} – диаметр трамбовки, м.

Расчет глубины зоны уплотнения грунта. Мощность слоя грунта, который подлежит уплотнению, определяется на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, а также типа фундаментов, предполагаемых к применению в каждом конкретном случае.

Глубину зоны уплотнения грунта, с учетом глубины отпечатка трамбовки, определяют по формуле

$$h = m \cdot \sqrt{G \cdot H} + \delta, \quad (5.16)$$

где m – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида уплотняемого грунта: для песков средних и мелких – 0,16; для песков пылеватых, супесей, суглинков, глин и лессовых грунтов – от 0,2 до 0,25; G – вес трамбовки, кН; H – высота сбрасывания трамбовки, м; δ – глубина отпечатка трамбовки, м, принимаемая: для песчаных грунтов – 0,9; для глинистых грунтов – 1,1.

В случае, если мощность слабых грунтов больше толщины зоны уплотнения, а мощность сжимаемой толщи под подошвой фундамента захватывает слабый слой, то достаточность толщины зоны уплотнения следует проверять из условия

$$\sigma_{sp} + \sigma_{sq} = R_z, \quad (5.17)$$

где σ_{sp} – дополнительное напряжение в грунте от нагрузки на фундамент на кровле слабого подстилающего слоя, кПа; σ_{sq} – бытовое напряжение в грунте на кровле слабого подстилающего слоя, кПа; R_z – условное расчетное сопротивление грунта, определенное по характеристикам слабого подстилающего слоя, кПа.

Порядок производства работ по уплотнению грунтов. Перед началом работ по уплотнению естественных грунтов и насыпей выполняются следующие работы:

- геодезическая разбивка котлована;
- срезка растительного слоя и отрывка котлована или отсыпка насыпи до отметки, учитывающей понижение поверхности уплотняемого грунта в соответствии с проектной документацией;
- выноска всех осей фундаментов в натуру с их четким обозначением на обноске котлована;
- разбивка уплотняемой площади по схеме уплотнения с расчетными размерами;
- подготовка уплотняющего оборудования (выбор типа крана и параметров трамбовки).

Основным работам по уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками предшествует пробное уплотнение грунтов на характерном по инженерно-геологическим условиям участке строительной площадки.

При различной глубине заложения фундаментов уплотнение грунта следует начинать с более низких отметок.

Котлованы с поверхностным уплотнением дна разрабатываются недобором глубины по сравнению с проектной отметкой заложения фундаментов на величину понижения поверхности грунта при трамбовании.

Величину недобора грунта в котловане $\Delta h, м$, принимают в зависимости от плотности грунтов, залегающих в пределах зоны уплотнения, мощности слоя уплотнения, и определяют по формуле

$$\Delta h = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_{d1}} \right) h, \quad (5.18)$$

где γ_d – удельный вес сухого грунта до уплотнения, $кН/м^3$; γ_{d1} – удельный вес сухого грунта после уплотнения, $кН/м^3$; h – глубина уплотнения, м.

Недобор грунта принимается равным, м:

- для песчаных грунтов – от 0,40 до 0,60;
- для глинистых грунтов – от 0,30 до 0,50.

Во всех случаях размеры уплотненного участка должны превышать размеры подошвы фундамента не менее чем на 0,2 м для суглинков и глин и не менее чем на 0,3 м для супесей и песков. Уплотнение мерзлых грунтов не допускается.

При уплотнении грунтов тяжелой трамбовкой весом в пределах от 70 до 120 кН расстояние до существующих зданий и сооружений должно быть не менее 15–20 м.

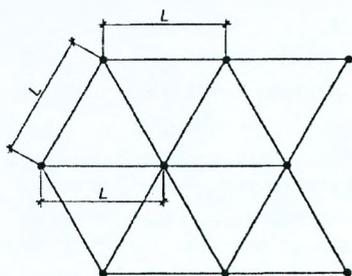
При высоком уровне грунтовых вод перед уплотнением грунта в соответствии с картой уплотнения следует выполнять водопонижение на всю глубину уплотняемой толщи.

Технология интенсивного динамического уплотнения грунтов. Расположение в плане точек удара трамбовкой зависит от ряда факторов: размеров уплотняемой площади, ее конфигурации в плане, типа проектируемых фундаментов, диаметра трамбовки и т.п.

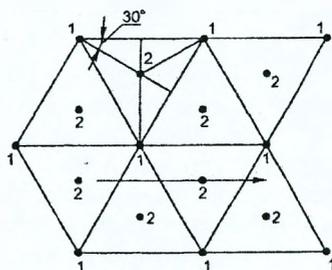
Количество ударов трамбовки в одной точке при уплотнении песчаных грунтов определяется глубиной отпечатка. Глубина отпечатка на первом этапе колеблется в пределах от 0,8 до 1,1 м, на втором этапе – от 0,4 до 0,5 м. Если на втором этапе не достигнут проектный отказ, то производят третий этап уплотнения. После каждого этапа образовавшиеся лунки засыпают песком средней крупности или крупным. Засыпка лунок производится путем планировки площадки бульдозером.

Продолжительность отдыха между этапами зависит от значений коэффициента фильтрации, и ориентировочно принимают: для песчаных грунтов – от 1 до 2 сут, для пылеватоглинистых грунтов – не менее 3 сут. Для уплотнения песчаных грунтов достаточно двух-трех этапов и трех-четырех этапов – для глинистых грунтов. При уплотнении грунтов на площадке точки удара трамбовки следует располагать в вершинах квадрата, равностороннего треугольника (рис.5.7).

а)



б)



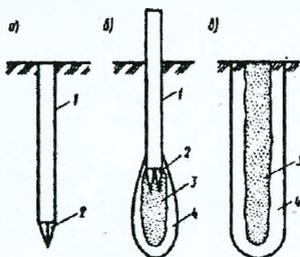
а – одноэтапная схема уплотнения; б – двухэтапная схема уплотнения;
 L – расстояние между центрами точек уплотнения; 1, 2 – номера точек, уплотнение в которых осуществляется на первом (1) и втором (2) этапах

Рисунок 5.7 – Одно- и двухэтапная треугольные схемы уплотнения грунтов

Многоступенчатые схемы базируются на основе треугольной схемы, но расстояние между точками удара трамбовки на первом этапе увеличивается в число раз, соответствующее принятой схеме (при двухэтапной – в 2 раза; трехэтапной – в 3 раза и т.д.).

Песчаные сваи. Применяются для уплотнения сильносжимаемых глинистых грунтов, рыхлых песков, заторфованных грунтов на глубину до 18...20 м.

Песчаные сваи изготавливают следующим образом. В грунт с помощью вибратора или свайного молота погружается пустотелая металлическая труба диаметром 300...400 мм с инвентарным самораскрывающимся наконечником (рис.5.8, а). В верхней части трубы имеется отверстие, иногда оборудованное воронкой, для засыпки песка в трубу без снятия вибратора или молота. После погружения трубы в нее засыпается песок на высоту 3...4 м. После этого включается вибратор и трубу начинают поднимать. При этом наконечник раскрывается, труба поднимается на высоту 2...3 м и в скважине остается столб песка (рис.5.8, б) Трубу следует поднимать так, чтобы после подъема в ней оставался слой песка толщиной не менее 1 м. Указанные операции повторяются до полного извлечения трубы, после чего в основании остается столб уплотненного песчаного грунта (песчаная свая). Вокруг песчаной сваи грунт также находится в уплотненном состоянии (рис. 5.8, в).



а – погружение обсадной трубы; б – извлечение обсадной трубы и засыпка скважины песком; в – схема песчаной сваи; 1 – обсадная труба; 2 – самораскрывающийся наконечник; 3 – песчаная свая; 4 – зона уплотнения

Рисунок 5.8 – Схема устройства песчаных свай

Применяется уплотнение грунта в теле песчаной сваи методом «свая в сваю». Суть его заключается в том, что после того, как инвентарная труба извлечена из грунта, створки наконечника закрывают и труба повторно погружается в тело уже устроенной сваи. Обычно считается удовлетворительным, если при повторном погружении трубы удастся погрузить ее до глубины 0,8 от длины песчаной сваи. Затем в трубу снова порциями засыпается песок, а труба постепенно извлекается. При этом методе достигается эффективное уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов, так как после повторного погружения трубы фактический диаметр песчаной сваи увеличивается до 60...70 см. Кроме того, в подобных грунтовых условиях песчаные сваи играют роль вертикальных дрен, за счет чего существенно ускоряется процесс консолидации водонасыщенных глинистых оснований. Сваи размещаются обычно в шахматном порядке.

Основными показателями при разработке проекта уплотнения грунтов песчаными сваями являются коэффициент пористости уплотненного грунта e_{com} и соответствующие ему характеристики прочности и деформируемости, определяемые экспериментально при проектной плотности грунта.

Отношение площади сечения песчаных свай к 1 м^2 площади уплотняемого основания определяется по формуле:

$$\Omega = \frac{e - e_{com}}{1 + e}, \quad (5.19)$$

где e и e_{com} – соответственно коэффициенты пористости естественного и уплотненного грунта.

Общее количество песчаных свай, необходимое для уплотнения основания площадью A , составляет

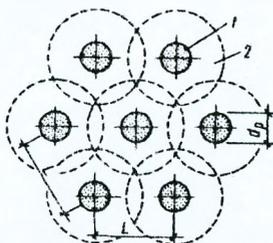
$$n = \frac{\Omega A}{A_p}, \quad (5.20)$$

где A_p – площадь сечения песчаной сваи.

При схеме размещения песчаных свай в вершинах равнобедренных треугольников (рис. 5.9) расстояние между осями свай будет равно

$$l = 0,95 d_p \sqrt{\frac{\rho_{d,com}}{\rho_{d,com} - \rho_d}}, \quad (5.21)$$

где d_p – диаметр песчаной сваи; ρ_d и $\rho_{d,com}$ – соответственно значения плотности скелета естественного и уплотненного грунта.



1 – песчаная свая; 2 – зона уплотнения

Рисунок 5.9 – Схема размещения песчаных свай в плане

Крупные или средней крупности пески, используемые в качестве материала песчаных свай, как правило, имеют модуль деформации порядка $10...15 \text{ МПа}$, что незначительно отличается от модуля деформации окружающего сваю уплотненного грунта. Поэтому фундамент, расположенный на основании, уплотненном песчаными сваями, следует рассчиывать как фундамент на естественном основании с учетом физико-механических характеристик уплотненного грунта.

Уплотнение грунта песчаными сваями обычно производится под всем сооружением. Крайние сваи располагаются за пределами осей крайних фундаментов на расстоянии $2...2,5 \text{ м}$. При устройстве песчаных свай под отдельные или ленточные фундаменты необходимо, чтобы крайний ряд свай находился за краем фундамента на расстоянии $0,2...0,3$ от ширины фундамента. Площадь уплотненного основания принимается равной площади, околтуренной песчаными сваями.

Глубина, уплотнения песчаными сваями принимается такой, чтобы совместные деформации сооружения и уплотненного основания не превышали предельных. В ответственных случаях производится определение характеристик уплотненного основания на площадках опытного уплотнения с помощью больших (не менее $3...4 \text{ м}^2$) штампов.

Грунтовые сваи. Глубинное уплотнение грунтовыми сваями применяется для улучшения строительных свойств просадочных макропористых и насыпных глинистых грунтов при степени влажности $S_r = 0,3...0,7$ на глубину до 20 м. Суть метода заключается в устройстве вертикальной полости в основании, которая затем засыпается местным грунтом с послойным уплотнением. В результате этого образуется массив уплотненного грунта, характеризующийся повышенной прочностью и более низкой сжимаемостью. Устройство грунтовых свай в просадочных грунтах позволяет устранить просадочные свойства.

Уплотнение оснований грунтовыми сваями производится двумя методами, отличающимися по способу устройства полости.

В первом методе в уплотняемом массиве пробивают ударным снарядом скважины, используя станки ударно-канатного бурения или навесное оборудование к крану-экскаватору. Диаметр скважины в зависимости от применяемого оборудования составляет от 0,4 до 1,0 м при диаметре зоны уплотнения 1,4...3,6 м (рис. 5.10).

Второй метод основан на использовании для глубинного уплотнения грунтов энергии взрыва. Заряды ВВ массой 5...12 кг размещаются гирляндой в интервале глубин 3...12 м в пробуренных или пробитых скважинах-шпурах диаметром 60...80 мм, располагаемых на расстоянии 4...10 м одна от другой (рис. 5.11). После взрыва заряда образуется вертикальная полость диаметром 500...600 мм.

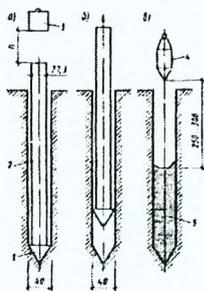
Засыпка скважин выполняется местным лессовым или глинистым грунтом при влажности, близкой к оптимальной. Грунт засыпается порциями по 0,25...0,3 м³ с послойным уплотнением трамбующим снарядом в виде параболического клина диаметром 280...320 мм и весом 3,5 кН, сбрасываемым в высоты 2,5...3 м. Грунт в скважине уплотняется до удельного веса не менее 17,5кН/м³. Количество грунтового материала по весу, необходимое для набивки 1 м длины скважины, определяется по формуле:

$$q = k_c A_p \gamma_{d.com} (1 + w), \quad (5.22)$$

где k_c – коэффициент, принимаемый для супесей равным 1,4, для суглинков и глин – 1,1; A_p – площадь поперечного сечения скважины; $\gamma_{d.com}$ – удельный вес скелета уплотненного грунта в скважине, кН/м³; w – влажность грунта, засыпаемого в скважину.

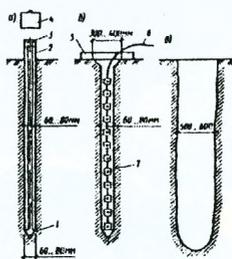
Расстояние между грунтовыми сваями, располагаемыми, как и песчаные, в шахматном порядке, и общее их число определяется по формулам (5.21 и 5.22).

При контроле за качеством пробивки скважин проверяют их диаметр, глубину и расстояние между скважинами поверху. Если получившиеся расстояния между скважинами превышают заданные в проекте более чем на 20...25%, то проходят дополнительные скважины наконечником меньшего диаметра (210–250 мм). При заполнении скважин контролируются объем засыпаемого грунта, влажность и однородность состава. После завершения работ определяют плотность скелета уплотненного грунта и его влажность. Для гарантии высокого качества работ и подбора оптимального режима уплотнения проводят уплотнение грунтов на опытной площадке в предпостроечный период.



- а – образование скважины забивкой инвентарной сваи; б – извлечение инвентарной сваи; в – заполнение скважины грунтом с трамбованием;
- 1 – инвентарный башмак; 2 – сердечник; 3 – молот; 4 – трамбовка, 5 – уплотненный грунт заполнителя

Рисунок 5.10 – Схема устройства грунтовых свай способом сердечника



- а – устройство скважины-шпура; б – скважина-шпур, подготовленная к взрыву; в – готовая скважина; 1 – башмак; 2 – буровая штанга; 3 – наголовник; 4 – молот; 5 – деревянный брусок для подвески заряда; 6 – детонирующий шпур; 7 – заряд ВВ

Рисунок 5.11 – Схема образования скважин энергией взрыва

Известковые сваи. Применяются для глубинного уплотнения водонасыщенных заторфованных и глинистых грунтов. В толще грунтов пробуривают скважины диаметром 320...500мм. Если грунт не сохраняет вертикальные стенки скважин, то используют ту же технологию, что и при устройстве песчаных свай, – при помощи инвентарной обсадной трубы с самораскрывающимся наконечником. Скважины заполняют негашеной комовой известью. Известь засыпают таким образом, чтобы при извлечении обсадной трубы толщина слоя извести в нижней части трубы составляла не менее 1 м, и уплотняют трамбовкой весом 3...4 кН.

Уплотнение грунтов при применении известковых свай происходит в результате действия следующих факторов. Первоначально слабые водонасыщенные грунты уплотняют в процессе погружения инвентарной трубы с закрытым концом. Когда в скважину засыпается негашеная известь и уплотняется трамбованием, происходит некоторое (до 20%) увеличение диаметра сваи. Негашеная комовая известь при взаимодействии с поровой водой гасится и в процессе гашения увеличивается в объеме. В некоторых случаях при гашении диаметр известковой сваи увеличивается еще на 60...80%. Этим создается дополнительное уплотнение окружающего сваю грунта. При гашении извести происходит большое выделение тепла, и температура тела сваи достигает 300°C. Под действием высокой температуры происходит частичное испарение поровой воды, в результате чего уменьшается влажность грунта и ускоряется уплотнение.

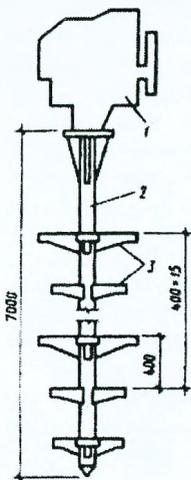
При взаимодействии негашеной комовой извести с грунтом происходит также физико-химическое закрепление грунта в зонах, примыкающих к поверхности сваи, и увеличиваются прочностные и деформационные характеристики грунтов. Обычно после устройства известковых свай по поверхности отсыпают слой из местного грунта толщиной 2...3 м, уплотняемый тяжелыми трамбовками.

Проектирование основания с известковыми сваями аналогично рассмотренному случаю уплотнения песчаными сваями. Однако расчетный диаметр следует принимать с учетом расширения площади известковой сваи при уплотнении извести и ее гашении. Стоимость известковых свай довольно низкая, поэтому они относятся к одним из самых дешевых способов улучшения свойств слабых водонасыщенных оснований.

Глубинное виброуплотнение. Применяют в рыхлых песчаных грунтах естественного залегания, а также при укладке несвязных грунтов в насыпи, устройстве обратных засыпок.

При вибрации сыпучие грунты, у которых отсутствует сцепление между частицами, приходят в движение, и под действием инерционных сил вибрации и сил тяжести происходит смещение частиц. В результате рыхлые пески или другие сыпучие материалы, например шлаки, уплотняются. Эффективность уплотнения повышается при подаче в зону уплотнения воды. Поэтому, если песок находится в ненасыщенном водой состоянии, к месту виброуплотнения подают воду. Такой метод часто называют гидровиброуплотнением. При помощи виброуплотнения плотность скелета песчаного грунта может быть доведена до $1,7...1,8 \text{ г/см}^3$.

Существует два основных способа виброуплотнения. В первом способе уплотнение происходит при погружении в песок вибратора (вибробулавы). Этим способом уплотняются толщи рыхлых песков мощностью до $8...10 \text{ м}$. Второй способ заключается в погружении в грунт стержня с прикрепленным к его голове вибратором. На этом принципе сконструированы виброустановки типа ВУУП-6 и ВУУП-4. Так, виброустановка ВУУП-6 состоит из высокочастотного вибропогружателя В-401 и погружаемого в грунт уплотнителя (рис.5.12). Уплотнитель представляет собой металлическую пространственную наращиваемую конструкцию в виде трубчатой штанги диаметром 130 мм и длиной около 7 м с приваренными к ней через каждые $410...450 \text{ мм}$ по высоте горизонтальными ребрами. При необходимости эта установка оборудуется системой подачи воды в зону уплотнения под давлением $4...6 \text{ МПа}$. Расстояние между точками погружения обычно составляет $2...3 \text{ м}$ и уточняется опытным путем. Общая высота уплотняемой толщи может достигать 20 м . Полный цикл уплотнения песчаной толщи в одной точке состоит из $4...5$ чередующихся погружений и подъемов виброустановки. Производительность указанных виброустановок составляет $170...300 \text{ м}^3/\text{ч}$.



1 – вибропогружатель В-401; 2 – трубчатая штанга;
3 – стальные ребра

Рисунок 5.12 – Схема виброустановки ВУУП-6

Для гидровиброуплотнения применяют также гидровибрационную установку С-629, обеспечивающую одновременную подачу воды в грунт и его уплотнение вибрацией. Гидровиброустановку размещают в вертикальном

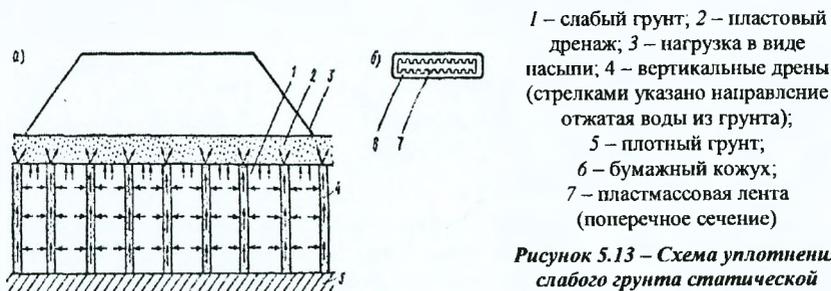
положении над местом погружения, включают вибратор и одновременно через нижние сопла под давлением 4...6 МПа подается вода. Вибратор погружается под действием собственного веса со скоростью 1,5...3 см/с. После погружения установки на заданную глубину через верхние сопла подают воду, поднимая установку. Производительность установки С-629 – 125 м³/ч.

До начала работ по виброуплотнению песчаных оснований проводят опытные работы, по результатам которых устанавливают оптимальный режим уплотнения, число повторных погружений, время, необходимое для достижения проектной плотности сложения песчаного грунта, а также уточняют сетку погружения, при которой достигается максимальная производительность и обеспечивается заданная плотность. Качество уплотнения контролируют статическим зондированием, а также путем отбора образцов уплотненного грунта.

Уплотнение грунта статической нагрузкой. Рассмотренными выше способами невозможно эффективно уплотнить слабые, насыщенные водой пылевато-глинистые грунты (илы, очень пористые глины и суглинки, находящиеся в текучем и текучепластичном состоянии) и торфы, так как они обладают малой водопроницаемостью, а их уплотнение связано с выдавливанием воды из пор грунта. Для уплотнения таких грунтов используют статическую нагрузку в виде насыпи. При этом для ускорения процесса уплотнения устраивают дрены (рис. 5.13, а).

Давление по подошве насыпи должно быть больше давления от проектируемого сооружения в пределах площади застройки. Обычно насыпь отсыпают послойно, так как выполнение ее сразу на необходимую высоту может привести к потере устойчивости слабых грунтов в ее основании.

Вертикальные дрены делают песчаными, из специального пористого картона или из пластмассовой ленты в бумажном кожухе (рис. 5.13, б). Песчаные дрены изготавливают аналогично песчаным сваям, но располагают значительно реже – обычно через 2...4 м. Картонные и пластмассовые дрены обычно вдавливают в грунт.



- 1 – слабый грунт; 2 – пластовый дренаж; 3 – нагрузка в виде насыпи; 4 – вертикальные дрены (стрелками указано направление отжатая воды из грунта);
5 – плотный грунт;
6 – бумажный кожух;
7 – пластмассовая лента (поперечное сечение)

Рисунок 5.13 – Схема уплотнения слабого грунта статической нагрузкой

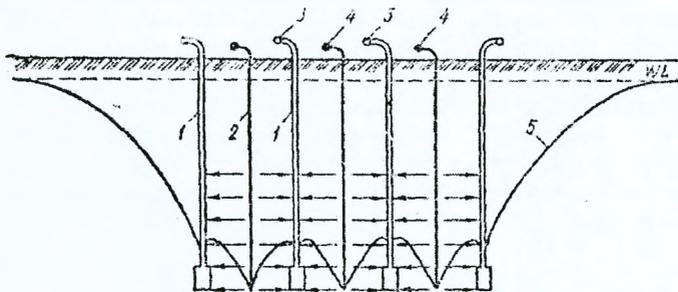
Уплотнение грунта водопонижением. Слабые пылевато-глинистые грунты, которые способны отдавать воду из пор (илы, ленточные глины, заторфованные супеси и др.), можно уплотнить, понижая уровень подземных вод, например, путем откачки воды из скважин-фильтров. Понижение уровня подземных вод приводит к снятию выталкивающего давления воды, что

вызывает в скелете грунта значительное повышение напряжений, действие которых на грунт будет аналогичным действию внешней нагрузки. Отжимаемая в процессе уплотнения вода откачивается из скважин-фильтров.

При пологой депрессионной кривой у скважин-фильтров уровень подземных вод понижается на большой площади, выходящей далеко за пределы намечаемой территории застройки, что может привести к нежелательной осадке существующих зданий или подземных коммуникаций. Для исключения этого уплотняемый участок можно оградить шпунтом или осуществить подачу воды в грунт около объектов, осадка которых недопустима.

Слабо фильтрующие пылевато-глинистые грунты во многих случаях не отдадут воду. Тогда для их уплотнения прибегают к использованию электроосмоса. Для этого в грунт погружают электроды и пропускают через них постоянный электрический ток. По мере прохождения тока поровая вода концентрируется у катода. Катод делается в виде иглофильтра (рис. 5.14). Из группы иглофильтров вода откачивается вихревыми насосами. Таким образом, пылевато-глинистый грунт уплотняется как вследствие понижения уровня подземных вод и увеличения напряжений в скелете грунта, так и благодаря уменьшению влажности грунта в результате движения поровой воды к катодам,

При использовании электроосмоса грунт уплотняется достаточно быстро и только в пределах необходимой площади.



1 — иглофильтры-катоды; 2 — металлические стержни-аноды; 3 — коллектор;
4 — электрические провода; 5 — депрессионная кривая

Рисунок 5.14 — Схема осушения грунтов с использованием электроосмоса

5.4 Закрепление грунтов

В процессе закрепления грунтов между твердыми частицами устанавливаются прочные, обусловленные вяжущим веществом связи, которые в значительной степени увеличивают прочность грунта и уменьшают его сжимаемость. В отдельных случаях грунт превращается в полускальную породу.

Закреплению поддаются грунты, относительно хорошо фильтрующие воду или газопроницаемые, так как этот процесс связан с внедрением в их поры растворов или газов. Закрепленные грунты в некоторых случаях можно рассматривать как фундаменты, которые сделаны без отрывки котлована. Хотя такое устройство

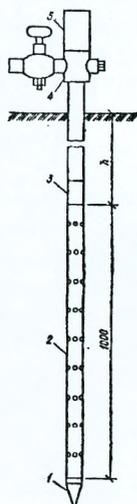
фундаментов имеет определенные преимущества, однако применяется оно сравнительно редко вследствие высокой стоимости закрепления грунтов. Закрепление грунтов применяют главным образом в тех случаях, когда устройство фундаментов невозможно или связано с затратами значительных средств (например, при усилении основания под существующим фундаментом), либо для уменьшения фильтрации воды около мест ее проникновения в подземные помещения.

Цементация. Цементацию (нагнетание цементационного раствора под большим давлением) производят для закрепления грунтов, обладающих большой водопроницаемостью (трещиноватой скальной породы, гальки, гравия, гравелистого и крупного песка). Закрепление грунтов цементационным раствором в основном применяют для уменьшения их водопроницаемости, а в некоторых случаях – для увеличения прочности. Наиболее часто для цементации грунтов используют смесь цемента с водой, иногда в раствор добавляют тонкий песок. Чем мельче поры и тоньше трещины в грунте, тем более жидкий раствор применяют для его закрепления. Обычно на 1 часть цемента берут 10...50 частей (по массе) воды.

Цементацию применяют также для уменьшения водопроницаемости и повышения прочности материала самого фундамента. С этой целью в бетонной или иной кладке фундамента делают шпурсы, в которые заделывают трубки. Затем через эти трубки подают цементационный раствор под большим давлением. Раствор проникает в поры бетона, в связи с чем его прочность повышается, а водопроницаемость резко снижается.

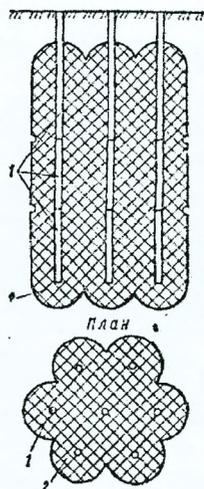
Силикатизация. Химические растворы (силикаты натрия) легко проникают в поры песков и других грунтов, относительно хорошо фильтрующую воду. В настоящее время в строительной практике применяют два метода силикатизации грунтов – двухрастворный и однорастворный.

Двухрастворный метод силикатизации используют для закрепления песков крупных и средней крупности, обладающих коэффициентом фильтрации от 80 до 2 м/сут. При закреплении по этому методу в грунт последовательно нагнетают, например, растворы силиката натрия и хлористого кальция. В результате взаимодействия этих растворов выделяется гель кремниевой кислоты, являющийся вяжущим веществом. При двухрастворном методе в песок забивкой или вибрированием погружают иньектор (рис. 5.15), через который в грунт нагнетают раствор силиката натрия. При толщине массива закрепляемого грунта более 1 м иньектор после подачи раствора в верхний слой погружают еще на 1 м и вновь нагнетают через него в грунт раствор силиката натрия. Такие операции повторяют до тех пор, пока низ иньектора не достигнет глубины, до которой необходимо закрепить грунт. Затем через этот же иньектор в грунт подают раствор хлористого кальция, поднимая иньектор по мере нагнетания раствора каждый раз на 1 м. В результате таких операций закрепляется столб грунта радиусом 30...100 см. Грунт в пределах необходимого объема (рис. 5.16) закрепляют, размещая иньекторы в шахматном порядке. Закрепленный грунт похож на песчаник и обладает кубиковой прочностью 1,5...3,5 МПа.



1 – заостренный наконечник;
2 – перфорированная труба; 3 – соединительная муфта; 4 – соединительный тройник; 5 – оголовок

Рисунок 5.15 – Инъектор для закрепления грунтов химическими способами



1 – инъектор; 2 – массив закрепленного грунта

Рисунок 5.16 – Массив грунта, закрепленного при трех заходках инъектора

Слабо фильтрующие грунты с коэффициентом фильтрации $5 \dots 0,3$ м/сут (пески мелкие и пылеватые) и лёссовые грунты закрепляют однорастворным методом силикатизации. При закреплении песков в инъектор нагнетают сложный раствор, состоящий, например, из силиката натрия и фосфорной кислоты. Эти вещества медленно вступают в реакцию, поэтому до ее начала раствор можно инъецировать в грунт. Через 28 суток кубиковая прочность песка, закрепленного однорастворным методом силикатизации, достигает $0,4 \dots 0,5$ МПа.

Лёссовые просадочные грунты с коэффициентом фильтрации $0,1 \dots 0,2$ м/сут. закрепляют путем нагнетания в них одного раствора силиката натрия, так как в таких грунтах, как правило, имеются соли, способные взаимодействовать с ним.

Необходимое количество инъецируемого раствора определяют по формуле:

$$V_1 = anV, \quad (5.23)$$

где a – коэффициент; принимается при крупных и средней крупности песках равным $0,5$ (для каждого раствора), при мелких и пылеватых песках – $1,2$, при лессах – $0,8$; n – пористость грунта; V – объем закрепляемого грунта.

Для оценки радиуса распространения нагнетаемого раствора и установления требуемого количества его на площадке строительства производят опытное закрепление грунтов.

Электрохимическое закрепление. Однорастворный метод силикатизации применим только в грунтах с коэффициентом фильтрации более $0,1 \dots 0,2$ м/сут. Слабые грунты (илы, глины и суглинки, находящиеся в текучем и

текучепластичном состоянии), как правило, имеют коэффициент фильтрации меньше указанных величин. Чтобы ввести растворы силиката натрия и хлористого кальция, через такие грунты пропускают постоянный электрический ток. При пропускании тока в грунтах развивается электроосмос – движение воды, находящейся в порах, от анода к катоду. Используя это явление, через перфорированный анод вводят в грунты химические вещества, в т.ч. последовательно раствор силиката натрия и хлористого кальция. Введение этих химических веществ позволяет закрепить грунты с коэффициентом фильтрации 0,1...0,005 м/сут. (пылеватые пески, супеси и легкие суглинки).

Смолизация. Растворы синтетических смол, способных твердеть в грунтах, можно нагнетать в поры грунта. После твердения смол грунт превращается в достаточно твердое тело. В качестве вяжущего вещества в настоящее время широко применяют карбамидную смолу с отвердителями.

Карбамидную смолу используют для омоноличивания мелких и пылеватых песков с коэффициентом фильтрации 0,5...5 м/сут, а также для закрепления лёссовых грунтов. В качестве отвердителя используют, в частности, раствор соляной кислоты, соединяя с ним раствор карбамидной смолы непосредственно перед инъецированием. Иногда в грунт предварительно нагнетают раствор соляной кислоты 3...5 %-ной концентрации.

Примером применения раствора карбамидной смолы является укрепление пылеватых песков в основании Государственного академического театра оперы и балета им. С. М. Кирова в Ленинграде во время его реконструкции.

В настоящее время известно несколько видов синтетических смол (фенольные, фурановые и др.), которые можно использовать для закрепления грунтов, в т.ч. получаемые из отходов производства. Для закрепления супесей и суглинков начинают также применять электросмолизацию.

Битумизация и глинизация. Оба эти метода используются для уменьшения водопроницаемости грунтов.

Битумизацию применяют для снижения водопроницаемости трещиноватой скальной породы. При этом в скважины нагнетают расплавленный битум или битумную эмульсию с коагулянтom. Битум тампонирует полости и трещины в грунте, фильтрация воды прекращается или сильно снижается.

Глинизацию применяют для уменьшения водопроницаемости песков. Нагнетание глинистой суспензии в сравнительно тонкие поры песков приводит к выпадению в них глинистых частиц – к заилению песков. В результате коэффициент фильтрации песков уменьшается на несколько порядков.

Термический метод. Этот метод закрепления грунтов применяют для устранения просадочности и увеличения прочности лёссов. Чаще всего его используют, если в результате случайного замачивания грунтов основания сооружение начинает получать нежелательные неравномерные осадки. Термическому закреплению поддаются также глины и суглинки, если они обладают воздухопроницаемостью.

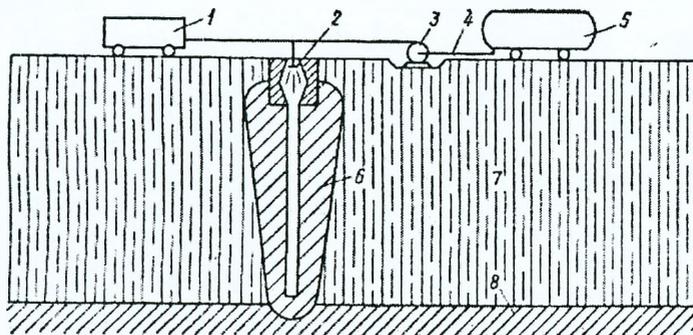
Сущность термического закрепления заключается в увеличении прочности структурных связей в грунте под влиянием высокой температуры. Для обжига грунта в пробуренных скважинах сжигают топливо (газообразное, жидкое

или твердое), в качестве которого используют обычно природный и иные горючие газы, соляровое масло, мазут и др. С целью поддержания процесса горения в скважину подают воздух под давлением.

Подачу воздуха и топлива регулируют так, чтобы в скважинах поддерживалась температура около 800°C и проникающие в поры грунта горячие газы нагревали бы его до температуры не ниже 300°C . Эффективный обжиг лёссового грунта происходит в диапазоне температур $400\text{...}800^{\circ}\text{C}$. При температуре ниже 300°C устранение просадочных свойств лёссов не обеспечивается. При температуре выше 900°C происходит спекание грунта и оплывание стенок скважины.

При сжигании топлива в верхней части скважины столб обожженного грунта получает форму усеченного конуса (рис.5.17). Для увеличения поперечного сечения нижней части столба обожженного грунта приходится регулировать процесс фильтрации нагретых в скважине газов. С этой целью в скважину опускают трубу, тампонируя затрубное пространство отсекателем.

Обжиг грунта продолжается 5...10 дней. При расходе жидкого топлива $80\text{...}180$ кг на 1 м длины скважины вокруг нее образуется столб закрепленного грунта диаметром $1.5\text{...}3$ м с кубиковой прочностью $1\text{...}3$ МПа.



- 1 – компрессор; 2 – форсунка; 3 – насос для подачи топлива;
4 – трубопровод; 5 – емкость с топливом; 6 – закрепленный грунт;
7 – лёссовый грунт; 8 – непросадочный

Рисунок 5.17 – Схема установки для термического закрепления грунтов

Стоимость закрепления грунта обжигом во много раз меньше стоимости силикатизации и электрохимического закрепления грунта.

6 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ

Проект устройства котлованов является составной частью общего проекта здания и сооружения и организации работ. Он включает в себя: вертикальную и горизонтальную привязку к местности; план и разрезы с указанием основных осей, размеров поверху и понизу, абсолютных отметок дна и всех заглублений, привязки заглублений к основным осям; размеры откосов и конструкций крепления его стенок; мероприятия по предотвращению затопления котлована поверхностными и подтопления подземными водами, нарушения природного сложения грунтов основания при производстве работ, возможного промерзания грунтов в зимнее время; мероприятия по обеспечению сохранности рядом расположенных существующих строений и другие мероприятия, обусловленные местными геологическими и гидрогеологическими условиями, спецификой возводимых зданий и сооружений и особенностями инженерной подготовки территории.

Размеры дна котлована в плане определяются расстояниями между наружными осями сооружения, расстояниями от этих осей до крайних уступов фундаментов, размерами дополнительных конструкций, устраиваемых около фундаментов с наружных сторон (пристенных дренажей, временных водоотводных канав и пр.), и минимальной шириной зазора (позволяющей возводить подземные части сооружения) между дополнительной конструкцией и стенкой котлована. Размеры котлована поверху складываются из размеров дна котлована, ширины откосов или конструкций крепления его стенок и зазора между гранями фундаментов и откосов. Глубина котлована определяется отметкой заложения фундамента и дополнительных устройств (песчаной подушки, пластового дренажа и т.п.).

Все работы, связанные с устройством котлована, относятся к скрытым, поэтому в приемке котлована участвуют представители заказчика, изыскательских и проектных организаций, производителя работ и других заинтересованных организаций.

6.1 Обеспечение устойчивости стен котлована

Если строительные работы ведутся не в стесненных условиях, то наиболее экономичным является придание 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 таблице 6.1; при большей глубине – определяется расчетом.

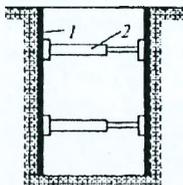
Таблица 6.1 – Отношение высоты откоса к его заложению при глубине выемки Н

Грунт	Н<1,5 м	Н=1,5...3 м	Н>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

При расчетах устойчивости следует учитывать нагрузки на гребне откосов от машин, материалов и грунтовых отвалов.

Если строительство ведется в стесненных условиях и стенам котлована необходимо принять 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. 6.1). Щиты выполняются из досок или рифленого металла, распорки – металлические винтовые.

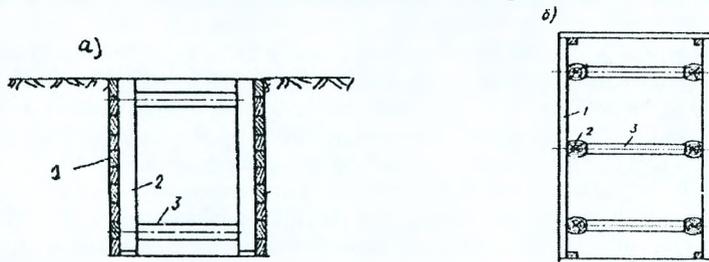


1 – щит; 2 – инвентарная распорка

Рисунок 6.1 – Распорные крепления

Однако такой вид крепления применим, в основном, для нешироких котлованов и траншей.

В связных устойчивых грунтах обычно рекомендуется использовать закладные крепления, которые могут изготовляться полностью из дерева или с применением металлических двутавровых балок.

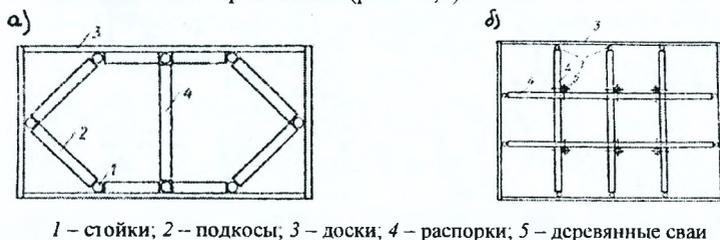


а – разрез; б – план;

1 – доски крепления; 2 – стойки; 3 – распорки

Рисунок 6.2 – Деревянное закладное крепление

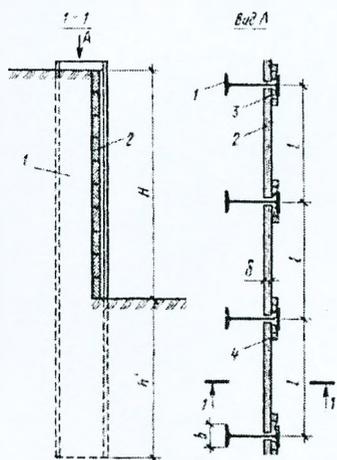
При ширине котлованов до 3 м и небольшой их глубине можно обойтись без постановки стоек по короткой стороне котлована (рис. 6.2). Если ширина котлована не превышает 6м, стойки короткой стороны можно удерживать подкосами (рис. 6.3,а). При более широких котлованах нужно применять распорки, поставленные в обоих направлениях (рис.6.3,б).



1 – стойки; 2 – подкосы; 3 – доски; 4 – распорки; 5 – деревянные сваи

Рисунок 6.3 – Распорное крепление узких (а) и широких (б) котлованов

При использовании свободно стоящих креплений из металлических двутавровых балок (рис.6.5) предварительно по периметру котлована забивают двутавровые балки и по мере разработки котлована устанавливают доски. При большой глубине котлована устанавливают один и реже несколько ярусов распорок.



1 – забиваемые металлические стойки из двутавров; 2 – доски; 3 – клинья; 4 – брусок

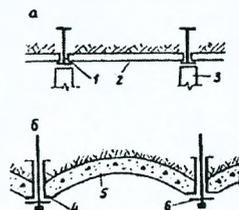
Рисунок 6.4 – Ограждение откоса котлована свободно стоящим закладным креплением

Следует отметить, что сегодня на практике вместо досок широко используют металлические и железобетонные элементы, так называемые забирки.

Иногда крепления устраивают не распорное, а анкерное (рис. 6.5).

а – распорное; б – анкерное; 1 – двутавр; 2 – забивка; 3 – распорка; 4 – швеллеры; 5 – торкрет-бетон; 6 – анкер

Рисунок 6.5 – Закладное крепление



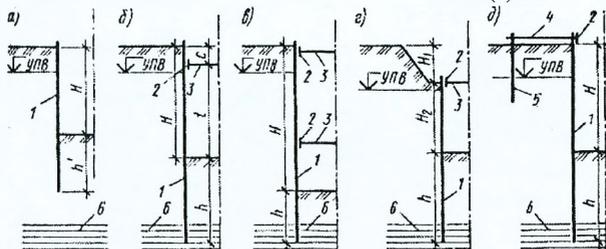
В этом креплении стойки состоят из двух швеллеров и крепятся к грунтовому массиву анкерами, а вместо закладных забирок используют торкрет-бетон. Если между стойками навесить арматурную сетку и нанести торкрет-бетон по ней, то наносимый слой можно сделать не вогнутым, а плоским.

В грунтах, способных держать вертикальные откосы, закладные крепления устанавливают сразу же после отрывки котлована на полную глубину. В малоустойчивых грунтах крепления монтируют по мере отрывки котлована в несколько приемов. В последнем случае по достижении проектной глубины котлована временные распорки и короткие стойки можно заменить постоянными.

Шпунтовые крепления устраивают в тех случаях, когда уровень подземных и поверхностных вод расположен выше дна котлована. Такое крепление состоит из основных вертикальных элементов – шпунтин, системы обвязок, распорок или анкеров, придающих всему креплению надлежащую прочность и устойчивость.

Шпунтовое ограждение служит не только для удержания стен котлована в вертикальном положении на период производства работ, но и препятствует попаданию грунтовой воды в котлован. Для этого поперечному сечению шпунтин

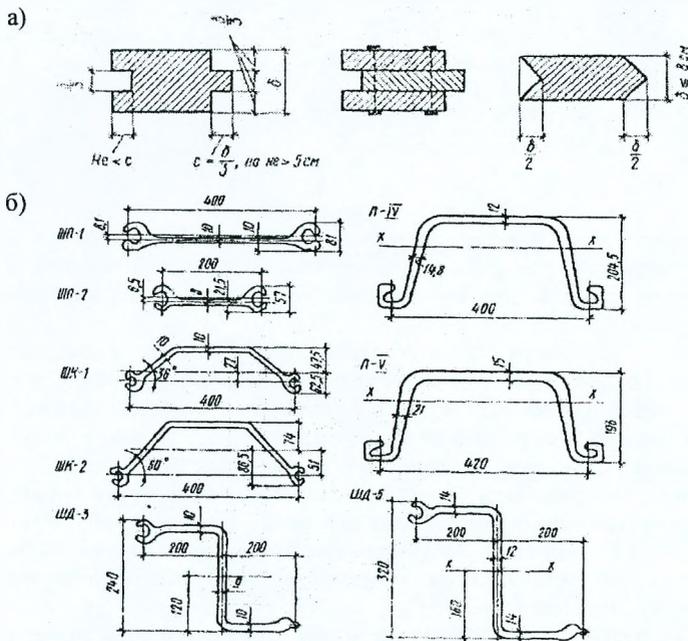
придают специальную форму, обеспечивающую их плотное соединение, и заглубляют шпунт ниже дна котлована (рисунок 6.6). Как видно из рисунка, шпунтовая стенка может не перекрывать (а) или перекрывать (б) водоносный слой, быть свободностоящей (а) или с распорками (в) и анкерами (д), на всю глубину котлована (а) или только на его нижнюю часть (з).



1 – шпунт; 2 – обвязка; 3 – распорка; 4 – анкерная тяга; 5 – анкерная свая или стенка; б – водоупор

Рисунок 6.6 – Различные случаи устройства шпунтовых ограждений котлованов

По материалу шпунтовые стенки бывают деревянные (рисунок 6.7, а), металлические (рисунок 6.7, б) и железобетонные.



ШП – плоские; ШК – корытные; ШД – зетовые; Л – типа Ларсена

Рисунок 6.7 – Профили деревянных (а) и металлических шпунтов (б)

Деревянные шпунтовые стенки устраивают обычно при глубине котлована не более 5 м. Такой вид ограждения применим только в грунтах, обладающих невысокой прочностью, при отсутствии в них камней. Очень проблемно устройство деревянных шпунтовых ограждений в гравелистых и галечниковых грунтах, плотных глинистых и других видах грунтов твердой консистенции.

Главным недостатком деревянного шпунта является затруднительность его многократного использования.

Металлический шпунт применяют для ограждения глубоких котлованов в труднопроходимых грунтах и в котлованах глубиной менее 5 м.

В зависимости от профиля шпунта стенки могут быть плоскими и криволинейными.

Соединения металлических шпунтов обеспечивают его меньшую водопроницаемость по сравнению с деревянным. Замки плоского металлического шпунта способны выдерживать значительные растягивающие усилия. Из металлического шпунта можно устраивать ограждения, имеющие криволинейные очертания в плане, так как соединения позволяют взаимно поворачивать шпунтовые сваи до 10°.

Погружают металлический шпунт с целью сохранения его проектного положения в направляющих, при этом шпунт забивают молотами или погружают с помощью вибропогружателей. Они могут использоваться многократно, так как обладают высокой прочностью.

Железобетонный шпунт для ограждения временных котлованов используют редко. Его применяют обычно в тех случаях, когда он служит составной частью постоянного сооружения.

Недостатками железобетонных шпунтов являются их большая масса, значительные размеры поперечного сечения, что затрудняет погружение их в тяжелые грунты по сравнению с металлическими.

Выбор типа, материала и схемы крепления определяется множеством факторов и условий.

Преимуществами свободно стоящих креплений являются простота устройства и то, что они не мешают производству работ внутри и вне котлована. При этом не ограничиваются размеры котлована в плане. Недостаток таких ограждений заключается в повышенном расходе металла стоек или шпунта.

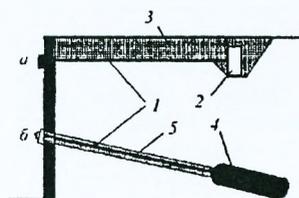
Для свободно стоящих закладных креплений с металлическими стойками наибольшая глубина котлованов обычно ограничивается 4 м. Эту глубину можно увеличить применением широкополочных двутавров.

С постановкой распорок или анкеров и с увеличением количества их ярусов уменьшаются сечение шпунта или стойки и глубина забивки, а следовательно, снижается и стоимость этих элементов. Но при этом требуются дополнительные затраты и возрастает расход металла на устройство распорок или анкеров. Поэтому вопрос о количестве ярусов распорок (анкеров) должен, окончательно решаться путем сравнения технико-экономических показателей нескольких вариантов ограждения с различным числом ярусов распорок. Также должно выбираться и оптимальное по высоте ограждения положение распорок или анкеров.

При выборе системы крепления – распорного или анкерного – необходимо учитывать, что распорные крепления применимы для нешироких котлованов (обычно шириной до 8...10 м), так как с увеличением ширины

котлована осложняется устройство распорных конструкций и возрастает их стоимость. Для широких котлованов, а также в тех случаях, когда распорки мешают работам в котловане, устраивают крепления с анкерными сваями, стенками или плитами. При затруднении в устройстве анкерных стен и плит могут быть использованы инъекционные анкеры, которые находят широкое применение для крепления ограждений глубоких котлованов, сооружаемых способом «стена в грунте».

Отметим, что наиболее широко на практике используются два типа грунтовых анкеров: траншейный и инъекционный (рисунок 6.8).



- a* – траншейный; *б* – инъекционный;
 1 – тяга; 2 – анкерный блок;
 3 – засыпка траншеи; 4 – корень;
 5 – заполнитель

Рисунок 6.8 – Грунтовые анкеры

Простейший анкер траншейного типа (рисунок 6.8) 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 ударными механизмами. При устройстве инъекционного анкера (рисунок 6.8) 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

Шпунтовые ограждения рассчитываются как плоские конструкции на устойчивость и прочность. Устойчивость ограждения проверяется от действия активного давления со стороны грунта и пассивного давления в заделке шпунта в грунт. Эти давления определяются с учетом угла внутреннего трения ϕ_1 и угла трения грунта о поверхность стенки. Прочность самой шпунтины со свободным верхним концом рассматривается в предположении ее работы как консоли с заделкой на глубине дна котлована, с закрепленным верхним концом – как однопролетной балки с заделанным в грунт концом и шарнирным закреплением наверху.

Расчетная несущая способность по грунту анкера траншейного типа (рис. 6.8, а) равна пассивному отпору грунта по площади опорной поверхности анкерного блока:

$$F = A_p (2c_r \lambda_{pr}^{1/2} + \gamma_r h \lambda_{pr}), \quad (6.1)$$

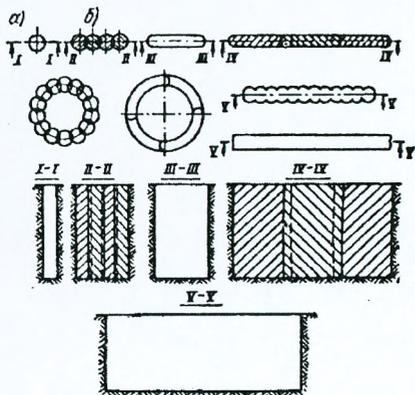
где h – глубина центра опорной поверхности блока; A_p – площадь опорной поверхности.

Несущая способность скважинных инъекционных анкеров определяется по методике расчета несущей способности свай как сумма сопротивлений по торцу и боковой поверхности корня.

Нередко для ограждения стен котлована применяют и ограждающие стены в грунте.

Материалом для изготовления стен в грунте служат бетон, железобетон, грунт, цементно-глинопесчаные растворы, битумные смеси и т.п., в зависимости от ее назначения и характера работы сооружения.

Формы стен в грунте и их размеры также определяются их назначением (рисунок 6.9) и, кроме того, применяемым при изготовлении стен в грунте оборудованием и способом их устройства. В практике строительства наиболее распространены два типа конструкций стен в грунте – свайные, образованные секущимися буронабивными сваями, и траншейные.



а – отдельная скважина – свая;
б – прямолинейная стенка

Рисунок 6.9 – Конструкция бетонно-свайных и траншейных противофильтрационных завес

Толщина свайных опор составляет $0,5 \div 2,0$ м, а глубина может достигать 80 м.

Толщина же траншейных стен может быть $0,2-1$ м, а глубина их редко превышает $15-20$ м.

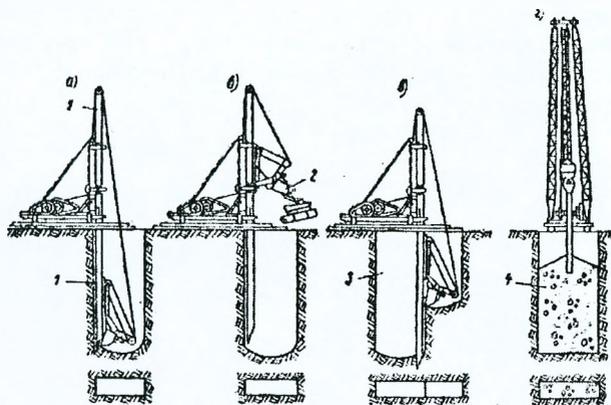
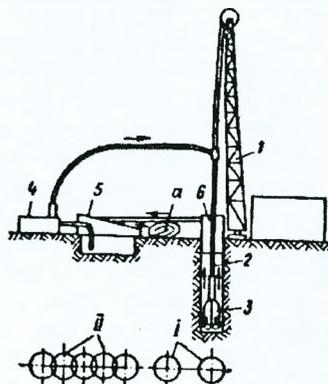
При изготовлении свайных стен под защитой обсадных труб изготавливаются две буронабивные сваи с расстоянием между ними в свету менее одного диаметра сваи. После этого бурится скважина между ними, захватывая часть сечения уже изготовленных свай, причем бурение для упрощения производства работ ведется по свежесхватившемуся бетону. После окончания бурения скважина бетонируется, завершая изготовление участка стены. При необходимости сваи в стене могут быть армированы металлическим каркасом.

Обычно образование и заполнение выемки с сохранением при этом вертикальности и целостности стенок обеспечивается применением тиксотропных глинистых растворов.

На рисунках 6.10 и 6.11 приведены схемы устройства свайных стенок и траншей.

- a* – выбуренная порода; 1 – буровой станок;
 2 – штанга; 3 – долото; 4 – насос;
 5 – вибрационное сито; 6 – направляющая труба; 1 – скважины первой очереди;
 II – скважины второй очереди

Рисунок 6.10 – Схема устройства свайных стенок



- a, б* – разработка траншеи; *в* – разработка удлинения траншеи;
 2 – бетонирование; 1 – направляющая мачта; 2 – скреперный ковш; 3 – бентонитовый раствор; 4 – бетон

Рисунок 6.11 – Схема сооружения траншей методом ELSE

6.2 Осушение котлованов

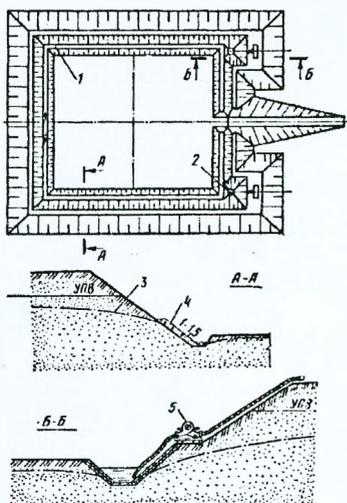
При разработке котлованов зачастую приходится иметь дело либо с подземными водами, либо с водонасыщенными грунтами. Поэтому для защиты котлованов от подтопления необходимо его осушение (понижение уровня подземных вод) на период производства работ.

В практике применяют следующие основные методы осушения котлованов: открытый водоотлив, глубинный (искусственное понижение уровня подземных вод), глубинный водоотлив с вакуумированием, электроосушение грунта.

Выбор метода осушения зависит от свойств грунтов, коэффициентов фильтрации, глубины котлованов относительно уровня вод и производственных условий.

Открытый водоотлив является простейшим способом временного водопонижения. Его применяют в неглубоких котлованах при подземных водах типа «верховодки» или отдельных линз, когда отсутствует постоянное их питание.

Открытый водоотлив осуществляется прямо из котлована (прямоковзупффов) насосами (рисунок 6.12). Зумпфы устраивают не ближе 1 м от граней фундамента. По мере разработки котлована зумпфы постепенно переносятся и заглубляются на (0,5...1,0 м) вместе с канавками, устраиваемыми по периметру котлована (глубиной 0,3...0,5 м) с уклоном $I = 0,005=0,02$ в сторону приямков.



- 1 – водосборная канавка; 2 – зумпф;
- 3 – депрессионная поверхность;
- 4 – дренажная пригрузка на откосе;
- 5 – насосная установка

Рисунок 6.12 – Схема открытого водоотлива

Открытому водоотливу свойственны существенные недостатки. Вода, поступающая через стенки котлована, выносит из них частицы грунта, а вода, устремляющаяся снизу ко дну котлована, неизбежно разрушает грунт и уменьшает его несущую способность (механическая суффозия). Кроме этого, в котловане постоянно сохраняется грязь (разжиженный грунт).

Примерная интенсивность ($m^3/час$) поступления грунтовых вод (q) через $1m^2$ дна котлована (F) приведена в таблице 6.2

Таблица 6.2 – Величины притока грунтовых вод в котлованах

Грунты	Приток на 1 м площади котлована на 1 м напора $q, m^3/час$
Мелкие пески	0,05-0,16
Среднезернистые пески	0,10-0,24
Крупнозернистые пески	0,3-3,0
Гравелистые с крупнозернистым песком	0,35
Трещиноватая скала	0,14-0,25

В мелкозернистых грунтах для предупреждения вымывания подвижных пылеватых частиц иногда устраивают дренирующую обсыпку вокруг приемков и на их дне по принципу обратного фильтра из нескольких слоев дренирующего грунта, укладывая более крупные частицы ближе к стенкам.

Водоотлив должен несколько опережать земляные работы с тем, чтобы дно котлована оставалось сухим, в особенности на последнем этапе земляных работ, когда глубина котлована приближается к проектной.

Неправильная организация работ по открытому водоотливу, при котором не обеспечивается надлежащая сохранность грунтов дна котлована, является одной из основных производственных причин аварийного состояния инженерных сооружений.

Глубинный водоотлив может осуществляться с помощью иглофильтров и трубчатых колодцев «скважин», расположенных вокруг котлована.

Глубинное водопонижение эффективно в мелкозернистых пылеватых и илистых грунтах с коэффициентом фильтрации $K_f > 1$ м/сут. (таблица 6.3).

Таблица 6.3 – Величины коэффициентов фильтрации

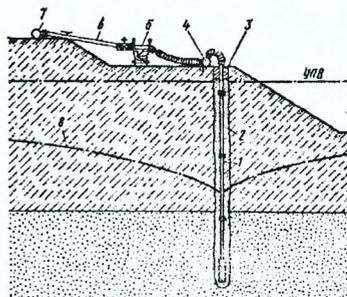
Грунт	K_f , м/сут.
Галечник чистый	200
Гравий чистый	200—100
Гравий с песком	150—75
Песок	
крупный гравелистый	100—50
крупный	75—25
средний	25-10
мелкий	10-2
пылеватый	2-1,0
Глинистый	
Супесь	0,7—0,2
Суглинок	0,4—0,005
Глина	0,005 и менее

При $K_f < 1$ м/сут. водопонижение затруднено, поэтому применяются специальные способы водопонижения: вакуумирование и электроосушение.

На рисунке 6.13 показана схема водопонижения легкими иглофильтровыми установками (ЛИУ).

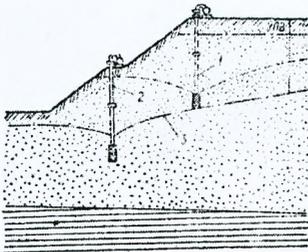
- 1 – иглофильтр; 2 – песчано-гравийная обсыпка; 3 – глиняный тампон;
- 4 – всасывающий коллектор; 5 – насосный агрегат;
- 6 – напорный трубопровод;
- 7 – сбросной трубопровод; 8 – пониженный уровень подземных вод

Рисунок 6.13 – Схема водопонижения легкими иглофильтровыми установками



Иглофильтровые установки типа ЛИУ применимы для неслоистых грунтов с коэффициентами не менее 2 м/сут, при водопонижении на глубину 4-5 м.

При необходимости водопонижение на глубину более 4-5 м иглофильтровые установки устанавливаются поярусно. Первый ярус монтируют на тех же отметках, что и при одноярусном понижении. После осушения верхней зоны разрабатывают грунт до отметки, превышающей на 0,5 м пониженный уровень подземных вод. На этой отметке монтируют второй ярус иглофильтровых установок. В глубоких котлованах водопонижение осуществляется в несколько ярусов (рис. 6.14). Для применения многоярусных ЛИУ требуется расширение котлована и увеличение земляных работ, поэтому в глубоких котлованах целесообразнее переходить на водопонижение нагнетающими насосами.



- 1 – иглофильтры верхнего яруса;
- 2 – иглофильтры нижнего яруса;
- 3 – конечное положение пониженного уровня подземных вод

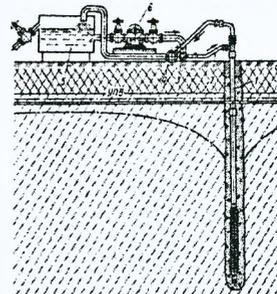
Рисунок 6.14 – Схема двухъярусного водопонижения иглофильтрами

В песках пылеватых и супесях следует применять эжекторные иглофильтры – водоструйные насосы, создающие разрежение около фильтрующего элемента и увеличивающие всасывание.

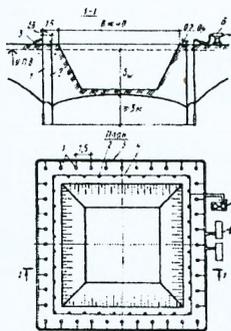
На рисунке 6.15 показана водопонижительная установка с эжекторными иглофильтрами

- 1 – иглофильтр; 2 – патрубки;
- 3 – распределительный коллектор;
- 4 – сбросной коллектор; 5 – циркуляционный резервуар; 6 – насос

Рисунок 6.15 – Установка с эжекторными установками



В глинистых грунтах целесообразно использовать ЛИУ с применением электроосмоса. Постоянный ток, пропущенный через глинистый грунт, вызывает передвижение воды от анода к катоду, обезвоживая грунт около анода и увлажняя около катода. Используя в качестве катода иглофильтр, можно откачивать поступающую в иглофильтру воду (рис.6.16), тем самым осуществляя водопонижение и осушение глинистого грунта. Расстояние между иглофильтрами и анодами устанавливается опытным путем. Фильтрация воды происходит одновременно за счет электроосмоса и вакуумирования. В супесях в процессе осушения преобладает вакуумирование, в глинах – электроосмос, а в суглинках оба процесса действуют примерно в одинаковой степени.



1 – иглофильтр (кагод); 2 – труба (анод); 3 – коллектор;
4 – токопровод; 5 – генератор; 6 – насос

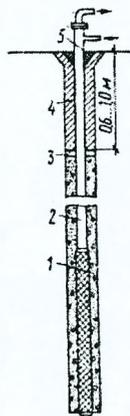
Рисунок 6.16 – Схема электроосмотического водопонижения

В случае очень слабой водопроницаемости грунтов ($k_{\phi}=0,003-0,0001$ см/с) усилить эффект водопонижения можно с помощью вакуумирования скважин и грунтов.

При этом вакуумирование может быть поверхностным и глубинным, и оно осуществляется с помощью иглофильтровых установок (рисунок 6.17).

1 – обсыпка из крупного песка; 2 – иглофильтр; 3 – слой мелкого песка; 4 – плотная глиняная набивка; 5 – битум

Рисунок 6.17 – Устройство скважин при вакуумировании



Перед вакуумированием вокруг иглофильтров устраивают обсыпку из крупного чистого песка с диаметром частиц 1–2 мм и тампонируют глиной устье скважины. Это позволяет в водопонижительных скважинах и окружающем массиве грунта создать вакуум и тем самым интенсифицировать приток воды к иглофильтрам под действием дополнительной разности напоров.

Иглофильтры большинства водопонижительных установок всех типов обычно погружают в песчаные однородные грунты за счет собственного веса с помощью нагнетаемой через них под давлением 0,4...0,6 МПа воды, которая, выходя из наконечника, размывает грунт. При наличии в грунте твердых включений иглофильтры устанавливают заранее пробуренные скважины.

В грунтах с коэффициентом фильтрации $k_{\phi}<0,006$ см/с вокруг иглофильтров устраивают обсыпку из чистого крупного песка и гравия с диаметром частиц 2...5 мм, что увеличивает пропускную способность иглофильтров.

Проектирование водопонижительной системы из легких иглофильтров заключается в выборе типа установки, в определении количества установок в системе, общего притока воды к системе, в выборе типа насоса, определении шага иглофильтров, их количества и глубины погружения.

Необходимо также иметь в виду, что при водопонижении фильтрационный поток, формирующийся в направлении к месту отбора воды, создает гидродинамическое давление на грунт, ослабляет прочностные связи в нем и может вызвать вынос частиц грунта. Понижение уровня воды вызывает уменьшение

взвешивающего давления в грунте и, как следствие, дополнительные его осадки. Кроме того, происходит выделение растворенных в воде газов и химических веществ, в осушенное пространство проникает воздух, в результате чего изменяется среда, окружающая подземные сооружения.

Разрыхление и уплотнение грунтов, вызывающее дополнительные их осадки, возможно и в процессе бурения водопонизительных скважин, погружения и извлечения иглофильтров, поэтому при проектировании водопонижения необходимо предусматривать мероприятия по защите от нарушения оснований сооружений и откосов котлованов, а также по охране окружающей среды, т.е. не должны допускаться: истощения ресурсов подземных вод и их загрязнения; загрязнения и размыв берегов поверхностных водоемов; эрозия и высушивание почв; отрицательные последствия осадок грунтов, сооружений и территорий.

6.3 Подготовка оснований к устройству фундаментов

Для сохранения строительных свойств грунта основания необходимо выполнить два условия:

во-первых, при разработке котлована не следует нарушать естественную структуру грунта основания; во-вторых, поверхность основания нужно защищать от воздействия поверхностной воды, мороза и других атмосферных влияний. Поэтому в целях исключения или снижения до минимума разуплотнения грунта основания первоначально разработку котлована производят с недобором до проектной отметки (54–50 см) на возможную глубину нарушения его структуры механизмами (таблица 6.4).

Таблица 6.4 – Рекомендуемая величина недобора грунта при отрывке котлована землеройными машинами [Б. И, Далматов]

Вид и состояние грунта	Способы разработки котлована			
	обратная лопата	драглайн	прямая лопата	бульдозер
Все виды песков и твердые супеси ($I_L < 0$)	5*/5	10/10	5/5	5/5
Супеси:				
пластичные ($0 < I_L \leq 1,0$)	10/10	30/20	30/20	40/30
текучие ($I_L > 1,0$)	20/10	50/40	30/20	40/30
Ленточные суглинки и глины:				
твердые и полутвердые ($0 \leq I_L \leq 2,5$)	5/5	10/10	10/5	10/5
тугопластичные и мягкопластичные ($0,25 < I_L \leq 0,75$)	10/10	40/30	30/20	40/30
текучепластичные и текучие ($0,75 < I_L \leq 1,0$)	20/10	50/40	40/30	50/40
Прочие суглинки и глины:				
твердые и полутвердые ($0 \leq I_L \leq 0,25$)	5/5	10/10	10/5	10/5
тугопластичные и мягкопластичные ($0,25 < I_L \leq 0,75$)	10/10	20/10	20/10	20/10
текучепластичные и текучие ($0,75 < I_L \leq 1$)	20/10	40/30	30/20	40/30

*В числителе дана величина недобора для крупнопанельных зданий и зданий высотой более 10 этажей, в знаменателе – для прочих зданий и сооружений.

Недобор грунта снижают малогабаритными механизмами или вручную непосредственно перед устройством фундаментов. Недобор грунта на дне котлована уточняют в процессе работы. При переменной глубине заложения фундаментов возведение его должно вестись начиная с нижних отметок.

Для отрывки котлована в структурно неустойчивых грунтах следует применять землеройные машины, движущиеся по бровке котлована (желательно экскаваторы с обратной лопатой).

При откопке котлована до отметки заложения подошвы фундамента необходимо немедленно выполнять подготовку основания путем уплотнения верхнего разрыхленного слоя грунта, имеющего влажность, близкую к оптимальной: укаткой, легким трамбованием (пылевато-глинистых грунтов), вибрацией (песчаных или крупнообломочных грунтов).

При повышенной влажности пылевато-глинистых грунтов или значительном их разуплотнении (например, насыпной грунт) подготовку основания под фундаменты следует устраивать путем втрамбовывания-вдавливания в разрыхленный грунт щебня, крупнообломочного грунта, крупного песка, стойкого шлака или другого жесткого материала трамбованием или укаткой. Втрамбовывание во влажные глинистые грунты щебня, гравия и других материалов не допускается, так как это может вызвать разжижение грунта.

Случайные переборы (перекоп) грунта должны быть заполнены скелетным малосжимаемым ($E > 20$ МПа) грунтом, жестким бетоном с тщательным уплотнением. Вид грунта заполнения и степень уплотнения согласовываются проектной организацией. Перед укладкой скелетного материала или бетона дно котлована планируется с уклонами в сторону перебора не более 1:10.

Нельзя забывать, что перерыв между окончанием разработки котлована и устройством фундамента, как правило, не допускается. При вынужденных перерывах необходимо принимать все меры к сохранению природных свойств грунтов основания, с помощью следующих мероприятий:

1. Предусмотреть защиту от попадания поверхностных вод в котлован планировкой, устройством водоотводных канав (нагорных канав) или обваловывания с отводом воды в пониженные места.

2. Атмосферную воду, попавшую в котлован, надо немедленно удалить.

3. Во время земляных работ и устройства фундаментов уровень подземных вод должен находиться ниже дна котлована минимум на 50 см.

4. Категорически запрещается какая-либо обработка грунта (рыхление, разрушение мерзлого грунта и т.п.) ударами шар-молота или клин-молота, если основание сложено водонасыщенными пылевато-глинистыми, мелкими и пылеватыми песками и другими структурно неустойчивыми грунтами.

При возможном разуплотнении и переувлажнении грунтов, вследствие чего снижаются их прочностные, деформативные характеристики, расчетное сопротивление основания, могут быть применены следующие мероприятия по устройству фундаментов с сохранением их проектного решения:

- доуплотнение верхнего разрушенного слоя (несущего) в случае, если влажность его близка к оптимальной;

- замена разуплотненного, переувлажненного слоя грунта с устройством подушки из песка (крупно- или среднезернистого), местного скелетного грунта оптимальной влажности или подобных ему отходов промышленных производств;

- устройство подбетонки из тощего бетона, ширина и толщина которой принимается исходя из расчетного сопротивления на переувлажненный и частично разуплотненный грунт;

- дополнительные заглубления подошвы фундамента на толщину разуплотнившегося и переувлажненного грунта.

Особую сложность устройство котлованов и подготовка оснований имеют в регионах залегания пучинистых грунтов, для которых характерна неравномерная осадка (просадка).

Основными защитными мероприятиями для таких грунтов являются теплоизоляционные, которые применяются для предохранения грунтов от промерзания до откопки котлованов, после их откопки, в процессе подготовки основания, устройства фундаментов, подземных частей сооружений, прокладки инженерных коммуникаций, а также в период строительства самих зданий. Мероприятия по предохранению грунтов от промерзания осуществляются, как правило, осенью, а оснований – сразу же после разработки котлована или укладки фундаментных подушек (временная консервация).

До откопки котлованов теплоизоляционный слой на поверхности грунта для предохранения его от промерзания устраивают следующим путем:

- предварительного рыхления на глубину 0,3–0,5 м, за счет чего глубина промерзания снижается до 50%;

- отсыпки на поверхность термоизолирующего слоя из шунгизитового гравия, сухого торфа, шлака, полимерной пены и другого материала (по расчету);

- укладки термоизолирующих экранов, листов, щитов, плит из различных материалов (соломы, дерева, пенопласта и др.).

Разработку котлованов в зимнее время следует осуществлять участками с недобором слоя грунта, исключая промерзание грунта ниже отметки заложения подошвы фундаментов, или использовать другие меры против его промерзания.

Зачистка дна котлована на проектную отметку в зимних условиях не должна превышать участки размером, необходимым для односменной укладки фундаментов с немедленной, по мере зачистки, укладкой под подушки, выравнивающего слоя сухого, талого крупнозернистого чистого песка, не имеющего включений снега и льда.

Предохранение грунтов от промерзания после откопки котлованов и в процессе подготовки оснований обычно осуществляют путем отсыпки материалов, которые могут быть оставлены на период эксплуатации здания или использованы для подсыпки под полы. Система защитных мероприятий зависит от степени пучинистости грунта.

При определении необходимой толщины слоя утепляющих материалов, за исходную величину обычно принимается расчетная глубина возможного промерзания соответствующего вида грунта.

Толщину утепляющего слоя без учета снегового покрова $H_{\text{ут}}$ для практических целей можно определить по формуле:

$$H_{\text{ут}} = \frac{d}{K_{\text{ут}}}, \quad (6.2)$$

где $K_{\text{ут}}$ – коэффициент теплоизоляционных свойств утепляющего материала.

После устройства фундаментов, подземных частей зданий и сооружений, прокладки инженерных коммуникаций основным мероприятием по предохранению грунтов основания от промерзания является своевременное возведение обратных засыпок котлованов и траншей из местного талого грунта с влажностью, близкой к оптимальной или пониженной, с послойным уплотнением до требуемой плотности. Для оттаивания промерзших грунтов обычно применяют термические способы их отогрева:

- при глубине промерзания до 1 м наиболее эффективным является поверхностное оттаивание с помощью различных нагревательных устройств (электронагревателей паровых, водяных реагентов и т.п.) или при непосредственном сжигании твердого, жидкого, газообразного топлива под термоизоляционными коробами;

- при глубине промерзания более 0,7–1,0 м целесообразно применять радиальное или глубинное оттаивание грунтов (тэны, электроиглы, иглы) через предварительно пробуренные скважины.

Выбор мероприятий производится на основе технико-экономического сопоставления и возможности осуществления с учетом инженерно-геологических, гидрогеологических, экологических и климатических условий.

Перед закладкой фундамента в обязательном порядке произвести приемку основания с целью проверки соответствия действительных грунтовых условий проектным данным (составляется акт на скрытые работы – приемка котлована комиссией с участием геолога).

Выполнение работ по устройству оснований и фундаментов фиксируют в производственной документации (общих и специальных журналах работ).

Все работы по вертикальной планировке строительной площадки, разработке котлована и устройству фундаментов должны выполняться с соблюдением соответствующих норм техники безопасности.

Основные требования можно сформулировать следующим образом:

- в зоне действия машин и механизмов не должны находиться люди, не имеющие отношения к осуществляемому технологическому процессу;

- все земляные работы вблизи подземных коммуникаций должны проводиться только под наблюдением соответствующих представителей;

- перемещения грунта бульдозерами на подъем целесообразно только при уклоне до 10%;

- во время перерывов вся техника должна отводиться от края разрабатываемой выемки не менее чем на 2 м;

- к работе допускаются только лица, имеющие специальные удостоверения и прошедшие инструктаж по технике безопасности.

Для обеспечения безопасности и качества работ при устройстве оснований и фундаментов необходимо в обязательном порядке предусматривать надзор за строительными процессами и качеством работ во время и после их окончания.

7 ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

7.1 Классификация фундаментов глубокого заложения

Для обеспечения нормальной эксплуатации тяжелых ответственных сооружений, передающих на грунт значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки, в качестве естественного основания приходится чаще всего выбирать глубоко залегающие слои грунта, так как на большой глубине грунт, как правило, будучи длительное время пригруженным вышележащей толщей, обладает высокой прочностью и плотностью.

При больших нагрузках весьма часто не удается достигнуть плотных слоев грунта сваями, так как свай получается слишком много, размеры их оказываются очень велики и они не могут быть погружены имеющимся оборудованием. Кроме того, сваи нельзя применять в тех случаях, когда в проходимой до глубокого основания толще имеются валуны и другие препятствия. Поэтому для достижения глубоко залегающих слоев грунта и возведения в этих условиях фундаментов под тяжелые сооружения разработаны специальные конструкции фундаментов глубокого заложения и методы производства работ по их возведению.

Фундаменты глубокого заложения отличаются от фундаментов неглубокого заложения следующими основными особенностями:

- фундаменты сооружаются способами, исключаящими необходимость предварительного вскрытия котлована;
- работа основания, пригруженного значительной толщей вышележащих грунтов, под нагрузкой протекает иначе, чем при мелком заложении (разрушение основания в виде выпирания грунта на поверхность исключается);
- при расчете фундамента на горизонтальные силы и моменты оказывается возможным учитывать заделку фундамента в окружающем его массиве грунта и передать на этот массив значительные нагрузки;
- вследствие того, что способы производства работ обеспечивают плотное прилегание грунта к боковой поверхности фундамента, доля восприятия вертикальных усилий наряду с реактивным давлением грунта по подошве фундамента могут быть введены в расчет силы трения, развивающиеся по боковой поверхности фундамента.

Конструкция фундаментов глубокого заложения находится в тесной взаимосвязи с методом их возведения.

В настоящее время в строительной практике применяются следующие виды фундаментов глубокого заложения:

- опускные колодцы – массивные опускные колодцы и колодцы-оболочки из сборного железобетона;
- кессонные фундаменты;
- тонкостенные оболочки и буровые опоры;
- фундаменты, возводимые методом «стена в грунте».

Массивные опускные колодцы, применяемые с очень древних времен, погружаются под действием собственного веса по мере удаления грунта из внутренних полостей; они позволяют осуществить фундаменты глубокого заложения значительных размеров.

Кессонные фундаменты используются сравнительно редко и только в водонасыщенных грунтах, когда имеются препятствия для применения опускных колодцев.

Появление совершенно нового оборудования (вибропогружателей, специальных типов грейферов и т.п.) позволило широко развить новые конструкции фундаментов глубокого заложения, работы по возведению которых высоко механизированы: колодцы-оболочки из сборного железобетона, тонкостенные оболочки, буровые опоры и фундаменты, возводимые методом «стена в грунте».

7.2 Особенности работы оснований фундаментов глубокого заложения, предельные состояния

Общей особенностью оснований фундаментов глубокого заложения является наличие значительной пригрузки от веса большой толщи вышележащих грунтов. Эта пригрузка исключает возможность разрушения основания в виде выпирания грунта на поверхность, вследствие чего достижение предельного состояния основания по прочности не сопровождается резкой просадкой фундамента, поворотом и уводом его в сторону, как это наблюдается в основаниях фундаментов неглубокого заложения, а также обуславливает небольшие осадки в фазе уплотнения основания даже при значительных давлениях, поскольку уплотняющее давление (давление, влияющее на осадку), представляющее собой разность полного и естественного давления (пригрузки), получается малым. Осадки не возрастают сильно и в фазе сдвигов, так как влияние разобщенных областей сдвигов, возникающих под фундаментом при значительной пригрузке, на увеличение интенсивности осадки сравнительно невелико.

Известно, что решающее влияние на изменение характера разрушения оснований (в особенности, песчаных) имеет не абсолютная, а относительная глубина наложения фундамента, т.е. величина отношения глубины заложения к ширине фундамента. С увеличением относительной глубины прочность основания сильно возрастет. На рис. 7.1 показаны графики зависимости относительной осадки $\frac{s}{b}$ от ширины давления $\frac{p}{\gamma b}$ (γ – удельный вес грунта; b – ширина подошвы фундамента, работающего в условиях плоской задачи для фундаментов различного относительного заглубления на песчаном основании (графики получены на моделях в полевых и лабораторных условиях)). Графики 1 и 2 с вертикальными участками для $\frac{d}{b} \leq 0,5$ и для $0,5 < \frac{d}{b} \leq 1,5 \div 2,0$ (d – глубина заложения фундамента) относятся к фундаментам мелкого заложения, при которых разрушение основания происходит в виде выпирания грунта на поверхность. Для фундаментов, характеризуемых соотношением $1,5 \div 2,0 < \frac{d}{b} < 3 \div 4$, график имеет точку перелома (точка a кривой 3 на рис. 7.1), соответствующую развитию областей сдвигов до горизонтальной плоскости, находящейся на уровне подошвы фундамента (рис. 7.2), после которой кривая переходит в прямую, имеющую намного больший угол наклона к оси давлений, чем касательные к кривой на предыдущем участке, но значительно меньше 90° , отвечающих случаям 1 и 2. При очень большом заглублении ($\frac{d}{b} \geq 3 \div 4$) области сдвигов имеют

небольшое развитие и на графике зависимости осадки от давления (кривая 4 на рис. 7.1) не улавливается точка перелома, график в криволинейной части приобретает примерно параболическое очертание. Величина осадки значительно уменьшается с увеличением относительного заглубления фундамента, как это уже отмечалось выше; иначе говоря, для достижения определенной величины осадки, происходящей в основном вследствие уплотнения грунта, требуется тем более высокое давление, чем больше относительное заглубление фундамента.

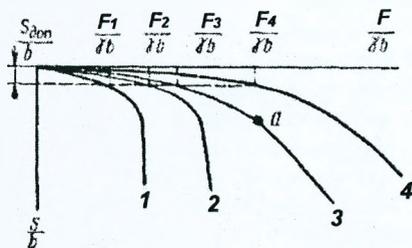


Рисунок 7.1 – Графики зависимости относительной осадки от относительного давления для фундаментов различной глубины заложения

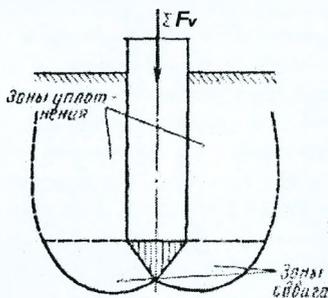


Рисунок 7.2 – Развитие областей сдвигов при фундаментах глубокого заложения

Вид графика осадки и характер разрушения основания зависят также от метода сооружения фундамента глубокого заложения.

Исследования показали, что если при устройстве фундамента происходит предварительное уплотнение основания (такое явление имеет место при погружении колодцев-оболочек с оставляемой внизу грунтовой пробкой, закрывающей полость), то основание и при относительном заглублении более $3 \div 4$ работает как основание свай в соответствии со схемой на рис. 7.2 (кривая 3 на рис. 7.1), характерной в обычных условиях (при сооружении фундамента с предварительной или параллельной опусканию крепи стен котлована выемкой грунта, т.е. без предварительного уплотнения) для соотношения $1,5 \div 2,0 < \frac{d}{b} < 3 \div 4$.

В связи с тем, что при глубоком заложении осадки фундамента становятся значительно меньше и давления, отвечающие большому объему области сдвигов, не вызывают опасных просадок (кривые 3 и 4 на рис. 7.1), становится возможным существенно повысить эксплуатационные нагрузки на фундаменты.

При фундаментах глубокого заложения $0,5 < \frac{d}{b} \leq 1,5 \div 2,0$ рассматриваются также два возможных предельных состояния: 1-е – по условию прочности; 2-е – по условию деформируемости (по осадке). Из сказанного выше об особенностях работы основания в этом случае вытекает, что 1-е предельное состояние (по прочности) может быть установлено только по степени развития областей сдвигов.

При относительном заглублении в пределах $1,5 + 2,0 < \frac{d}{b} < 3 + 4$ во всех случаях песчаного основания и при уплотнении основания в процессе возведения фундамента (погружение, аналогичное погружению свай) для любого практически достижимого заглубления первое предельное состояние, соответствующее точке a перелома графика (кривая 3 на рис. 7.1), достигается при развитии областей сдвигов до горизонтальной плоскости, проведенной на уровне подошвы фундамента. Для фундаментов очень глубокого заложения, опирающихся на неуплотненное предварительное основание (массивные опускные колодцы, кессоны), некоторым ориентиром в приближении к первому предельному состоянию (ясно выраженный переход в виде точки перелома графика осадки отсутствует) является развитие областей сдвигов до плоскостей или образующих конической поверхности (при цилиндрическом фундаменте), наклоненных к горизонту под углом 45° и проходящих через крайние точки подошвы фундамента.

Второе предельное состояние определяется, как и при мало заглубленных фундаментах, величиной осадки, предельной по условиям эксплуатации данного сооружения. Разница состоит в том, что в случаях фундаментов глубокого заложения предельные осадки достигаются при давлениях, обычно выходящих за пределы той начальной части графика осадки, которая еще может быть из-за большой погрешности заменена прямой. Следовательно, осадка глубоких оснований должна определяться с учетом развития областей сдвигов как осадка нелинейно деформируемого полупространства.

7.3 Расчет оснований и фундаментов глубокого заложения по предельным состояниям

Расчет по условию прочности. Сущность расчета состоит в определении «критического» давления, соответствующего некоторой степени развития областей сдвигов. Эта степень развития областей сдвигов устанавливается в одном случае по точке перелома графика осадки (кривая 3 на рис. 7.1), после которой интенсивность осадки сильно возрастает, что соответствует в песчаных основаниях, как показали исследования, развитию областей сдвигов до уровня подошвы фундамента. В другом случае, когда нет ясно выраженной точки перелома графика (кривая 4 на рис. 7.1), степень развития областей сдвигов, соответствующая «критическому» давлению, установлена по величине предельной относительной осадки для большинства сооружений около 0,2 (относительная осадка – отношение величины осадки к ширине подошвы фундамента); эта степень развития оказывается ограниченной в поперечном разрезе фундамента и основания прямыми, проведенными через крайние точки подошвы фундамента под углом 45° к горизонту. Указанные критерии получены для песчаных оснований, для которых установление предельного состояния по условию прочности наиболее существенно.

Из сказанного об определении критической степени развития областей сдвигов для оснований фундаментов, при сооружении которых не происходит вытеснения грунта наружу (и, следовательно, не происходит предварительного уплотнения основания), видно, что в этом случае предельное состояние по условию прочности

устанавливается достаточно условно; оно является ориентиром для гарантии отсутствия осадок более предельных, что представляет собой также существо расчета по второму предельному состоянию. Таким образом, в этом широко распространенном случае фундаментов глубокого заложения в наибольшей степени сближаются расчеты по обоим предельным состояниям.

Точное решение задачи об установлении очертания областей сдвигов заданной степени развития еще не получено; задача является весьма сложной, так как требуется рассматривать так называемое смешанное, напряженное состояние: напряжения в линейно деформируемом полупространстве, имеющем ограниченные области предельно напряженного состояния.

Приближенные решения получены на основании применения теории предельного равновесия без внесения изменений в очертания линий скольжения, происходящих за счет совместной деформации предельных и не предельных областей.

Ниже приводятся формулы, выведенные на базе указанных приближенных решений для песчаных оснований.

1. Предельное давление, отвечающее схеме на рис. 7.3 для основания фундаментов глубокого заложения, предварительно уплотненного при сооружении фундамента (за счет вытеснения грунта при погружении элементов фундамента в наружную сторону) с любым относительным заглублением более 1,5 – 2,0, и основания фундаментов всех типов при относительном заглублении, определяемом соотношением $1,5 \div 2,0 < \frac{d}{b} < 3 \div 4$ определяется формулами:

– для фундамента в виде полосы и прямоугольного с отношением сторон подошвы не менее 1,5

$$P_{nn} = A_{nl} \gamma b, \quad (7.1)$$

где $A_{nl} = A_0 + B_0 \frac{h}{b} \left(1 - \frac{d}{b} \cdot \frac{\xi_{cp}}{k} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cp} \right)$; A_0 , B_0 и k – принимаются по табл. 7.1 для значения φ , полученного в результате испытания на сдвиг грунта основания; ξ_{cp} и φ_{cp} – средние значения соответственно коэффициенту бокового давления и углу внутреннего трения слоев грунта, прилегающих к боковой поверхности фундамента;

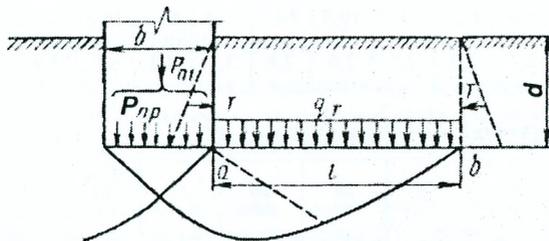


Рисунок 7.3 – Схема для определения предельного давления на предварительно уплотненное основание фундамента глубокого заложения (формула 7.1)

– для фундаментов с круговой и квадратной подошвой, а также прямоугольных с отношением сторон менее 1,5

$$P_{n\kappa} = A_*^0 \gamma b + \alpha B_*^0 \gamma_1 d, \quad (7.2)$$

где A_*^0 и B_*^0 – принимаются по табл. 7.2; γ_1 – средний удельный вес грунтов, расположенных выше подошвы фундамента; α – коэффициент, зависящий от относительного заглубления фундамента и среднего значения φ_{cp} – угла внутреннего трения грунтов, пройденных фундаментом, определяемых по графику на рис. 7.4.

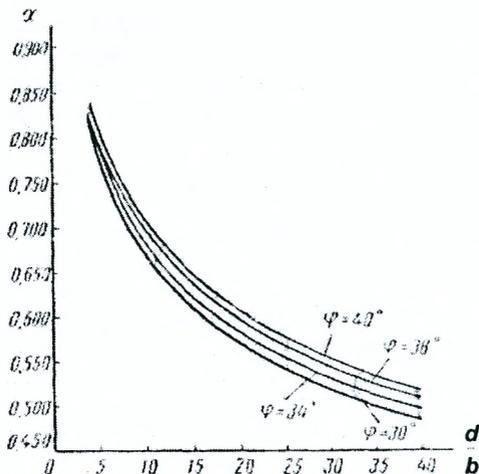


Рисунок 7.4 – График для определения коэффициента α

Таблица 7.1 – Значения коэффициентов A_0, B_0, κ

φ , град. Коэффициенты	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	4,9	6,8	8,0	10,8	14,3	19,8	26,2	37,4	50,1	77,3	110,3	159,6
B_0	9,8	12,3	15,0	19,3	24,7	32,8	41,5	54,8	72,0	98,7	137,2	195,0
κ	2,1	2,3	2,5	2,6	2,8	3,1	3,3	3,5	3,9	4,3	4,8	5,3

Таблица 7.2 – Значения коэффициентов A_*^0, B_*^0

φ , град. Коэффициенты	24	26	28	30	32	34	36	38	40
A_*^0	7,0	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
B_*^0	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0

2. Критическое давление (на рис. 7.5) для основания фундаментов глубокого заложения при $\frac{d}{b} > 3 \div 4$, сооружаемых с помощью опускных систем (опускные колодцы, кессоны) при удалении грунта изнутри (основания, не получившие предварительного уплотнения), находится по формулам:

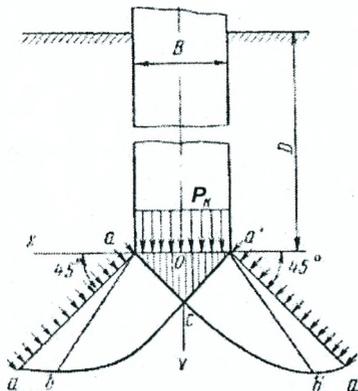


Рисунок 7.5 – Схема для определения предельного давления на основании фундамента глубокого заложения, предварительно неуплотненное

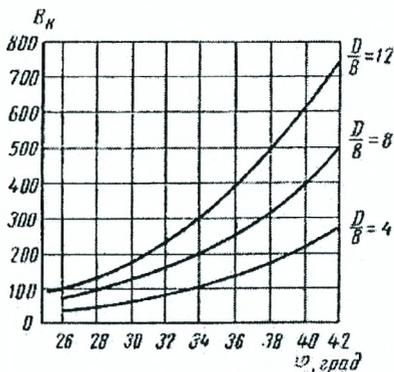


Рисунок 7.6 – График для определения коэффициента B_k

– для фундаментов в виде полосы и прямоугольного с отношением сторон подошвы не менее 1,5

$$P_{k.n} = \gamma b \left[\frac{d}{b} + \frac{\cos \varphi}{2\sqrt{2}} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \varphi\right) \gamma \varphi} \right] \frac{\cos \varphi (\sin \varphi + \cos \varphi)}{1 - \sin \varphi \cos \varphi} e^{\left(\frac{\pi}{2} + 2\varphi\right) \gamma \varphi}; \quad (7.3)$$

– для фундамента с круговой или квадратной подошвой и для фундамента с прямоугольной подошвой при отношении сторон менее 1,5

$$P_{k.k} = B_k \gamma b, \quad (7.4)$$

где B_k – коэффициент, являющийся функцией $\frac{h}{b}$ и φ ; определяется по графику (рис. 7.6). Здесь глубина заложения фундамента $d=D$ и ширина $b=B$.

Формулы (7.3) и (7.4) могут быть использованы для вычисления расчетного сопротивления, если к полученным по ним величинам ввести коэффициент условия работы 0,6–0,7.

Расчет по предельным осадкам. Ввиду особенностей работы основания под фундаментами глубокого заложения осадка его должна определяться с учетом наличия развивающихся под нагрузкой областей предельного состояния. Точное решение данной задачи сопряжено с многочисленными трудностями.

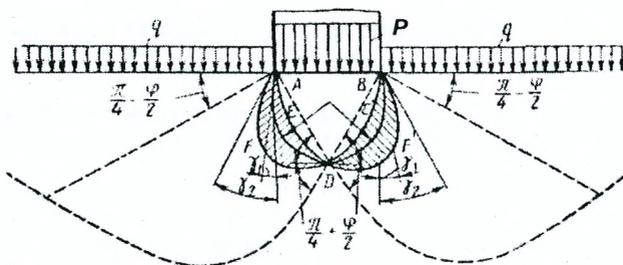


Рисунок 7.7 – Схема к определению осадки фундамента глубокого заложения на твердом глинистом основании с учетом возникновения предельного состояния

На рис. 7.7 показано очертание областей предельного напряженного состояния AFD и $BF'D$ (они заштрихованы) при некотором значении давления по подошве фундамента σ , которое больше начального критического давления (предела пропорциональности), но менее предельного критического давления, соответствующего наибольшему развитию предельных областей (границы областей очерчены пунктиром). Рассматривается фундамент в виде полосы (плоская задача). Условия плоской задачи соблюдаются достаточно хорошо, если длина фундамента превышает ширину более чем в 4 раза; такая схема отвечает фундаментам в виде массивных опускных колодцев и кессонов прямоугольной формы в плане, а также фундаментам в виде ряда колодцев-оболочек, расположенных так, что грунт между оболочками работает с ними совместно.

Наиболее просто выполняется расчет осадки для грунтов, обладающих в основном сцеплением (основание, сложенное твердыми глинистыми грунтами), так как для них представляется возможным воспользоваться зависимостями теории пластичности. Приведенный на рис. 7.8 график зависимости между безразмерными величинами \bar{s} и \bar{p} позволяет подсчитать осадку по простой формуле:

$$s = \bar{s} \frac{cb}{2E}, \quad (7.5)$$

где c – сцепление глинистого грунта; $\bar{p} = \frac{\sigma - \gamma b}{c}$.

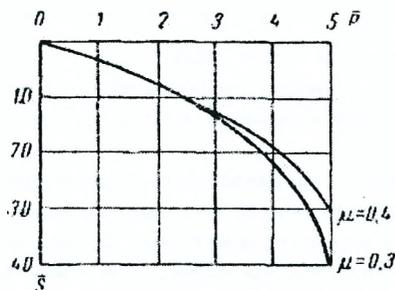


Рисунок 7.8 – График для расчета осадки

Формулой (7.5) можно пользоваться при $\varphi \leq 15^\circ$; при этом учесть влияние внутреннего трения можно введением повышенного значения расчетного сцепления c_p , вычисляемого следующим образом:

$$c_p = c \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}.$$

Для грунтов, имеющих угол внутреннего трения более 15° , можно применять другую расчетную схему, использующую закономерность развития областей предельного напряженного состояния среды, обладающей как сцеплением, так и внутренним трением.

В первом приближении в соответствии с расчетной схемой (рис. 7.9), полную осадку фундамента можно вычислить как сумму двух величин: 1) осадки линейно деформируемого полупространства, расположенного ниже подошвы фундамента a ; 2) дополнительной деформации трапециевидной области b , расширяющейся в горизонтальном направлении за счет перемещения верхних частей областей сдвигов c , величина этого перемещения зависит от уплотнения областей b .

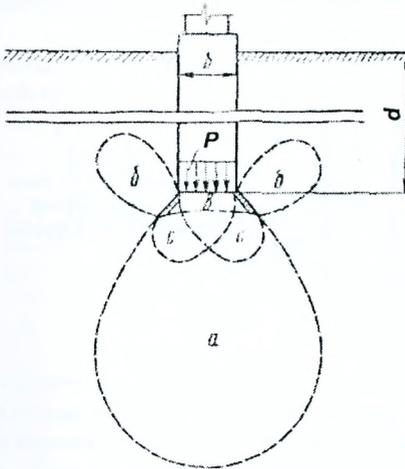


Рисунок 7.9 – Схема к приближенному определению осадки фундамента глубокого заложения в общем случае с учетом возникновения областей предельного состояния

В тех случаях, когда по действующим строительным нормам и техническим условиям оказывается возможным производить расчет основания по расчетным сопротивлениям, давление по подошве фундамента глубокого заложения определяется с учетом сил трения, действующих по боковой поверхности фундамента. Вычисляется среднее давление по подошве и сравнивается с расчетным сопротивлением грунта. Максимальное и минимальное давления по краям подошвы определяются с учетом заделки фундамента в грунте. Среднее давление по подошве определяется от суммы вертикальных сил по следующему выражению:

$$P_{cp} = \frac{\sum F_v - T}{A_\phi}. \quad (7.6)$$

Сумма сил трения T вычисляется по формуле:

$$T = \tau u(d - 2,5),$$

где τ – средняя удельная сила трения на 1 м^2 боковой поверхности (обычно в среднем принимают $\tau = 20 \pm 30 \text{ кН/м}^2$); u – периметр горизонтального сечения фундамента, м; d – глубина заложения фундамента, м; вычитание 2,5 м из величины d производится потому, что трение изменяется от нуля на поверхности до величины τ на глубине примерно 5,0 м; глубже τ принимается постоянным; A_{ϕ} – площадь подошвы фундамента; эта величина должна быть подобрана так, чтобы было выполнено условие $P_{cp} \leq R$ (R – расчетное сопротивление основания).

7.4 Расчет заделки фундамента в грунте

Для расчета заделки фундамента в грунте все силы приводятся к равнодействующей горизонтальных сил, приложенной на высоте λ от подошвы фундамента (рис. 7.10), и к равнодействующей вертикальных сил $\sum F_v$. Силами трения по боковой поверхности фундамента при определении напряжений от действия момента и горизонтальной силы пренебрегают в запас прочности.

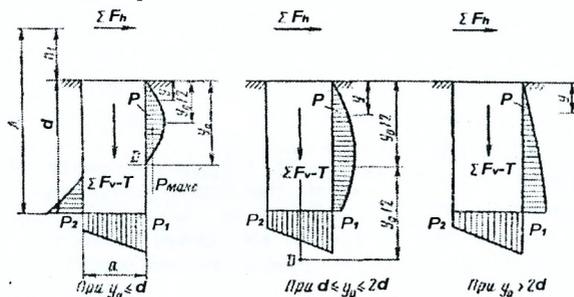


Рисунок 7.10 – Схема расчета заделки фундамента в грунте

Под воздействием этой комбинации сил фундамент поворачивается в грунте вокруг точки D на угол ω , что приводит к возникновению реактивного давления грунта (не только по подошве фундамента, но и по его боковой поверхности). Обозначение ординат эпюр реактивного давления и различные возможные её формы, зависящие от соотношении глубины заложения фундамента d и глубины расположения центра вращения его, показаны на рис. 7.10. Коэффициент деформации, характеризующий соотношение жесткостей грунта и фундамента, определяется выражением:

$$\alpha = \sqrt[3]{\frac{mb}{EI}}, \quad (7.7)$$

где EI – жесткость фундамента; b – расчетная ширина фундамента (размер в плоскости, перпендикулярной плоскости чертежа на рис. 7.10); m – коэффициент, показывающий изменения коэффициента податливости грунта (коэффициента постели) с глубиной; коэффициент постели принимается нарастающим пропорционально глубине.

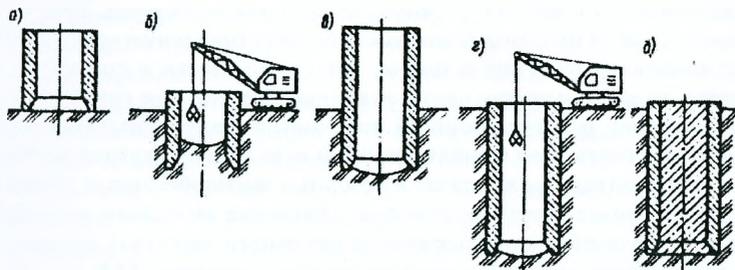
В случаях, когда фундамент представляет собой совокупность нескольких колодцев-оболочек, гибкостью которых нельзя пренебречь, расчет ведется с учетом изгиба оболочек как рама со стойками, заделанными в грунт. Методы такого расчета близки к методам расчета высоких свайных ростверков; они изложены в соответствующих пособиях.

При заделке нижней части фундамента в скальное основание влияние пройденной толщины нескальных грунтов на устойчивость фундамента учитывать нельзя, так как значительно большая податливость нескальной толщи по сравнению со скалой исключает возможность совместной работы. Изложенная выше методика расчета применима только в случае наличия нескального основания.

7.5 Опускные колодцы

Опускной колодец представляет собой замкнутую в плане и открытую сверху и снизу полую конструкцию, бетонируемую или собираемую из сборных элементов на поверхности грунта и погружаемую действием собственного веса или дополнительной пригрузки по мере разработки грунта внутри ее (рис. 7.11).

После погружения до проектной отметки внутреннюю полость опускного колодца полностью или частично заполняют бетоном или используют для устройства заглубленного помещения.



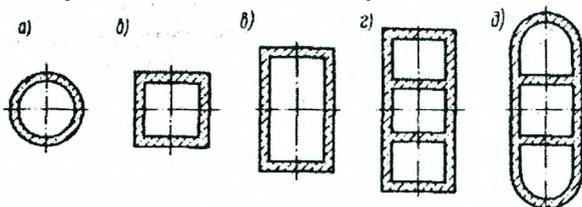
- а – изготовление первого яруса опускного колодца на поверхности грунта;
 б – погружение первого яруса опускного колодца в грунт; в – наращивание оболочки колодца; г – погружение колодца до проектной отметки;
 д – заполнение бетоном полости опускного колодца в случае использования его как фундамента глубокого заложения

Рисунок 7.11 – Последовательность устройства опускного колодца

Опускные колодцы могут быть выполнены из дерева, каменной или кирпичной кладки, бетона, железобетона, металла. Наибольшее распространение в современной практике строительства получили железобетонные колодцы.

По форме в плане опускные колодцы могут быть круглыми, квадратными, прямоугольной или смешанной формы с внутренними перегородками и без них (рис. 7.12). Форма колодца определяется конфигурацией проектируемого сооружения, выбиравшейся из условия обеспечения требований технологии. Наиболее рациональной является круглая форма. Такие колодцы лучше работают на

сжатие и при заданной площади основания обладают наименьшим наружным периметром, что уменьшает силы трения по их боковой поверхности, возникающие при погружении. С другой стороны, прямоугольная и квадратная форма опускных колодцев позволяет более рационально использовать площадь внутреннего помещения для размещения оборудования. В любом случае очертание колодца в плане делают симметричным, поскольку всякая асимметрия осложняет его погружение, ведет к перекосам и отклонению от проектного положения.



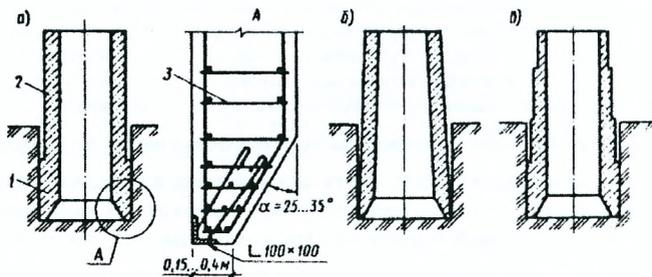
а – круглая; б – квадратная; в – прямоугольная с поперечными перегородками; д – с закругленными торцевыми стенками

Рисунок 7.12 – Формы сечений опускных колодцев в плане

По способу устройства стен опускные колодцы из железобетона подразделяют на монолитные и из сборных элементов.

Колодцы со стенами из монолитного железобетона. Рекомендуется применять, когда подземные помещения по технологическим требованиям имеют сложное очертание в плане, нет возможности изготовить сборные элементы, необходимо проходить скальные грунты или грунты с большим числом валунов и когда сборный опускной колодец конструктивно более сложно выполнить, чем монолитный. Во всех других случаях рекомендуется сооружать опускные колодцы из сборных железобетонных элементов.

Монолитные опускные колодцы. Оболочка опускного колодца из монолитного железобетона (массивного опускного колодца) состоит из двух основных частей: ножевой и собственно оболочки (рис. 7.13).



а – цилиндрическая; б – коническая; в – цилиндрическая ступенчатая; 1 – ножевая часть опускного колодца; 2 – оболочка опускного колодца; 3 – арматура ножа колодца

Рисунок 7.13 – Формы вертикальных сечений опускных колодцев

Ножевую часть делают обычно шире стены оболочки на 100...150 мм со стороны грунта. Наличие уступа позволяет снизить силы трения по боковой поверхности погружаемого колодца. Иногда с этой же целью боковые грани делают наклонными или ступенчатыми. Наклон боковых граней следует назначать менее 1/100, так как при больших наклонах колодец при опускании недостаточно устойчив, легко кренится или смещается с проектных осей. Ступенчатое очертание также вписывают в уклон 1/100.

Ширину режущей части ножа (банкетки) в зависимости от размеров колодца и плотности проходимых грунтов назначают равной 150...400 мм. Для предохранения от повреждений банкетку обрамляют металлом. Чаще всего для этого используют прокатный уголок или при ширине банкетки более 250 мм сварной профиль.

Толщина стен монолитных колодцев определяется из условия создания веса, необходимого для преодоления сил трения, возникающих при погружении. В наиболее крупных колодцах, погружаемых без тиксотропной рубашки, толщина стен достигает 2...2,5 м и более.

Стенки колодцев армируются вертикальными пространственными каркасами, изготовленными на заводе или в арматурных мастерских и доставленными на место строительства отдельными секциями. При монтаже армокаркасы свариваются между собой ванной сваркой внахлестку.

Для бетонирования стен колодцев чаще всего применяют бетон класса С28/35. Основными требованиями к бетону являются помимо прочности плотность и водонепроницаемость, так как колодцы в большинстве случаев погружаются ниже уровня подземных вод. Укладка бетонной смеси ведется обычным способом с применением вибрации. В качестве опалубки используют деревянные щиты или тонкостенные железобетонные плиты-оболочки.

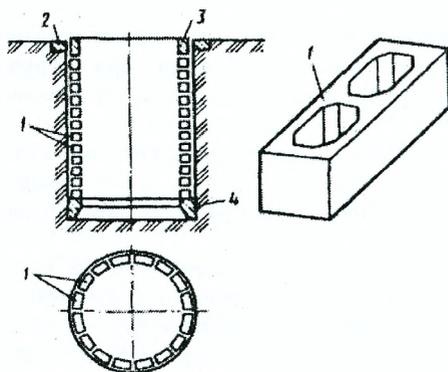
Монолитные железобетонные колодцы изготовляют непосредственно над местом их погружения на специально подготовленной выровненной площадке. Иногда для уменьшения глубины опускания колодца предварительно разрабатывают открытый без креплений котлован, называемый пионерным, на дне которого и начинают возведение колодца. При высоте колодца более 10 м его бетонирование ведется последовательно, отдельными ярусами. К опусканию колодца приступают только после того, как бетон всего яруса наберет 100%-ную прочность. Каждый последующий ярус бетонируется после погружения предыдущего с перерывом в погружении.

Опускные колодцы из монолитного железобетона имеют существенные недостатки, главными из которых являются большой расход материалов, не оправданный требованиями прочности, и значительная трудоемкость за счет их изготовления полностью на строительной площадке. Сюда же следует отнести и непроизводительную потерю времени, связанную с необходимостью остановки погружения колодца на время наращивания монолитного бетона.

Преимуществами монолитных железобетонных колодцев являются простота их изготовления, возможность придания им любой формы и отсутствие, как правило, опасности всплытия.

Сборные опускные колодцы. В последние годы разработаны разные конструкции опускных колодцев с применением сборных облегченных элементов, наибольшее распространение из которых получили колодцы из пустотелых прямоугольных элементов и из вертикальных панелей.

Колодец из пустотелых прямоугольных элементов выполняют, как правило, с монолитной ножевой частью, на которой монтируется оболочка из сборных двухпустотных блоков (рис. 7.14). Блоки укладывают на растворе без перевязки швов, в результате чего образуются вертикальные швы на всю высоту сооружения. Блоки скрепляют между собой только в вертикальных швах, после чего их заполняют бетоном. Если колодец разбит по высоте, то в верхней части каждого яруса опускания устраивают монолитный пояс.



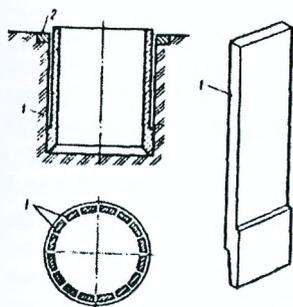
1 – блоки; 2 – формашта;
3 – монолитный железобетонный пояс;
4 – нож из монолитного железобетона

Рисунок 7.14 – Сборный опускной колодец из пустотелых прямоугольных блоков

Поскольку оболочка колодца собирается из блоков прямоугольной формы, она имеет в плане форму многоугольника.

Конструкции из пустотелых блоков чаще всего используют при строительстве крупных опускных колодцев с глубиной погружения 30...40 м и более, диаметром более 20 м. Основным недостатком колодцев этого типа является значительный объем монолитного железобетона, расходуемый на замоноличивание стыков и устройство ножевой части. К преимуществам следует отнести возможность их монтажа из блоков одного типоразмера и без применения специальных приспособлений (кондукторов). Наличие в блоках сквозных пустот позволяет регулировать вес колодца при его опускании или для выравнивания при перекосах путем заполнения их тяжелыми местными материалами в различных (в плане) зонах колодца. Заполнение пустот тяжелыми материалами можно при необходимости использовать и для удержания колодца от всплытия.

В последнее время широкое распространение получили *сборные опускные колодцы из плоских вертикальных панелей (клепок)*, каждая из которых представляет собой элемент стены колодца на всю его высоту (рис. 7.15). Между собой панели соединяются с помощью петлевых стыков или накладками на сварке.



1 – панели; 2 – форшахта

Рисунок 7.15 – Сборный опускной колодец из вертикальных панелей

В строительной практике применяют панели длиной до 12 м, шириной 1,4...2 м, толщиной 0,4...0,8 м. Наиболее часто используемая унифицированная панель имеет длину 11 м, ширину 1,4 м, толщину 0,45 м.

Плоские панели формируются в опалубке одновременно с ножевой частью и армируются вертикальной и горизонтальной арматурой с наружной и внутренней стороны. С наружной стороны панели у ножа делается специальный уступ шириной 150 мм для образования полости вокруг колодца при его опускании, в которую заливают тиксотропную суспензию для уменьшения сил трения грунта о наружные стенки колодца.

Из унифицированных панелей можно собрать одноярусные колодцы высотой до 11 м. При необходимости возведения опускного колодца большей высоты стены его наращивают такими же панелями, но уже без ножевой части. В этих случаях в колодце устраивают горизонтальный стык, в котором панели верхнего и нижнего ярусов соединяют сваркой закладных деталей.

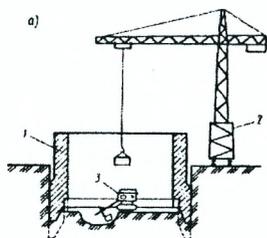
Таким образом возводят опускные колодцы диаметром 8...24 м, глубиной 25 м и более. Эти размеры являются наиболее распространенными для насосных станций, отстойников различного назначения, скиповых ям и ряда других подземных сооружений.

Сооружение колодцев из вертикальных панелей позволяет значительно снизить трудоемкость работ по устройству стен и существенно сократить сроки строительства. Серьезным недостатком таких конструкций является то, что при наличии подземных вод веса колодца часто бывает недостаточно и требуются специальные мероприятия по удержанию его от всплытия. Кроме того, сооружения этого типа можно опускать только в тиксотропной рубашке, а незначительные искажения формы колодца в плане приводят к резкому увеличению напряжений и его конструкции, что предъявляет повышенные требования к качеству монтажа панелей.

Погружение опускных колодцев. В зависимости от условий строительной площадки, а также с учетом экономической целесообразности в настоящее время применяют две схемы погружения колодцев: насухо (при отсутствии подземных вод или с применением открытого водоотлива или водопонижения) и с разработкой грунта под водой.

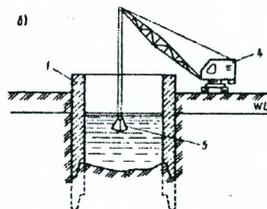
При погружении по первой схеме грунт в забое колодца разрабатывается одним из следующих способов: экскаваторами и бульдозерами с погрузкой его в бадьи и выдачей на поверхность башенным или гусеничными кранами; грейферами; гидромониторами с транспортировкой на поверхность гидрозлеваторами или землесосными снарядами.

Выбор способа разработки грунта зависит от размеров колодца, геологических условий строительной площадки и местных условий строительства. Так, грейферы применяют для разработки рыхлых песков, легких супесей, галечников. Использование средств гидромеханизации целесообразно при легкоразмываемых грунтах (пески, супеси, легкие суглинки), но при этом надо учитывать наличие на стройплощадке необходимого количества воды, обеспеченность электроэнергией, а также возможность сброса пульпы. Во всех остальных случаях колодцы чаще всего опускают с помощью экскаваторов и бульдозеров (рис. 7.16, а).



а – насухо с помощью экскаватора;
 б – под водой с помощью грейфера;
 1 – колодец; 2 – башенный кран; 3 – экскаватор;
 4 – кран-экскаватор; 5 – грейфер

Рисунок 7.16 – Разработка грунта в опускном колодце



Глубина разработки грунта на одну «посадку» колодца принимается равной 1,5, ... 2 м при использовании экскаваторов и бульдозеров и не более 0,5 м при применении средств гидромеханизации.

Для осушения полости колодцев при их погружении по схеме насухо в водонасыщенные грунты применяют два способа: открытый водоотлив и глубинное водопонижение.

Если из-за большого притока воды в колодец трудно или экономически нецелесообразно организовывать водоотлив или водопонижение, а также при наличии неустойчивых грунтов, грозящих наплывом из-под ножа, колодцы погружают по второй схеме, т.е. с разработкой грунта под водой.

Разработка грунта под водой осуществляется преимущественно экскаваторами, оборудованными грейфером (рис. 7.16, б). При разработке мелкопесчаных и плавунных грунтов, чтобы предотвратить их наплыв из-под ножа, рекомендуется поднимать уровень воды в колодце на 1...3 м выше уровня подземных вод, накачивая в него воду.

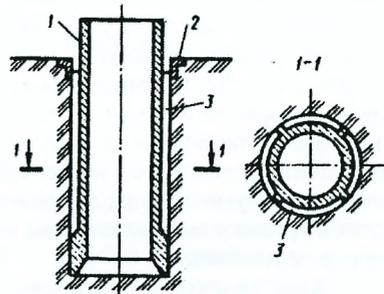
Недостатками погружения спускных колодцев с разработкой грунта под водой являются сложность контролирования этого процесса и трудность удаления крупных включений.

Погружение опускных колодцев в тиксотропных рубашках. Для преодоления сил трения, препятствующих погружению колодца, приходится увеличивать его вес, для чего стены делают значительно толще, чем это требуется из условия прочности. Однако и при большом весе колодца на практике нередко происходит его зависание в грунте, когда силы трения возрастают настолько, что дальнейшее погружение прекращается еще до достижения сооружением проектной отметки.

Для уменьшения сил трения инж. А.В. Озеров (1945г.) предложил метод погружения колодцев в тиксотропной рубашке. Суть метода заключается в следующем. Благодаря уступу, устраиваемому в ножевой части наружной стены колодца, при погружении вокруг него образуется полость (рис. 7.17). Для обеспечения устойчивости грунта стенок полости от оползания или обрушения ее заполняют глинистым раствором с тиксотропными свойствами, который и образует вокруг колодца так называемую тиксотропную рубашку. В результате контакт колодца с грунтом при нормальном его опускании происходит только в пределах ножевой части, имеющей относительно небольшую площадь боковой поверхности. Выше ножевого участка стенка колодца и грунт разделены тиксотропной жидкостью, что значительно снижает силы трения по наружной поверхности оболочки. Это практически исключает опасность зависания опускаемых колодцев в процессе погружения и позволяет резко уменьшить их вес.

1 – опускаемый колодец; 2 – форшахта;
3 – тиксотропная рубашка

Рисунок 7.17 – Схема погружения опускаемого колодца в тиксотропной рубашке



При погружении колодцев в тиксотропной рубашке высота ножевой части (расстояние от банкетки до наружного уступа) принимается независимо от глубины погружения равной 2...2,5 м, а ширина уступа – 10...15 см. Меньшая ширина уступа хотя и позволяет снизить ширину полости тиксотропной рубашки, что сокращает расход глинистого раствора, но требует особо точного погружения колодца, чтобы избежать его частых навалов на грунтовую стену.

Заполнение полости тиксотропной рубашки глинистым раствором может производиться путем закачивания раствора непосредственно сверху или его подачей в нижнюю зону рубашки через инъекционные трубы. Первый способ применяют при погружении колодцев в глинистые грунты, второй – в песчаные, особенно водонасыщенные, как обеспечивающие большую устойчивость стенок полости тиксотропной рубашки.

Глинистые суспензии для тиксотропных рубашек лучше всего готовить из бентонитовых глин. Однако бентонитовые глины являются, к сожалению, достаточно редким и дорогим материалом, поэтому при их отсутствии глинистые суспензии можно приготовить из местных глин, имеющих число пластичности не менее 0,2 и содержащих частиц размером крупнее 0,5 мм не более 10%, и частиц мельче 0,005 мм – не менее 30%. Пригодность местных глин определяется по результатам лабораторных испытаний растворов, полученных на основании этих грунтов.

Если опускной колодец погружается в водонасыщенные грунты, то после достижения им проектной отметки глинистый раствор в полости тиксотропной рубашки заменяется цементно-песчаным для увеличения сил трения сооружения о грунт с целью предотвращения его всплытия. Замена глинистого раствора на цементно-песчаный называется *тампономжем*, а заменяющий раствор – *тампономжным раствором*.

В тех случаях, когда взвешивающее действие воды не будет вызывать большой опасности всплытия (не слишком высокий уровень подземных вод, значительный вес колодца и т.д.), для увеличения сил трения можно заполнять полость тиксотропной рубашки галечником или гравием.

Характерные осложнения при погружении колодцев и методы их устранения. При погружении опускных колодцев в грунт могут возникнуть следующие характерные осложнения: перекосы, зависания, самопроизвольное опускание, появление трещин в стенах.

Вертикальность погружения колодцев в грунт систематически проверяется геодезическим инструментом (через каждый метр погружения). Обнаруженные перекосы (крены) исправляются тремя способами: опережающей и более интенсивной разработкой грунта под ножевой частью колодца, погружившейся на меньшую глубину; дополнительной пригрузкой того участка стены колодца, которая погружилась на меньшую глубину; локальным уменьшением трения о наружную поверхность стены, менее заглубленную в грунт, что можно достичь откопкой грунта у наружной стены колодца, размывом грунта гидрогной или его виброразрушением.

Зависание колодца вследствие ошибок в оценке инженерно-геологических условий строительной площадки устраняют увеличением его веса (наращивание следующего яруса, дополнительная пригрузка камнем, бетонными блоками и пр.) или уменьшением трения при помощи различных подмывных устройств.

Самопроизвольное опускание происходит в тех случаях, когда основание сложено слабыми грунтами и не выдерживает нагрузок от колодца. Его можно остановить двумя способами. По первому способу под наклонную грань ножа колодца подводят специальные железобетонные блоки, увеличивающие площадь его опирания на грунт. Второй способ используется тогда, когда произвольное опускание колодца предвидится заранее, и заключается в том, что с наружной стороны устраивают железобетонную кольцевую консоль, которая, опираясь на предварительно подготовленную поверхность земли, задерживает дальнейшее погружение колодца.

Трещины в стенах колодца могут появиться либо вследствие недостаточной их жесткости и неполного учета нагрузок и сил, действующих на колодец в процессе его погружения, либо за счет нарушения технологии производства работ по погружению колодца.

Расчет опускных колодцев. Расчет производится на нагрузки и воздействия, возникающие в условиях их строительства и эксплуатации. Основным является расчет на строительные нагрузки, так как в подавляющем большинстве случаев оболочки колодцев во время их изготовления и погружения оказываются в более напряженном состоянии, чем при эксплуатации.

Опыт проектирования показал, что проверка многих опускных колодцев, особенно массивных, на эксплуатационные нагрузки вообще не требуется, так как они заведомо обладают достаточно большим запасом прочности.

На колодец при погружении его в грунт действуют следующие основные нагрузки (рис. 7.18): собственный вес колодца G ; пригрузка колодца при погружении Q ; горизонтальное давление грунта на стенки колодца p_g ; гидростатическое давление воды на стенки колодца, если он погружается ниже уровня подземных вод p_w ; силы трения грунта по боковой поверхности колодца t ; реактивное давление грунта под подошвой ножа p .

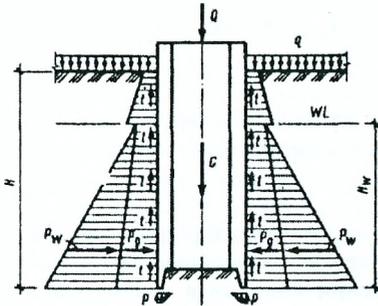


Рисунок 7.18 – Схема нагрузок, действующих на опускной колодец во время его погружения

Расчет опускных колодцев на строительные нагрузки включает: расчёт на погружение, расчёт стен на разрыв, расчёт ножевой части колодца, расчёт стен колодца на боковое давление грунта, расчёт прочности стен на изгиб в вертикальной плоскости, расчёт на всплытие. К расчетам на эксплуатационные нагрузки относятся расчет на всплытие, расчет днища и других элементов конструкции, а также при необходимости расчеты устойчивости (сдвиг по подошве, опрокидывание и т.п.)

Расчет на погружение и разрыв. Погружение колодца в результате действующих на него сил обеспечивается при соблюдении условия

$$\frac{(G + Q)}{(T + F)} = \gamma_{pl}, \quad (7.8)$$

где G – расчетное значение веса колодца при погружении, кН; Q – расчетное значение веса пригрузки, кН; T – полная расчетная сила трения грунта по боковой поверхности колодца, кН; F – сила расчетного сопротивления грунта под ножом колодца, кН; γ_{pl} – коэффициент надежности погружения, обычно принимаемый равным 1,15.

Все расчетные нагрузки определяют с учетом соответствующих коэффициентов перегрузки. При погружении колодца без водопонижения вес стен, находящихся ниже уровня подземных вод, рассчитывают с учетом взвешивания.

При слоистом напластовании расчетную силу трения определяют как средневзвешенную в пределах глубины погружения колодца:

$$T = u \sum_H t_i h_i, \quad (7.9)$$

где t_i – средняя удельная сила трения, кПа, в пределах слоя грунта мощностью h_i , м; u – периметр колодца.

При расчете колодца, погружаемого в тиксотропной рубашке, сила трения учитывается только на участке от низа колодца до начала тиксотропной рубашки. Трение по боковой поверхности колодца в зоне тиксотропной рубашки вследствие его малости в расчет не принимается.

Когда прорезаемая колодцем толща основания у поверхности сложена более плотными грунтами, чем нижележащие, появляется опасность заклинивания верхней части колодца и его зависания. В результате в стенах колодца возникают растягивающие напряжения N , которые могут привести к отрыву его нижней части.

Расчет опускаемых колодцев на разрыв выполняется, как правило, при глубине опускания $H > 15$ м. Если высота верхнего, более плотного, слоя при этом меньше половины глубины погружения, расчетная нормальная сила N может быть определена из условия

$$N = \gamma_{pl} T_1, \quad (7.10)$$

где T_1 – расчетная сила трения стен колодца по прочному грунту, кН.

При высоте более плотного верхнего слоя более половины проектной глубины погружения

$$N = G - T_1. \quad (7.11)$$

Для обеспечения прочности колодца на возможный разрыв вертикальное армирование стен проектируется исходя из определенной таким образом силы N .

Расчет на всплытие. При погружении колодца в водонасыщенные грунты после устройства днища на его подошву будет действовать гидростатическое давление воды, направленное снизу вверх. От всплытия колодец будут удерживать его вес и силы трения по наружной поверхности. Колодец не всплывет, если будет выполняться условие

$$\frac{(G + 0,5T)}{(A_w H_w \gamma_w)} \geq \gamma_{cm}, \quad (7.12)$$

где G – суммарный вес оболочки колодца и днища, кН, определяемый с коэффициентом надежности по нагрузке 0,9; T – сила трения по наружной поверхности колодца, кН; A_w – площадь колодца по внешнему периметру ножа, м²; H_w – расстояние от уровня подземных вод до низа ножа, м; $\gamma_{cm} = 1,2$ – коэффициент надежности на всплытие.

При проверке колодца на всплытие в эксплуатационном режиме величина G включает также и другие постоянно действующие нагрузки (внутреннее обустройство колодца, нагрузки от вышерасположенных конструкций и т.п.).

Если условие (7.12) не выполняется, то необходимо предусмотреть устройство анкерных креплений или увеличить вес колодца.

7.6 Кессоны

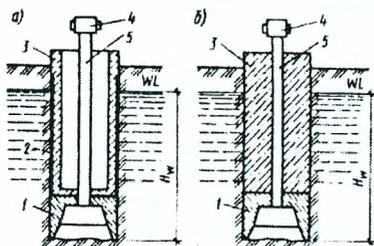
Кессонный метод устройства фундаментов глубокого заложения был предложен во Франции в середине XIX в. для строительства в сильно обводненных грунтах, содержащих прослойки скальных пород или твердые включения (валуны, погребенную древесину и т.д.). В этих условиях погружение опускаемых колодцев по схеме «насухо» требует больших затрат на водоотлив, а разработка грунта под водой невозможна из-за наличия в грунте твердых включений.

Кессон схематически представляет собой опрокинутый вверх дном ящик, образующий рабочую камеру, в которую под давлением нагнетается сжатый воздух, уравнивающий давление грунтовой воды на данной глубине, что не позволяет ей проникать в рабочую камеру, благодаря чему разработка грунта ведется насухо без водоотлива.

По сравнению с опускными колодцами кессонный способ устройства фундаментов и подземных сооружений является более дорогостоящим и сложным, поскольку требует специального оборудования (компрессоры, шлюзовые аппараты, шахтные трубы и т.д.). Кроме того, этот способ связан с пребыванием людей в зоне повышенного давления воздуха, уравнивающего гидростатический напор воды, что приводит к снижению производительности труда, значительно сокращает продолжительность рабочих смен (до 2 ч при избыточном давлении 350...400 кПа) и ограничивает глубину погружения кессонов до 35...40 м ниже уровня подземных вод, поскольку максимальное добавочное давление, которое может выдержать человек, составляет 400 кПа.

В связи с вышесказанным кессоны применяют значительно реже других типов фундаментов глубокого заложения.

Конструкция кессонов и оборудование для их опускания. Кессон состоит из двух основных частей: кессонной камеры и надкессонного строения (рис. 7.19).



- а* – для заглубленного помещения;
- б* – для глубокого фундамента;
- 1* – кессонная камера; *2* – гидроизоляция; *3* – надкессонное строение;
- 4* – шлюзовый аппарат;
- 5* – шахтная труба

Рисунок 7.19 – Схема устройства кессона

Кессонная камера, высота которой по санитарным нормам принимается не менее 2,2 м, выполняется из железобетона и состоит из потолка и стен, называемых *консолями*. Консоли камеры с внутренней стороны имеют наклон и заканчиваются ножом. Толщина консолей в месте примыкания к потолку составляет 1,5...2 м, ширина банкетки принимается равной 25 см. Конструкция ножа кессона такая же, как и опускного колодца.

Для изготовления кессонных камер применяют бетон класса не менее $C^{28}/_{35}$, а их армирование ведется на усилии, возникающие в процессе возведения кессона. При бетонировании кессонной камеры в ее потолке оставляют отверстия для установки шахтной трубы, труб сжатого воздуха и воды, а также подводки электроэнергии.

Надкессонное строение в зависимости от назначения кессона выполняется либо как колодец с железобетонными стенками (под заглубленные помещения), либо в виде сплошного массива из монолитного бетона или железобетона (для фундаментов глубокого заложения). Если надкессонное строение выполняется под заглубленное помещение, то на его наружные стены наносится гидроизоляция для защиты кессона от проникновения в него воды.

Как и в случае опускаемых колодцев, надкессонное строение возводят или сразу на всю проектную высоту, или же ярусами по мере погружения.

Главными элементами оборудования для опускания кессонов являются шлюзовые аппараты, шахтные трубы и компрессорная станция.

Шлюзовой аппарат, соединенный с кессонной камерой шахтными трубами, предназначен для шлюзования людей и грузов при их спуске в кессонную камеру и при подъеме из нее. Процесс шлюзования и вышлюзовывания рабочих происходит следующим образом. Рабочий входит в пассажирский прикамерок шлюза, где давление постепенно повышается от атмосферного до имеющегося в рабочей камере. На этот процесс затрачивается, как правило, от 5 до 15 мин, что необходимо для адаптации организма человека к условиям повышенного давления, после чего по шахтной трубе рабочий опускается в рабочую камеру кессона. Выход из рабочей камеры кессона осуществляется в обратной последовательности, но при этом на снижение давления воздуха в пассажирском прикамерке шлюза до уровня атмосферного требуется в 3...3,5 раза больше времени, чем на переход от атмосферного давления к повышенному. Здесь необходимо проявлять особую осторожность, поскольку быстрый переход от повышенного давления к атмосферному может быть причиной так называемой кессонной болезни.

Для обеспечения нормальных условий работы рабочая камера и шлюзовой аппарат обеспечивают электроосвещением, телефонной связью, системой звуковых и световых сигналов.

Производство кессонных работ. Последовательность производства работ при строительстве кессонов такая же, как и при строительстве опускаемых колодцев.

Сначала на спланированной поверхности грунта или на дне пионерного котлована возводится кессонная камера, на которой монтируются шлюзовой аппарат и шахтные трубы. Одновременно вблизи кессона сооружается компрессорная станция и монтируется оборудование для подачи в кессон сжатого воздуха.

После того как бетон кессонной камеры приобретет проектную прочность, ее снимают с подкладок и начинают погружение. Сжатый воздух начинают подавать в кессонную камеру, как только ее нижняя часть достигнет уровня подземных вод. Давление воздуха, обеспечивающее отжим воды из камеры кессона, определяется из условия

$$p_b \geq H_w \gamma_w, \quad (7.13)$$

где p_b – избыточное (сверх атмосферного) давление воздуха, кПа; H_w – гидростатический напор на уровне банкетки ножа, м; γ_w – удельный вес воды, кН/м³.

По мере погружения кессона в грунт наращивают шахтные трубы, если это необходимо, и возводят надкессонную часть сооружения.

После опускания кессона на проектную глубину все специальное оборудование демонтируется, а рабочая камера заполняется бетоном.

Грунт в камере кессона разрабатывается ручным или гидромеханическим способом.

Ручная разработка грунта применяется при погружении кессонов в породы, не поддающиеся размыву (плотные глинистые, скальные грунты и т.п.). В этих случаях грунт разрабатывается ручным механизированным инструментом (отбойные молотки, пневмобуры), а разрушение скальных пород и дробление

валунов производится взрывным способом мелкими шпуровыми зарядами. Разработанный грунт грузится в бады, подвешенные к смонтированному на потолке камеры монорельсу, и подается к шахтному отверстию.

Гидромеханическая разработка грунта применяется при погружении в грунты, поддающиеся размыву (песчаные, супесчаные, песчано-гравелистые). Разработка грунта производится гидромониторами, а разжиженная масса (пульпа) удаляется из камеры гидроэлеваторами или эжекторами.

Гидромониторы и гидроэлеваторы могут работать по заданной программе, что позволяет сократить до минимума число рабочих, находящихся в кессонной камере под давлением сжатого воздуха. Имеется опыт разработки грунта в кессонной камере вообще без присутствия в ней рабочих, когда все управление гидромеханизмами выносится за ее пределы. Такой способ опускания кессонов называется *слепым*.

Расчет кессонов производится аналогично расчету опускных колодезев, но с учетом специфики их погружения и конструктивных особенностей. Так, при расчете кессонов на погружение к нагрузкам, действующим на обыкновенный опускной колодезь, добавляется давление сжатого воздуха на потолок кессонной камеры, а расчет прочности кессона сводится в основном к расчету конструкции его кессонной камеры, на которую в процессе ее изготовления и погружения действуют следующие нагрузки: собственный вес кессонной камеры; горизонтальное давление грунта и воды снаружи; силы трения о грунт; реактивное давление грунта на ножевую часть консоли; вес надкессонной кладки; давление сжатого воздуха на потолок и консоли кессонной камеры.

По полученным в результате расчета усилиям проверяют прочность и трещиностойкость кессона как железобетонной конструкции.

7.7 Тонкостенные оболочки и буровые опоры

Тонкостенные оболочки из сборных железобетонных элементов промышленного изготовления начали широко применять при возведении фундаментов глубокого заложения с появлением мощных вибропогружателей, позволяющих погружать в грунт элементы больших размеров.

Тонкостенная оболочка представляет собой пустотелый цилиндр из обычного или предварительно напряженного железобетона.

Оболочки выпускаются секциями длиной от 6 до 12 м и наружным диаметром от 1 до 3 м. Длина секций кратна 1 м, толщина стенок составляет 12 см.

На рис. 7.20 в качестве примера показана секция оболочки диаметром 1,6 м.

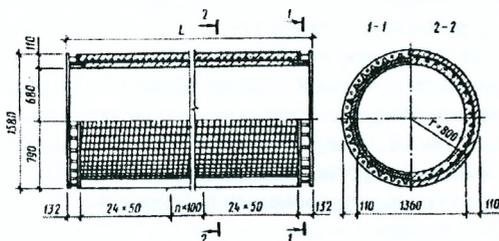
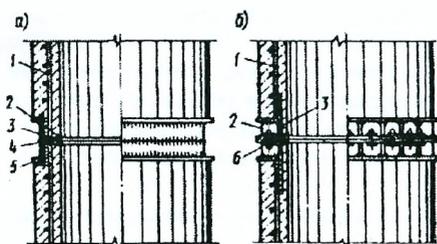


Рисунок 7.20 – Конструкция типовой оболочки диаметром 1,6 м

На строительной площадке секции оболочки или предварительно укрупняются, или наращиваются в процессе погружения с помощью специальных стыковых устройств. Анализ накопленного опыта показал, что наилучшими типами стыков являются сварной, применяемый для предварительной сборки на строительной площадке, и фланцевый на болтах, используемый для наращивания оболочек в процессе погружения (рис. 7.21).



- а* – сварной стык;
- б* – фланцево-болтовой стык;
- 1* – стержень продольной арматуры;
- 2* – ребро; *3* – обечайка;
- 4* – сварной шов; *5* – стальной стержень;
- 6* – болт

Рисунок 7.21 – Стыки секций оболочки

Погружение оболочек в грунт осуществляется, как правило, вибропогружателями. Для облегчения погружения, а также для предотвращения разрушения оболочки при встрече с твердыми включениями конец нижней секции снабжается ножом.

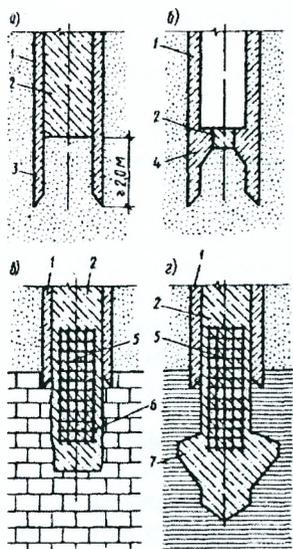
Для повышения сопротивления оболочки действию значительных по величине внешних усилий обычно ее полость после погружения до заданной глубины заполняется бетоном. При погружении в песчаные грунты внизу оставляют уплотненное песчаное ядро высотой не менее 2 м (рис. 7.22, *а*). Благодаря этому сохраняется естественная плотность песчаного грунта в основании оболочки, что обеспечивает лучшее использование его несущей способности.

Заполнение оболочек бетоном значительно замедляет темпы производства работ и снижает процент сборности фундамента, особенно при оболочках большого диаметра. Чтобы снизить объем укладываемого бетона или вообще исключить производство бетонных работ на строительной площадке, разработаны конструкции оболочек с утолщенными до 16...20 см стенками (усиленные оболочки). Усиленные оболочки обладают достаточной прочностью для их вибропогружения в труднопроходимые грунты, характеризующиеся включениями галечника и валунов (что на практике создавало серьезные трудности при погружении обычных оболочек и не раз приводило к их разрушению), и не требуют обязательного последующего заполнения бетоном, по крайней мере, на полную высоту. Применение таких оболочек значительно сокращает объем бетонных работ, производимых на строительной площадке.

Разновидностью усиленных оболочек являются оболочки с несущей диафрагмой. Диафрагма устраивается в нижней секции оболочки на высоте одного-двух ее диаметров и имеет центральное отверстие для извлечения грунта из ее полости при погружении (рис. 7.22, *б*). После посадки диафрагмы на грунт на последнем этапе погружения отверстие заливают бетоном. Такие оболочки предназначаются для фундаментов, устраиваемых в песчаных и песчаногравийных грунтах без включения валунов.

Если оболочка погружается до скальных грунтов, то ее нижний конец, как правило, заделывается в скалу. Для этого в скальной породе через оболочку бурят скважину диаметром, равным внутреннему диаметру оболочки, и после установки арматурного каркаса скважину и оболочку заливают бетоном (рис. 7.22, в).

В нескальных грунтах увеличение несущей способности оболочки по грунту достигается устройством внизу уширенной пяты. Полость для уширенной пяты делают либо разбуриванием, либо камуфлетным взрывом с последующим заполнением ее бетонной смесью (рис. 7.22, з). Практика показала, что устройство уширений наиболее целесообразно в глинистых грунтах средней прочности.



- а – оболочка с уплотненным песчаным ядром;
 б – усиленная оболочка с несущей диафрагмой;
 в – оболочка, заделанная в скалу; з – оболочка с уширенной пятой; 1 – оболочка; 2 – бетонное заполнение; 3 – нож; 4 – несущая диафрагма; 5 – арматурный каркас; б – буровая скважина в скальной породе; 7 – уширенная пята

Рисунок 7.22 – Конструкция сборных железобетонных оболочек

Оболочки, заделанные в скалу или имеющие внизу уширение, обладают значительной несущей способностью (10 МН и более), поэтому обязательно заполняются бетоном на всю высоту. Исключение составляют только усиленные оболочки, где иногда можно ограничиться устройством только нижней бетонной пробки.

Тонкостенные оболочки из сборных железобетонных элементов обладают рядом достоинств, позволяющих им во многих случаях конкурировать с другими типами фундаментов глубокого заложения. Прежде всего надо отметить индустриальность их изготовления, высокую сборность и механизацию всех работ, что позволяет значительно сократить сроки строительства и уменьшить трудоемкость возведения фундаментов. Кроме того, применение оболочек позволяет лучше использовать прочностные свойства материала фундамента используются на 10...15%, те в оболочках – на 40...60%. **Особенно экономичными являются оболочки, заделанные основанием в скальные грунты, когда их материал может быть использован практически полностью.**

Наиболее рационально тонкостенные оболочки применять при больших вертикальных и горизонтальных нагрузках. Такие сочетания нагрузок наиболее характерны для мостов, гидротехнических и портовых сооружений.

Буровые опоры представляют собой бетонные столбы, которые возводятся путем укладки бетонной смеси в предварительно пробуренные скважины. Укладка бетонной смеси производится под защитой либо глинистого раствора, либо обсадных труб, извлекаемых при бетонировании.

Технология устройства буровых опор та же, что и буронабивных свай, т.е., по существу, они представляют собой буронабивные сваи большого диаметра (более 80 см).

Нижние концы буровых опор обязательно доводят до плотных грунтов, поэтому они работают как стойки. Иногда их делают с уширенной пятой. При необходимости буровые опоры армируются, но, как правило, только на участках сопряжений со скальной породой и с ростверком.

Буровые опоры обладают значительной несущей способностью (10 МН и более) и рассчитываются как сваи-стойки, изготовленные в грунте.

«Стена в грунте»

Способ «стена в грунте» предназначен для устройства фундаментов и заглубленных в грунт сооружений различного назначения. Способ заключается в том, что сначала по контуру будущего сооружения в грунте отрывается узкая глубокая траншея, которая затем заполняется бетонной смесью или сборными железобетонными элементами. Возведенная таким образом стена может служить конструктивным элементом фундамента, ограждением котлована или стеной заглубленного помещения.

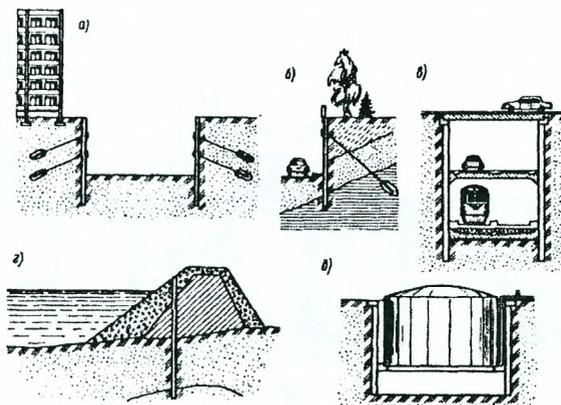
Способ «стена в грунте» используется при возведении фундаментов под тяжелые здания и сооружения, подземных частей и конструкций промышленных и гражданских зданий, строительстве подземных гаражей, переходов и развязок на автомобильных дорогах, водопроводно-канализационных инженерных сооружений.

Помимо фундаментов и указанных конструкций, способом «стена в грунте» можно устраивать противофильтрационные завесы, заполняя траншею противофильтрационными материалами.

Устройство «стены в грунте» наиболее целесообразно в водонасыщенных грунтах при высоком уровне подземных вод. Способ особенно эффективен при заглублении стен в водоупорные грунты, что позволяет полностью отказаться от водоотлива или глубинного водопонижения, а также от выполнения таких строительных работ, как забивка шпунта, замораживание и т. п. для крепления стен глубоких котлованов.

Существенным достоинством этого способа является возможность устройства глубоких котлованов и заглубленных помещений вблизи существующих зданий и сооружений без нарушения их устойчивости, что особенно важно при строительстве в стесненных условиях, а также при реконструкции сооружений.

Некоторые примеры использования способа «стена в грунте» показаны на рис. 7.23.



а – котлованы в городских условиях; *б* – подпорные стенки; *в* – тоннели;
г – противофильтрационные диафрагмы; *д* – подземные резервуары

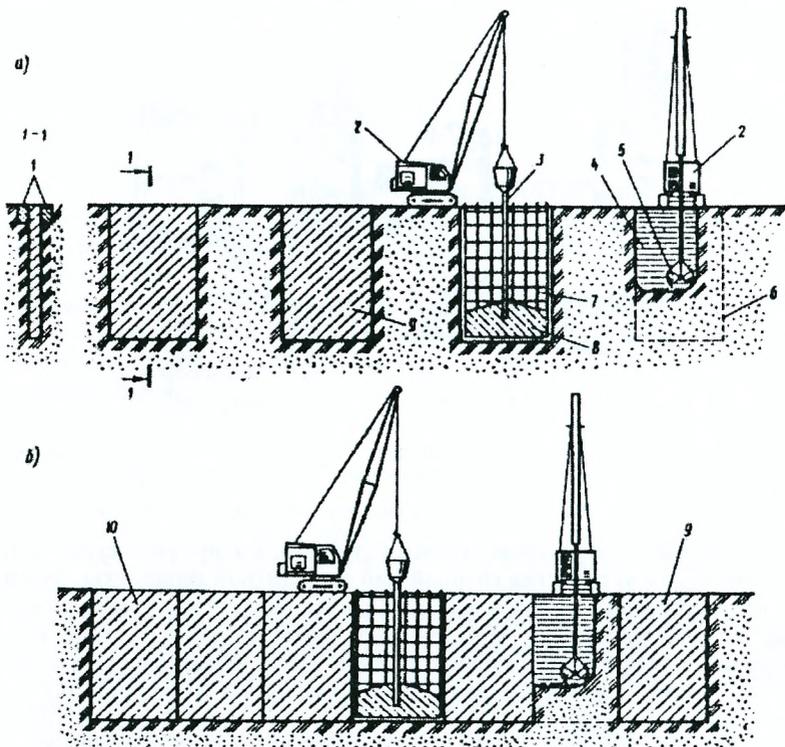
Рисунок 7.23 – Конструкции, сооружаемые способом «стены в грунте»

Технология устройства «стены в грунте». Сооружение стены в грунте начинается с устройства сборной или монолитной форшахты. Форшахта служит направляющей для землеройных машин, опорой для подвешивания армокаркасов, бетонолитных труб, сборных железобетонных панелей и т.п. и обеспечивает устойчивость стенок в верхней части. Форшахту обычно устраивают в траншее, отрытой по контуру будущей стены на глубину 0,7...0,8 м, внутреннее расстояние между стенками форшахты принимают на 10...15 см больше ширины траншеи. При высоком уровне подземных вод форшахту устраивают на подсыпке из песчаного грунта.

После устройства форшахты приступают к отрывке траншеи. Отрывку ведут отдельными захватками длиной 4...6 м. Откопав первую захватку на всю глубину стены (до 30...50 м), по ее торцам устанавливают ограничители из стальных труб или железобетонных столбов, арматурные сетки и методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) укладывают бетонную смесь. Затем переходят к захватке «через одну», а после ее устройства – к промежуточной и т.д., в результате чего получается сплошная стена (рис. 7.24).

Такой метод устройства стены в грунте называется *методом последовательных захваток или секционным методом*. На практике работы по бетонированию одной захватки и отрывке последующей часто совмещают.

Для удержания стен захватки против обрушения по мере углубления в нее подливают тиксотропный глинистый раствор. Уровень раствора должен быть всегда выше уровня подземных вод, чтобы исключить фильтрацию воды из грунта в траншею. Для приготовления глинистых растворов используют бенитовые глины, а при их отсутствии – местные глины, к которым предъявляются определенные требования. После отрывки захватки и заполнения ее бетонной смесью вытесненный глиняный раствор, содержащий частицы разрабатываемой породы, идет на очистку (регенерацию) и снова поступает в траншею.



а – первая очередь работ; б – вторая очередь работ; 1 – форшахта, 2 – базовый механизм; 3 – бетонолитная труба; 4 – глинистый раствор; 5 – грейфер; 6 – траншея под одну захватку; 7 – арматурный каркас; 8 – бетонная смесь; 9 – забетонированная секция; 10 – готовая «стена в грунте»

Рисунок 7.24 – Последовательность возведения «стены в грунте»

Разработка грунта в траншеях ведется оборудованием циклического или непрерывного действия. К оборудованию циклического действия относятся экскаваторы типа «обратная лопата» с удлиненной стрелой и узким ковшом, позволяющие отрывать траншеи глубиной до 7...8 м, и двухчелюстные грейферы, подвешенные на канате стрелы крана-экскаватора либо закрепленные на специальной жесткой штанге. Грейферы имеют большое раскрытие челюстей (3...5 м), что позволяет разрабатывать грунт одновременно на всю длину захватки. Более удобны штанговые грейферы, внедряемые в грунт под значительным усилием.

В механизмах непрерывного действия грунт разрабатывается вращающимися фрезами, перемешивается с глинистым раствором и в виде пульпы эрлифтом выдвигается на поверхность. Оборудование непрерывного действия более производительное, но и более сложное и дорогое в эксплуатации.

Наряду с монолитным бетоном формирование стены в грунте можно осуществлять заполнением секций траншей сборными железобетонными панелями. Для удобства монтажа толщина панелей принимается на 6...10 см меньше ширины траншеи, а образовавшиеся зазоры заполняют специальным цементно-песчаным или цементно-глинистым тампонажным раствором. Тампонажный раствор во время закладки должен быть жидким, а после твердения иметь прочность не ниже прочности окружающего грунта, легко сниматься с внутренней поверхности панелей при отрывке котлована и быть водонепроницаемым.

При устройстве стен из сборных железобетонных панелей из технологического цикла исключается трудоемкий процесс бетонирования на строительной площадке, ускоряются темпы производства работ, достигается высокое качество внутренней поверхности стен. Кроме того, появляется возможность устройства стен с выступами, окнами для пропуска анкеров, закладных деталей для крепления панелей и т. д.

После возведения «стены в грунте» по всему периметру сооружения (массивного фундамента, заглубленного помещения и т.п.) удаляют грунт из внутреннего пространства и возводят внутренние конструкции. Устойчивость стены при удалении грунта обеспечивается ее заделкой в основание. Если заделки в основание недостаточно, то проектом должны предусматриваться распорные или анкерные крепления. Распорные крепления применяют при расстоянии между параллельными несущими стенами до 15 м. При расстоянии между стенами свыше 15 м, когда установка распорных креплений затруднена, устойчивость стен обеспечивается применением анкеров.

Расчет устойчивости «стены в грунте» и ее прочности производят методом «упругой линии» или методом конечных элементов.

8 ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

8.1 Общие положения

Опыт строительства и эксплуатации многих зданий и сооружений показывает, что при определенных инженерно-геологических условиях эти здания иногда получают резко неравномерные осадки, которые приводят их к деформации и даже разрушению. Такие явления особенно часто наблюдались в районах распространения структурно-неустойчивых грунтов, к которым относятся лессовые грунты, мерзлые и вечномерзлые грунты, пески, находящиеся в рыхлом состоянии, илы и чувствительные суглинки и глины, а также набухающие грунты.

В природном состоянии эти грунты обладают структурными связями, которые при определенных воздействиях резко снижают свою прочность или полностью разрушаются. Дополнительные воздействия могут иметь механическую природу (быстро возрастающие, динамические, вибрационные нагрузки) или обуславливаться физическими процессами (повышение температуры мерзлых грунтов, обводнение лессовых или засоленных грунтов и т.п.).

К основным физическим воздействиям относятся увлажнение грунтов (лессов и набухающих глин), оттаивание грунтов (мерзлых), химическая и механическая суффозия, выветривание. Такие воздействия опасны, так как при разрушении структурных связей грунты теряют свою прочность и резко увеличивают деформативность.

К основным механическим воздействиям относятся приложение внешней нагрузки, динамические импульсы (вибрация, колебания при ударах и др.), перемятие грунтов. Особенно чувствительны к механическим воздействиям несвязные и слабосвязные грунты (рыхлые пески, слабые, насыщенные водой пылевато-глинистые грунты, илы, заторфованные грунты и др.).

При использовании структурно-неустойчивых грунтов в качестве основания сооружений рассматривают условия, при которых возможно нарушение их природной структуры и развитие просадки, и принимают меры, исключающие развитие такого рода деформаций.

8.2 Использование слабых грунтов в качестве оснований сооружений

К слабым грунтам также относятся насыщенные водой сильно-сжимаемые грунты, которые при обычных скоростях приложения нагрузок на основания теряют свою прочность, вследствие чего уменьшается их сопротивляемость сдвигу и возрастает сжимаемость.

К слабым грунтам относят ленточные глины, насыщенные водой илы, польдневые глины, рыхлые пески и некоторые другие грунты.

Такие грунты очень чувствительны к перемятию, которое ведет к уменьшению их сцепления и угла внутреннего трения, а также к увеличению сжимаемости в 2...3 раза и более.

Непосредственно на таких грунтах возводить фундаменты нельзя. В этих случаях обычно устраивают песчаную подушку, которая не только уменьшает интенсивность давления от фундамента, но и плавно распределяет его по кровле слоя слабых грунтов, снижая возможность образования

зон сдвигов (пластических деформации) и тем самым уменьшая перемятие грунтов. Кроме того, песчаная подушка частично способствует изменению направления фильтрации воды вверх, т.е. уменьшает гидродинамическое давление, направленное из-под фундамента в стороны. Еще большего эффекта добиваются, когда под подушкой устраивают вертикальные дренажи.

Аналогичным образом деформируются и заторфованные грунты с сильно разложившимися органическими остатками, утратившими свою волокнистость. Возводить ответственные сооружения на такого рода грунтах небезопасно. В связи с этим слабые грунты часто прорезают сваями или устраивают фундаменты глубокого заложения. Однако при строительстве сравнительно легких зданий и сооружений на большой толще слабых грунтов обычно принимают менее затратные и эффективные дешевые решения – устраивают искусственно улучшенные основания.

В связи с этим в пределах величины поднятия дна котлована будут развиваться осадки разуплотнения. Необходимо помнить, что структура слабых грунтов очень легко нарушается во время производства котлованных работ, поэтому следует применять меры к ее сохранению.

При использовании слабых грунтов в основании сооружения надо проявлять заботу о сохранении в них напряженного состояния, возникшего после приложения нагрузок, в течение всего периода его эксплуатации. Напряженное состояние в слабых грунтах может изменяться при возведении тяжелых сооружений около существующих, выполнении подсыпки территории, понижении уровня подземных вод и в других случаях. Особенно тяжелые последствия могут наблюдаться при опускании уровня подземных вод ниже слоев заторфованных грунтов и торфов. В образующейся при этом зоне аэрации развиваются процессы гниения органических остатков, которые приводят к медленно развивающейся просадке сооружения.

В результате изменения напряженного состояния грунтов могут также появиться дополнительные осадки свайных фундаментов вследствие возникновения отрицательного трения.

Кроме рассмотренных ранее основных мер по снижению чувствительности конструкций к неравномерным осадкам, заключающихся в повышении гибкости конструкций за счет осадочных швов и разрезки многопролетных строений, а также в увеличении их прочности, используют следующие приемы:

- проектируют здания простой конфигурации в плане (прямоугольные, круглые), поскольку при наличии изломов здания в плане образующиеся входящие углы получают, как правило, наибольшую осадку, а в примыкающих друг к другу прямоугольных в плане частях здания возникают дополнительно деформации скручивания;

- проектируют равноэтажные здания или более высокие части сооружения предусматривают в тех местах, где ожидается меньшая осадка;

- придают зданиям и сооружениям строительный подъем на величину всей или части ожидаемой осадки с учетом ее неравномерностей, т.е. располагают фундамент выше, чем это требуется для условий нормальной эксплуатации; в таком случае после развития ожидаемых осадок здание будет занимать проектное положение;

- предусматривают в конструкциях здания увеличенные, с учетом ожидаемых неравномерностей осадки, габаритные размеры для возможности рихтовки подкрановых путей, направляющих лифтов и др;

- оставляют над вводами в здание отверстия, чтобы стены оседающего здания не давили на трубопроводы; канализационные выпуски делают с уклонами, превышающими неравномерность осадки поверхности грунта около здания.

В некоторых случаях, кроме перечисленных мер и приемов, предусматривают следующие конструктивные решения: устанавливают каркасные здания на фундаментах так, чтобы в случае неравномерных осадок можно было поднять колонны домкратами; укладывают под фундаменты высоких зданий резиновые пневматические подушки, которые позволяют уменьшить крен; располагают входы в лифты высоких зданий по направлению продольной оси здания, увеличивая размеры шахты в поперечном направлении на величину ожидаемого смещения верха шахты при крене здания (такой прием позволяет нейтрализовать влияние крена, развивающегося в поперечном направлении здания). Возможны и иные решения в зависимости от ожидаемых неравномерностей осадок и особенностей самого сооружения.

Рассмотренные приемы уменьшения чувствительности несущих конструкций к неравномерным осадкам используются при строительстве и на других структурно-неустойчивых грунтах.

8.3 Фундаменты на просадочных грунтах

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

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

$$\Pi = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (8.1)$$

где e – коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности; e_L – коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести w_L , и определяемый по формуле:

$$e_L = w_L \frac{\rho_s}{\rho_w}, \quad (8.2)$$

где ρ_s и ρ_w – соответственно плотности твердых частиц и воды.

К просадочным относятся лессы и лессовидные грунты, у которых при числе пластичности $0,01 \leq I_p \leq 0,1$; $0,1 \leq I_p < 0,14$ и $0,14 \leq I_p \leq 0,22$ показатель просадочности $П$ соответственно меньше 0,1; 0,17 и 0,24. Следует отметить, что показатель просадочности является номенклатурным признаком и лишь определяет склонность грунта к просадкам, не позволяя достоверно дать величину возможной просадочности грунта.

8.3.1 Характеристики просадочных свойств

К числу основных характеристик относятся относительная просадочность ϵ_{st} , начальное просадочное давление P_{st} и начальная просадочная влажность W_{st} .

Относительная просадочность определяется по результатам испытаний грунтов в компрессионных приборах. Одним из методов испытаний является уплотнение грунта в компрессионном приборе при различных величинах уплотняющих давлений p с последующим замачиванием образцов и измерением величины просадки. На рис. 8.1, а приведена характерная кривая изменения высоты исследуемого образца грунта в процессе одного испытания. На участке ab происходит осадка образца за счет роста давления p от 0 до заданной величины, при которой производится замачивание грунта. Вертикальный участок bc соответствует просадке замоченного образца при постоянном давлении, участок cz – осадке водонасыщенного грунта при дальнейшем росте давления после стабилизации просадки. Графики на рис. 8.1 и 8.2, а качественно согласуются друг с другом.

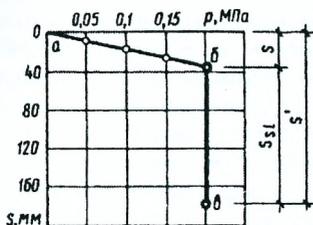


Рисунок 8.1 – Осадка фундамента на лёссовом грунте

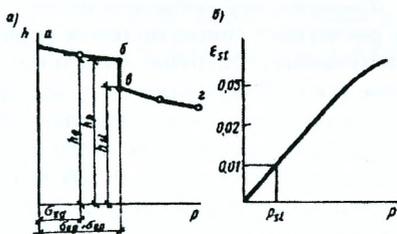


Рисунок 8.2 – Зависимость деформаций (а) и относительной просадочности (б) лёссового грунта от нормального давления

Относительная просадочность представляет собой относительное сжатие грунта при заданных давлениях и степени повышения влажности и определяется из результатов испытаний по формуле:

$$\epsilon_{st} = \frac{h_p - h_{st}}{h_g}, \quad (8.3)$$

где h_p – высота образца грунта природной влажности, обжатого давлением, равным давлению от собственного веса грунта σ_{zg} и нагрузки от фундамента σ_{zp} или только от веса грунта σ_{zg} в зависимости от того, какие силовые факторы являются причиной просадки; h_{st} – высота образца после замачивания при том же давлении; h_g – высота образца природной влажности, обжатого давлением.

Грунт считается просадочным при условии $\varepsilon_{st} \geq 0,01$. Относительная просадочность зависит от давления, степени плотности грунта природной влажности и его состава, степени повышения влажности.

Начальное просадочное давление P_{st} – это давление, при котором относительная просадочность $\varepsilon_{st} = 0,01$, т.е. при котором грунт считается просадочным. Если провести компрессионные испытания лессового грунта с замачиванием образцов при различных нагрузках, можно получить график зависимости ε_{st} от давления p (рис. 8.2, б). Тогда оказывается легко установить для исследованного грунта значение начального просадочного давления P_{st} .

Как будет показано ниже, эта характеристика является очень важной при расчете просадок.

За начальную просадочную влажность W_{st} по аналогии принимается влажность, при которой в условиях заданных давлений относительная просадочность равна 0,01.

При расчете оснований и фундаментов на просадочных грунтах по второй группе предельных состояний требуется выполнение условия

$$S' \leq S_u, \quad (8.4)$$

где S' – полная деформация основания, S_u – предельно допустимая деформация для проектируемого сооружения.

Давления под подошвой фундаментов p при этом не должны превышать расчетного сопротивления грунтов R , вычисленного с использованием полученных экспериментально характеристик прочности лессовых грунтов φ и c . В зависимости от предполагаемого состояния грунтов по влажности эти характеристики определяются для грунтов природной влажности или в водонасыщенных образцах после их просадки. Следует иметь в виду, что замачивание лессовых просадочных грунтов приводит к значительному снижению их расчетного сопротивления и несущей способности. За счет разрушения структурных связей особенно резко (в 2... 10 раз) снижается сцепление при относительно небольшом (в 1,05...1,2 раза) уменьшении угла внутреннего трения. Если предполагается уплотнение или закрепление грунтов, расчетное сопротивление R определяется с использованием характеристик φ и c , полученных при испытании уплотненных или закрепленных грунтов.

8.3.2 Расчет просадочных деформаций

Расчет просадочных деформаций выполняется в тех случаях, когда не предусматриваются мероприятия по устранению просадочных свойств грунтов или когда эти свойства устраняются лишь частично, а предпринимаемые водозащитные мероприятия недостаточны для исключения вероятности замачивания грунтов просадочной толщи.

Важно установить возможные источники замачивания и области основания, в пределах которых грунты могут перейти в водонасыщенное состояние. На основа-

нии такого прогноза назначаются расчетные зоны, для которых оцениваются возможность просадочных явлений и величина просадки. Принципиально рассматриваются следующие схемы: замачивание значительных площадей при инфильтрации влаги с поверхности (например, атмосферные осадки и т.п.) или при подъеме уровня подземных вод; локальное замачивание грунтов непосредственно под фундаментом или на некоторой глубине от различных источников (утечки из лотков, трубопроводов, коллекторов, накопительных прудов и т.п.).

После того как установлены источник и зона возможного замачивания, определяются размеры деформируемой зоны h_{sl} , в пределах которой ожидаются просадочные деформации. Для этой цели строится суммарная эпюра изменения по глубине природных σ_{zg} и дополнительных σ_{sp} напряжений, а также эпюра начальных просадочных давлений p_{sl} (рис.8.3). Просадка учитывается в тех слоях, где выполняется условие

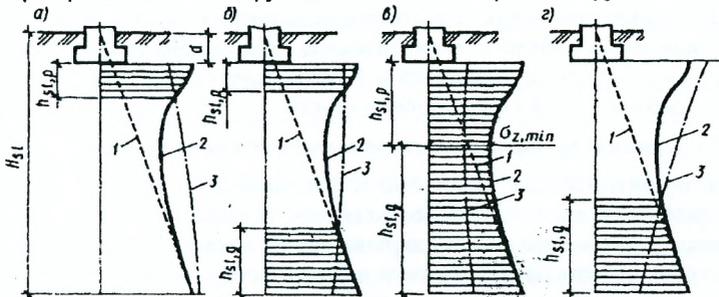
$$\sigma_{zg} + \sigma_{sp} > p_{sl}. \quad (8.5)$$

На рис. 8.3 приведены характерные случаи расположения деформируемых зон.

Просадка при замачивании больших площадей определяется методом элементарного суммирования по формуле:

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (8.6)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ – относительная просадочность грунта i -го слоя, соответствующая давлению $\sigma_{zg} + \sigma_{sp}$, которая может быть определена по опытной кривой типа, показанного на рис. 8.2, б; n – число слоев деформируемой зоны при $\varepsilon_{sl,i} \geq 0,01$; h_i – толщина i -го слоя ($h_i \leq 2$ м); $k_{sl,i}$ – коэффициент, учитывающий некоторую условность методик лабораторных испытаний грунтов и особенность просадки грунтов от нагрузки.



a – I тип грунтовых условий; $б, в, г$ – II тип грунтовых условий; 1 – эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} ; 2 – эпюра суммарных вертикальных напряжений от внешней нагрузки и собственного веса грунта $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{sp}$; 3 – изменение с глубиной начального просадочного давления p_{sl} ; H_{sl} – толщина слоя просадочных грунтов

Рисунок 8.3 – Схемы к расчету просадок основания

Для широких фундаментов ($b \geq 12$ м) и при определении просадки от собственного веса грунта принимается $k_{st} = 1$, для фундаментов шириной менее 3 м вычисляется по формуле:

$$k_{st,i} = \frac{0,5 + 1,5(p - p_{st,i})}{p_0}, \quad (8.7)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента; $p_{st,i}$ – начальное просадочное давление грунта i -го слоя; p_0 – давление, равное 100 кПа.

При $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ коэффициент $k_{st,i}$ определяется по линейной интерполяции.

Вернемся к схемам на рис. 8.3. На этих схемах выделены два участка деформируемой зоны: $h_{st,p}$, на котором просадка происходит от нагрузок, передаваемых фундаментом; $h_{st,g}$, на котором просадка обусловлена напряжениями от собственного веса грунта. Расчетные значения просадок на этих участках позволяют определить тип грунтовых условий строительной площадки по просадочности:

I тип – просадка грунта происходит в основном в пределах участка $h_{st,p}$ от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса (участок $h_{st,g}$) не превышает 5 см (рис. 8.3, а);

II тип – наряду с просадкой грунта от нагрузки, передаваемой фундаментом, в нижней части просадочной толщи (участок $h_{st,g}$) просадка превышает 5 см (рис. 8.3 б, в, г).

Указанное подразделение грунтовых условий по типам просадочности играет большую роль при назначении инженерных мероприятий и рациональных конструкций фундаментов на территориях, сложенных просадочными грунтами.

Тип просадочности лессового основания можно определить также опытным замачиванием котлована, открытого в испытуемых грунтах. Если при этом под действием собственного веса просадка грунта при замачивании будет не более 5 см, то грунты относятся к I типу, если толщина грунтов проседает более чем на 5 см – ко II типу просадочности.

8.3.3 Принципы строительства на просадочных грунтах

При проектировании оснований и фундаментов зданий на просадочных грунтах прежде всего учитывают возможность их замачивания и возникновения просадочных деформаций. В тех случаях, когда исключается замачивание, основания и фундаменты проектируются как на обычных непросадочных грунтах.

При возможности замачивания грунтов надежность и нормальная эксплуатация зданий и сооружений достигаются применением одного из следующих принципов:

- осуществление комплекса мероприятий, включающего подготовку основания, водозащитные и конструктивные меры;
- устранение просадочных свойств грунтов;
- прорезка просадочных грунтов глубокими фундаментами.

В комплекс водозащитных мероприятий входят: компоновка генплана; планировка застраиваемых территорий; устройство под зданиями и сооружениями маловодопроницаемых экранов; качественная засыпка пазух котлованов и траншей; устройство вокруг зданий водонепроницаемых отмосток; отвод аварийных вод за пределы зданий и в ливнеоточную сеть.

При планировке следует использовать пути естественного стока атмосферных вод. Применение песчаных грунтов, строительного мусора и других дренирующих материалов для планировочных насыпей, обратных засыпок, грунтовых подушек не допускается. Для этих целей должны использоваться местные лессовидные суглинки и глины с тщательным уплотнением. Вокруг зданий для отвода атмосферных вод устраиваются отмостки специальных конструкций.

8.3.4 Конструктивные мероприятия при строительстве на просадочных грунтах

Конструктивные мероприятия применяют обычно при строительстве на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий и назначают по расчету конструкций зданий и сооружений на неравномерные просадки. Мероприятия объединяют в три группы, по составу и способам осуществления традиционные для строительства в особых грунтовых условиях.

Повышение прочности и общей пространственной жесткости сооружений, выполняемое для относительно жестких зданий и сооружений, обеспечивается разрезкой зданий и сооружений осадочными швами на отсеки с ориентировочным расстоянием между осадочными швами для жилых, гражданских и промышленных многоэтажных зданий, равным 20...40 м, а для промышленных одноэтажных зданий – 40...80 м. Предусматриваются также устройство железобетонных поясов и армированных швов, усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений путем применения монолитных или сборно-монолитных фундаментов.

Для податливых и гибких зданий и сооружений иногда оказывается эффективным применение мероприятий по дополнительному увеличению податливости. Это достигается введением гибкой связи между отдельными элементами, повышением площади опирания отдельных конструктивных элементов и т. п.

Третья группа объединяет методы, обеспечивающие нормальную эксплуатацию зданий и сооружений при возможных, часто неравномерных, просадках. Для этого применяют конструктивные решения, позволяющие в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов, оборудования путем рихтовки подкрановых путей и направляющих лифтов, поднятия опор домкратами. Предусматриваются также увеличенные габариты между отдельными конструкциями, например, между мостовыми кранами и элементами покрытия.

8.3.5 Способы устранения просадочных свойств грунтов

Устранение просадочных свойств грунтов достигается их уплотнением или укреплением, устройством грунтовых подушек.

Эффективным способом является уплотнение тяжелыми трамбовками. На площадках с I типом грунтовых условий для небольших по ширине фундаментов (до 1,5...2 м) поверхностное уплотнение обычно оказывается достаточным для полной ликвидации просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов. На площадках со II типом грунтовых условий уплотнение тяжелыми трамбовками позволяет полностью или частично устранить просадку грунта только от нагрузки фундаментов и применяется в комплексе с водозащитными и конструктивными мероприятиями. Для полного устранения просадочных свойств грунтов на всю их толщу при II типе грунтовых условий этот метод применяется в сочетании с глубинным уплотнением для I уплотнения верхнего, так называемого буферного слоя. Удары тяжелых трамбоек создают колебания в грунтовом массиве, что следует учитывать при уплотнении грунтов вблизи существующих зданий и сооружений. Для приближенной оценки можно принять, что при энергии удара 300...400 кН·м сейсмичность распространяется на расстоянии: 3,5...4 м при 8 баллах, 5...7 м при 7 баллах, 9...10 м при 6 баллах.

Устройство грунтовых подушек обеспечивает создание в основании фундаментов слоя непросадочного грунта. Когда необходимо получить уплотненный слой грунта значительной толщины, применяется двухслойное уплотнение путем сочетания поверхностного уплотнения со дна котлована тяжелыми трамбовками и устройства по верху уплотненного слоя грунта грунтовой подушки. На площадках с I типом грунтовых условий этим методом полностью устраняется возможность просадки фундаментов.

При умеренных нагрузках от сооружений можно рекомендовать устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах, фундаментов в виде пирамидальных свай и забивных блоков. На площадках со II типом грунтовых условий применение указанных типов фундаментов допускается, если суммарная просадка грунта от собственного веса и нагрузок, передаваемых фундаментами, не превышает допустимой величины.

Использование катков имеет ограниченный характер, например, при уплотнении материала в теле грунтовых подушек. Применяется также поверхностное уплотнение подводными взрывами.

Уплотнение предварительным замачиванием дает возможность уплотнить грунты с глубины, на которой напряжения от собственного веса водонасыщенного грунта превышают начальное просадочное давление. Происходящее при этом понижение поверхности может распространиться на большие площади, поэтому данный метод наиболее целесообразно применять на вновь застраиваемых площадках. Широко используют также уплотнение оснований пробивкой скважин (грунтовые сваи) и глубинными взрывами.

Для укрепления просадочных грунтов применяют методы одноразовой силикатизации или термообжига. На площадках с I типом грунтовых условий укрепление производят в пределах деформируемой зоны для ликвидации просадочных свойств, повышения прочности и уменьшения

сжимаемости грунта. На просадочных грунтах со II типом грунтовых условий целесообразно создавать из закрепленного грунта отдельные опоры или массивы, передающие нагрузки от зданий на подстилающие слои непросадочного грунта с достаточной несущей способностью. Иногда в нижней части таких опор устраивают уширения из закрепленного грунта.

Прорезка просадочных грунтов обычно осуществляется с помощью свайных фундаментов.

Наиболее целесообразно применять забивные и особенно конические и пирамидальные сваи, а также набивные сваи в пробитых или полученных путем уплотнения грунта взрывами удлиненных зарядов скважинах. При необходимости используют набивные сваи с уширениями, создаваемыми путем вытрамбовывания в дно скважины жесткого бетона. В грунтовых условиях II типа для обеспечения достаточной несущей способности сваи, как правило, должны полностью прорезать просадочную толщу и опираться на подстилающие грунты повышенной плотности и несущей способности (плотные глинистые грунты, гравий, плотные пески). Неполная прорезка просадочных грунтов сваями допускается лишь на площадках с I типом грунтовых условий в тех случаях, если расчетные деформации не превышают допустимых величин.

Несущую способность свай в просадочных грунтах определяют, как правило, путем статических испытаний. Возможно также определение несущей способности по результатам статического зондирования. В обоих случаях перед началом испытаний грунт замачивают до полного водонасыщения. При определении несущей способности свай расчетным методом в просадочных грунтах I типа учитывают расчетное сопротивление по боковой поверхности свай, а в грунтовых условиях II типа оно в пределах проседающего слоя в виде сил отрицательного трения входит в дополнительную нагрузку на сваю.

8.4 Фундаменты на набухающих грунтах

Многие виды глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции при замачивании водой и особенно растворами серной кислоты увеличиваются в объеме. Такие грунты называют набухающими. В процессе набухания происходит подъем поверхности грунта, что приводит к деформациям, обычно неравномерным, а иногда и к разрушению зданий и сооружений. Кроме того, при набухании грунты способны оказывать дополнительное боковое давление на ограждающие конструкции, причем при стесненных деформациях это давление может достигать больших значений (по опытным данным, более 0,2 МПа). При снижении влажности набухающие грунты дают усадку, уменьшая свой объем.

Поскольку набухающие грунты обладают особыми свойствами для них кроме обычных физико-механических характеристик определяются специальные характеристики набухания и усадки.

Относительное набухание $\varepsilon_{гв}$ исследуется в компрессионных приборах по различным методикам. Часто используемый метод одной кривой заключается в том, что образец грунта природной влажности нагружается давлением p , после чего производят замачивание образца и измеряют абсолютную величину набухания

(участок кривой *ab* на рис. 8.3, а). Относительное набухание определяют при различных уплотняющих давлениях p и вычисляют по формуле:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h' - h}{h}, \quad (8.8)$$

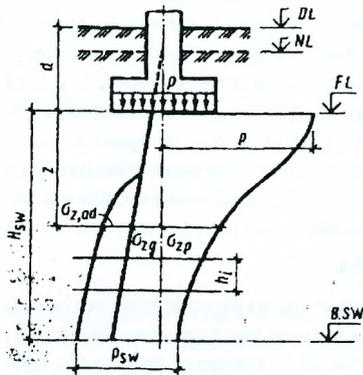
где h – высота образца грунта природного состояния, обжатого давлением p ; h' – то же, после набухания образца.

Подъем основания при набухании грунта h_{sw} определяют методом послойного суммирования в соответствии со схемой на рис. 8.4. Для расчета необходимо построить эпюры природных напряжений σ_{zg} , дополнительных напряжений от фундамента σ_{zp} и дополнительных давлений $\sigma_{z,od}$.

При местном замачивании основания процесс набухания в увлажненной зоне встречает противодействие от веса незамоченного грунта за ее пределами, что учитывается введением в расчет дополнительных давлений $\sigma_{z,od}$, зависящих от размеров и формы зоны замачивания и вычисляемых по формуле:

$$\sigma_{z,od} = k_g \gamma (d + z), \quad (8.9)$$

где k_g – коэффициент, принимаемый по СНБ 5.01.01-99.



При увеличении размеров увлажненной зоны этот коэффициент стремится к нулю, что часто с определенным инженерным запасом и принимается в расчетах.

Рисунок 8.4 – Схема к расчету подъема основания при набухании

Нижняя граница зоны набухания B.SW соответствует глубине, на которой суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,od}$ равно давлению набухания p_{sw} .

Формула для вычисления подъема ос-

нования имеет вид

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (8.10)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ – относительное набухание грунта i -го слоя, соответствующее суммарному напряжению $\sigma_{z,tot}$ в слое; h_i – толщина i -го слоя; $k_{sw,i}$ – коэффициент, принимаемый равным 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа и 0,6 при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа, а при промежуточных значениях $\sigma_{z,tot}$ – по интерполяции.

Если расчетные деформации набухания h_{sw} превышают предельные значения, применяют различные мероприятия, снижающие или полностью исключаящие деформации, вызванные набуханием, или уменьшающие их неравномерность до заданных пределов.

8.4.1 Водозащитные мероприятия

Для предупреждения проникания воды или химических растворов в грунтовое основание устраивают отмостки вокруг зданий шириной 2...3 м, применяют водонепроницаемые экраны под всем сооружением из полимерных материалов либо из асфальта, заключают водопроводные и канализационные трубы в специальные железобетонные лотки и т.п. При этом следует иметь в виду, что маловлажные набухающие грунты иногда рассечены большим количеством усадочных трещин, по которым вода может легко проникать в грунтовое основание.

8.4.2 Улучшение свойств оснований

Предварительное замачивание применяют при небольших толщах набухающих грунтов. Этим мероприятием искусственно вызывается процесс набухания грунтовой толщи, и в дальнейшем строительство ведется как на водонасыщенных ненабухающих грунтах. Предварительное замачивание нельзя использовать, если во время эксплуатации может произойти высушивание грунта (например, в основании нагревательных печей и т.п.), что приведет к усадочным деформациям.

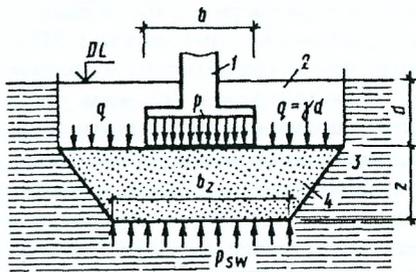
Замачивание осуществляется через скважины диаметром 89...276 мм, располагаемые в шахматном порядке через 2...5 м друг от друга. Глубину скважин принимают на 0,5 м меньше расчетной глубины замачивания. Скважины засыпаются песком, гравием или дробленым кислым шлаком. При замачивании ведется наблюдение за деформациями поверхности основания.

Грунтовые подушки применяют для замены всей или части толщи набухающих грунтов. При частичной замене толщу подушек назначают из условия, чтобы подъем фундамента в результате набухания оставшегося слоя набухающих грунтов находился в допустимых пределах. Материалом грунтовых подушек могут служить глинистые ненабухающие грунты.

Компенсирующие подушки применяют для уменьшения неравномерности подъема фундаментов при локальном замачивании. Их устраивают из любых, кроме пылеватых песков, на кровле или в пределах толщи набухающих грунтов преимущественно под ленточные фундаменты шириной до 1,5 м, давление по подошве которых составляет менее 0,1 МПа.

- 1 – фундамент; 2 – обратная засыпка;
3 – набухающий грунт;
4 – песчаная компенсирующая подушка

Рисунок 8.5 – Схема сил, действующих на компенсирующую подушку



Принцип работы компенсирующей подушки состоит в следующем. В связи с тем, что ширина песчаной подушки превышает ширину фундамента, при

набухании грунтов происходит выпирание песка между фундаментом и стенкой траншеи. Поэтому при подъеме дна такой траншеи песок вокруг фундамента поднимается, а сам фундамент остается практически неподвижным.

Прорезка набухающих грунтов свайными фундаментами и глубокими опорами эффективна, если толща набухающих грунтов не превышает 12 м. При набухании грунтов возникают силы набухания, направленные вверх и действующие по части боковой поверхности свай, расположенной в пределах толщи набухающих грунтов. Эти силы стремятся поднять сваи вверх. Для исключения подъема длина свай должна быть назначена таким образом, чтобы указанные силы были меньше, чем сумма нагрузок от сооружения и силы сопротивления по боковой поверхности в нижней части свай, заглубленной в ненабухающие грунты. Для увеличения сил сопротивления в заделанной части свай можно применять винтовые сваи или сваи с уширенной пятой.

К конструктивным мероприятиям относится увеличение жесткости зданий путем разбивки их на отдельные отсеки. Крупнопанельные здания, наиболее чувствительные к неравномерным подъемам, следует разделять осадочными швами на отсеки длиной не более 30 м. Увеличение прочности достигается введением армированных поясов толщиной не менее 15 см, устраиваемых в нескольких уровнях по высоте. При использовании набухающих грунтов в качестве естественных оснований необходимо проектировать фундаменты с наибольшим возможным давлением по подошве. Поэтому следует отдавать предпочтение ленточным и столбчатым фундаментам, устраивая фундаменты в виде плит и перекрестных лент только в тех сооружениях, где это обусловлено их конструктивной схемой. Конструкция подкрановых путей должна обеспечивать возможность рихтовки рельсов на величину не менее 50 мм в вертикальном и горизонтальном направлениях.

8.5 Фундаменты на слабых глинистых водонасыщенных и заторфованных грунтах

В эту категорию грунтов включены водонасыщенные супеси, суглинки, глины, илы, ленточные глины, торфы и заторфованные грунты. Отличительными особенностями указанных грунтов являются высокая степень влажности ($S > 0,8$) и большая сжимаемость – модуль деформации, как правило, не превышает 5 МПа в интервале давлений, обычных для фундаментов гражданских и промышленных сооружений.

Вместе с тем в условиях природного залегания эти грунты обладают структурными связями и проявляют повышенную сжимаемость только при давлениях, превышающих прочность структурных связей σ_{sr} . Вследствие того, что илы, ленточные глины, заторфованные грунты чаще всего находятся в водонасыщенном состоянии и обладают очень малой водопроницаемостью, их осадки развиваются крайне медленно. При уплотнении одновременно протекают процессы фильтрационной консолидации. Для грунтов этой группы характерны нелинейные закономерности деформирования, а также отклонение закономерности фильтрации от закона Дарси вследствие существования начального градиента напора. Это осложняет прогноз конечных осадков оснований и их развития во времени.

Слабые водонасыщенные глинистые грунты и торфы имеют тиксотропные свойства. Тиксотропия проявляется в том, что при механических воздействиях (быстрое приложение нагрузки, превышающей σ_{str} ; перемятие; динамические воздействия и т.п.) структурные связи в грунтах разрушаются и резко снижаются характеристики прочности и деформируемости. Однако с течением времени водно-коллоидные связи, имеющие обратимый характер, восстанавливаются. Все водонасыщенные глинистые грунты являются сильноопучинистыми при промерзании, что следует учитывать при проектировании оснований и фундаментов.

Указанные грунты имеют низкую прочность. Так, у сапропелей (пресноводных илов) угол внутреннего трения φ близок к нулю, а сцепление c в зависимости от степени уплотненности и минерализации находится в пределах величин, близких к 0...20 кПа. У погребенных торфов в зависимости от степени разложения эти характеристики обычно составляют: $\varphi = 10...22^\circ$; $c = 10...30$ кПа. На прочностные свойства глинистых грунтов сильно влияет содержание органических веществ и консистенция. Их прочностные характеристики меняются в широком диапазоне: $\varphi = 15...21^\circ$; $c = 15...50$ кПа. Приблизительно в этих же пределах находятся показатели прочности ленточных глин: $\varphi = 12...19^\circ$, $c = 10...30$ кПа.

Наличие структурных связей обуславливает характерный вид компрессионных кривых для грунтов ненарушенной структуры (рис. 8.6, а), получаемых при медленном нагружении образцов небольшими ступенями нагрузки. Практически недеформируемые при давлениях $\sigma < \sigma_{str}$, они сильно уплотняются при больших значениях давлений.

Предельное сопротивление сдвигу этих грунтов при давлениях $\sigma < \sigma_{str}$ (рис. 8.6, б) почти полностью обусловлено сопротивлением структурных связей ($\varphi \approx 0$; $c \neq 0$). При давлениях, превышающих σ_{str} , сцепление снижается и несколько возрастает угол внутреннего трения.

Тиксотропия грунтов создает большие затруднения при изучении их физико-механических свойств. В процессе отбора забивными грунтоносами образцов слабых водонасыщенных грунтов часто разрушается природная структура грунтов. По этой причине всегда существует вероятность того, что лабораторные испытания будут проводиться с грунтами, имеющими более низкие механические показатели, чем в природных условиях. По вышеизложенной причине угол внутреннего трения илов может быть занижен в три раза и более.

Медленная уплотняемость слабых водонасыщенных глинистых грунтов, в особенности илов, непосредственно влияет на их несущую способность. При быстром нагружении оснований, представленных такими грунтами, процесс уплотнения может отставать по времени от роста нагрузки. При этом в грунте возникают значительные величины порового давления, препятствующего мобилизации сил сопротивления сдвигу. В то же время касательные напряжения от внешних нагрузок передаются на скелет грунта незамедлительно, вследствие чего в основании могут образоваться обширные области предельного равновесия с выпиранием грунта из-под подошвы фундамента и потерей устойчивости.

Из-за низких строительных свойств этой группы грунтов их использование как естественных оснований чаще всего невозможно и требуется проведение мероприятий по повышению их прочности и снижению деформируемости. Характеристики грунтов в таких случаях должны устанавливаться с учетом мероприятий по улучшению строительных свойств.

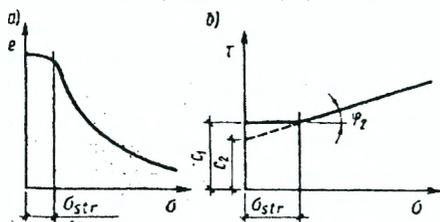


Рисунок 8.6 – Зависимости коэффициента пористости (а) и предельного сопротивления сдвигу (б) от нормального давления для илов

При проектировании фундаментов на медленно уплотняющихся глинистых, биогенных грунтах, илах при степени влажности $S \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^7 \text{ см}^2/\text{год}$ обязательно производится расчет основания по несущей способности, и сила предельного сопротивления основания должна определяться с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов при незавершенной консолидации за счет избыточного давления в поровой воде.

Расчет по II группе предельных состояний также имеет свои особенности. Наряду с общим требованием ограничения конечных деформаций S допускаемым пределом S_u часто необходимо прогнозирование развития деформаций во времени. Эти расчеты позволяют определить время стабилизации абсолютных осадок фундаментов, а также установить закономерности изменения во времени неравномерностей осадок. Большое значение имеет анализ развития осадок во времени при проектировании предпостроечного уплотнения оснований.

Давление под подошвой фундамента p в случае сильносжимаемых грунтов также ограничивается величиной расчетного сопротивления грунта R , т.е. требуется выполнение условия $p \leq R$. При определении величины R для заторфованных грунтов принимают пониженные значения коэффициента условий работы γ_{c1} .

Наличие в основании сильносжимаемых грунтов при расчете осадок учитывается назначением нижней границы сжимаемой толщи. Поэтому рекомендуется в качестве нижней границы сжимаемой толщи принимать поверхность кровли подстилающих средне- или малосжимаемых грунтов.

Если расчетные деформации оснований, сложенных биогенными грунтами, илами и т.п., больше предельных или недостаточна их несущая способность, должны предусматриваться специальные мероприятия. Выбор конкретных способов строительства на этой категории грунтов зависит от свойств, глубины залегания и мощности пластов слабых грунтов, а также от конструктивных особенностей проектируемых зданий и сооружений и предъявляемых к ним эксплуатационных требований.

Предпостроечное уплотнение слабых водонасыщенных глинистых и биогенных грунтов, при выдержанной по простиранию толще этих грунтов, выполняется фильтрующей пригрузкой. При небольшой по глубине толще уплотнение может быть проведено на всю мощность слоя. Если слабые водонасыщенные грунты залегают на большую глубину, может быть выполнено частичное уплотнение грунтов основания из расчета, чтобы суммарная осадка уплотненного и нижележащего неуплотненного слоев не превышала предельной величины осадки, допускаемой для данного сооружения. Для ускорения процесса уплотнения наряду с пригрузкой эффективно применение песчаных, бумажных или комбинированных дрен или известковых свай.

В отдельных случаях, например, при небольшой толще биогенных грунтов или залегании их в виде прослоев или отдельных линз, производится удаление биогенного грунта, так называемая выторфовка, с заменой его минеральным грунтом.

Песчаные, а также гравийные, песчано-гравийные подушки устраивают для полной или частичной замены слабых водонасыщенных грунтов. Применение подушек позволяет уменьшить давления на подстилающие слабые грунты за счет увеличения площади передачи нагрузки. Кроме того, удастся уменьшить, а при полной замене слабых грунтов – весьма существенно, расчетные деформации оснований.

Прорезка толщи слабых грунтов глубокими фундаментами. Если в основании сооружения залегает слой слабых водонасыщенных глинистых или биогенных грунтов толщиной менее 12 м, а ниже этого слоя находятся прочные малосжимаемые грунты, часто применяют фундаменты из забивных свай, полностью прорезающих слой слабых грунтов и заглубленных в подстилающие прочные грунты. При большей мощности слабых грунтов целесообразно использовать буронабивные бетонные или железобетонные сваи. В исключительных случаях, например, при строительстве платформ для нефтедобычи на континентальном шельфе, применяют металлические трубчатые сваи. Для сооружений каркасного типа целесообразно проектировать свайные фундаменты не в виде кустов свай, а устраивать под каждой колонной одну буронабивную сваю с уширением. Свайные конструкции позволяют уменьшить осадки сооружений и повысить их устойчивость. Если ожидаемые деформации сооружений невелики, но требуется увеличить их устойчивость, возможно применение свай, не полностью прорезающих толщу слабых грунтов.

При определении несущей способности свайных фундаментов, прорезающих сильносжимаемые грунты, следует учитывать явление отрицательного (негативного) трения.

Возможна прорезка слабых грунтов фундаментными конструкциями, возводимыми методом «стена в грунте».

При проектировании фундаментов мелкого заложения на искусственных или, реже, естественных основаниях, сложенных сильно-сжимаемыми слабыми грунтами, всегда следует предусматривать возможность развития медленно протекающих во времени, часто неравномерных, осадок. Для уменьшения абсолютных осадок, а следовательно, и их неравномерности надо

стремиться ограничивать величину передаваемых на основание давлений, применяя фундаменты с большой опорной площадью: плиты, балки, перекрестные ленты из монолитного железобетона. Применение таких типов фундаментов эффективно для выравнивания осадок за счет общей жесткости фундаментных конструкций.

При строительстве легких сооружений целесообразно рассматривать вариант устройства плавающих фундаментов, когда давление под подошвой фундаментов не превышает давления от веса вынужтого из котлована грунта.

Рассматривая конструктивные мероприятия, следует помнить, что повышение пространственной жесткости здания уменьшает неравномерность осадок и перераспределяет усилия, возникающие в его элементах. Поэтому предпочтение следует отдавать бескаркасным конструкциям сооружений простой конфигурации, а для каркасных зданий применять плитные или балочные фундаменты.

Чувствительность конструкций к неравномерным осадкам может быть снижена разрезкой здания на отдельные жесткие отсеки, разделенные осадочными швами. Эффективны традиционные способы увеличения жесткости зданий или их отсеков: устройство армированных швов и поясов в нескольких уровнях в несущих стенах, стенах лестничных клеток и поперечных диафрагмах.

Следует также предусматривать мероприятия по исправлению последствий возможных неравномерных деформаций: рихтовку подкрановых путей, оборудования, направляющих лифтов и т.п. Специальные требования должны соблюдаться также при прокладке и вводе различных коммуникаций.

При устройстве котлованов в слабых грунтах должны быть обеспечены устойчивость стенок котлована в процессе производства работ по устройству фундаментов, предохранение грунтов от атмосферных осадков и промерзания, защита грунтов основания от повреждения механизмами и подтопления подземными водами.

В результате движения механизмов и транспорта при отрывке котлованов или в процессе устройства искусственных оснований может произойти разрушение природной структуры грунтов, что приведет к резкому ухудшению их механических свойств. Поэтому котлованы разрабатываются с недобором, который составляет при разработке грунта: обратной лопатой – 20 см; бульдозерами или прямой лопатой – 40 см; ковшом типа «драглайн» – 50 см. Выемка грунта до проектной отметки производится непосредственно перед началом фундаментных работ средствами малой механизации или вручную.

Откосы котлованов назначаются в соответствии с расчетами устойчивости. При глубине котлованов до 2 м угол откоса может быть принят не более 30°. При необходимости крепления стенок котлованов применяют распорки, оградительные щиты и шпунтовые ограждения. В ответственных случаях устойчивость откосов обеспечивается замороженной стенкой. Особое внимание следует уделять водозащитным мероприятиям при устройстве котлованов в ленточных глинах, имеющих высокую водопроницаемость в горизонтальном направлении.

Слабые водонасыщенные грунты являются сильнопучинистыми при промерзании. При промерзании и последующем оттаивании значительно уменьшается их прочность и повышается сжимаемость. Поэтому в процессе производства работ грунты стенок и дна котлована должны быть защищены от

промерзания в период производства земляных работ, монтажа фундаментов и подвального помещения до того времени, когда будут засыпаны пазухи котлована и подвал будет утеплен.

При эксплуатации зданий и сооружений на слабых водонасыщенных глинистых и биогенных грунтах необходимо исключить мероприятия, которые могут вызвать снижение горизонта подземных вод. При аэрации толщи этих грунтов происходит минерализация содержащихся в них органических веществ. Это может вызвать дополнительные медленно протекающие осадки или оседания и явиться причиной нарушения условий нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

8.6 Фундаменты на насыпных и намывных грунтах

8.6.1 Особенности строительства на насыпных грунтах

Насыпные грунты образуются в результате деятельности человека и по своему составу, сложению и физико-механическим свойствам резко отличаются от естественных отложений.

Толщи насыпных грунтов обычно неоднородны по составу, обладают неравномерной сжимаемостью, отдельные области невыдержаны по толщине и простираению. Особенностью насыпных грунтов является возможность их самоуплотнения от массы вышележащих толщ, от действия вибрации и перемещения подземных вод. При наличии органических включений возможно развитие дополнительных осадок за счет их разложения. В толщах насыпных грунтов могут встречаться большие пустоты, а иногда и твердые включения больших размеров (обломки свай, кирпичной кладки, элементов конструкций и т.п.).

По условиям образования, однородности состава и сложения насыпные грунты подразделяют на три подгруппы:

- **планомерно возведенные насыпи, обычно устраиваемые из однородных природных грунтов или из отходов промышленных производств для планировки территорий, устройства оснований под фундаменты обратных засыпок котлованов и т.п.** К ним также относятся многие земляные сооружения: дамбы, плотины, насыпи железных автомобильных дорог и т.д. Такие насыпи возводятся по специальному проекту отсыпкой или гидронамывом с уплотнением укладываемого грунта до заданной плотности и, как правило, имеют однородный состав, сравнительно высокую прочность и практически равномерную сжимаемость;

- **отвалы грунтов и отходов промышленных производств устраиваются в виде отсыпки отдельных видов грунтов при вскрытии строительных котлованов, планировании территорий, подземной проходке или отсыпке отходов промышленных предприятий: шлаков, золы, формовочной земли и т.п.** Уплотнение грунтов в таких отвалах не производится, поэтому плотность и сжимаемость насыпей при относительной однородности состава могут изменяться по глубине и простираению;

- **свалки являются результатом произвольного сбрасывания различных грунтов и отходов производства, часто перемешанных с бытовыми отходами.** Для свалок характерно высокое содержание органических веществ, достигающее 30% и более. Состав, сложение и сжимаемость материала свалок могут резко изменяться даже на небольшом расстоянии.

Толщи насыпных грунтов способны самоуплотняться от собственного веса. Время, по истечении которого насыпи относятся к слежавшимся, ориентировочно может быть принято по табл. 8.1.

Таблица 8.1 – Ориентировочные периоды времени, необходимые для самоуплотнения насыпных грунтов

Виды грунтов	Период времени, год
Планомерно возведенные насыпи (при их недостаточном уплотнении) из грунтов:	
песчаных	0,5...2
глинистых	2...5
Отвалы грунтов и отходов производств из грунтов:	
песчаных	2...5
глинистых	10...15
шлаков, формовочной земли	2...5
золы, колошниковой пыли	5...10
Свалки грунтов и отходов производств:	
из песчаных грунтов, шлаков	5...10
глинистых грунтов	10...30

Полная и достоверная оценка физико-механических характеристик и особенностей насыпных грунтов как оснований сооружений может быть получена только на основе детальных инженерно-геологических исследований, выполняемых по специальным программам. В дополнение к общим требованиям на изыскания устанавливаются способ и давность отсыпки, однородность сложения, изменчивость сжимаемости и т.п.

Ориентировочная оценка строительных свойств слежавшихся насыпных грунтов производится по условному расчетному сопротивлению R_0 , которое зависит от способа образования насыпи, вещественного состава, степени влажности материала и может определяться согласно рекомендациям СНБ 5.01.01-99.

Для уточнения размеров фундаментов используются значения расчетного сопротивления R , определяемого по известной формуле. При этом среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетного сопротивления грунта, т.е. $p \leq R$. Максимальные давления у края подошвы внецентренно нагруженных фундаментов не должны превышать: для планомерно возведенных насыпей, песчаных и других подушек – $1,2 R$; для отвалов и свалок – $1,1 R$.

Основание из насыпных грунтов рассчитывается по двум группам предельных состояний.

Наиболее часто применяют три вида устройства оснований на насыпных грунтах.

А. Использование насыпных грунтов как естественных оснований возможно для слежавшихся грунтов, уложенных в виде планомерно возводимых насыпей при достаточном уплотнении, а также в тех случаях, когда насыпные грунты представлены крупным песком, гравием, щебнем или гранулированными стойкими шлаками. Для зданий и сооружений с нагрузкой на фундаменты до 400 кН и до 80 кН/м в качестве естественных оснований могут быть использованы все виды слежавшихся планомерно возведенных насыпей, а также отвалов грунтов, если относительное содержание в них органических веществ не превышает 0,05.

Б. Устройство искусственных оснований на насыпных грунтах связано с принятием мер по улучшению механических свойств грунтов. При этом должны быть обеспечены достаточная несущая способность оснований и величина деформаций, допустимая для строящихся сооружений.

Для улучшения свойств оснований, сложенных насыпными грунтами, используют уплотнение тяжелыми трамбовками на глубину до 2...7 м, поверхностное уплотнение вибрационными машинами и катками. При значительной толщине насыпных грунтов эффективны методы глубинного уплотнения песчаными и грунтовыми сваями, способ гидровиброуплотнения. Возможно устройство фундаментов методом вытрамбовывания котлованов. Гравийные и песчаные подушки устраивают на насыпных грунтах для замены верхних слоев сильносжимаемых грунтов либо грунтов с большим содержанием органики (более 0,1). Если ниже слоя насыпных грунтов залегают просадочные лессовые, набухающие или засоленные грунты, то при устройстве грунтовых подушек принимают меры по устройству водонепроницаемых экранов из глинистых грунтов, асфальтового или бетонного непрерывного покрытия.

В. Прорезка насыпных грунтов глубокими фундаментами применима, если методы устройства искусственного основания неприемлемы по технико-экономическим показателям. В качестве глубоких фундаментов наиболее часто применяют забивные или буронабивные сваи, которые полностью прорезают слой насыпных грунтов и заглубляются в нижерасположенные прочные грунты.

В отдельных случаях применяют другие способы устройства глубоких фундаментов.

Вышеуказанными мерами не всегда удается обеспечить допустимость осадок сооружений по величине или по степени их неравномерности. Тогда используют конструктивные мероприятия, создающие условия для нормальной эксплуатации зданий и сооружений. В их число обычно входят разрезка зданий и фундаментов осадочными швами, устройство железобетонных поясов и армированных швов, применение монолитных и сборно-монолитных фундаментов. Применяют также конструктивные решения, позволяющие в короткие сроки восстановить при неравномерных осадках нормальную эксплуатацию краев, лифтов и другого оборудования.

8.6.2 Свойства намывных грунтов и особенности расчёта намывных оснований

Одним из самых экономичных и эффективных способов выполнения земляных работ при наличии необходимых водных и энергетических ресурсов является гидромеханизированный намыв, позволяющий объединить в единый производственный процесс разработку, транспортирование и укладку грунта. Мощность намывного слоя может составлять 3 – 4 м и более. Намыв грунта в большинстве случаев проводится на слабые естественные отложения, представленные, как правило, рыхлыми песчаными грунтами, пылевато-глинистыми грунтами с высоким показателем текучести J_L , заиленными, заторфованными грунтами, илами, торфами. В связи с этим, прежде чем осуществить намыв на такой территории, необходимым является выполнение комплекса работ по уплотнению слабых грунтов. Следовательно, важными являются сведения о свойствах "искусственных" отложений, их изменении во времени.

Исследования изменения их деформационных свойств во времени, проведенные штамповыми испытаниями, показали, что сжимаемость намывных оснований находится в непосредственной зависимости от времени намыва. С увеличением "возраста" намывного песка осадка штампа уменьшается. При обобщении результатов исследований по динамическому зондированию было установлено, что более плотная укладка песка и неоднородность его состава способствуют более интенсивному упрочнению во времени; насыщение песка водой снижает интенсивность упрочнения. Был сделан вывод о том, что наибольшей интенсивности процесс упрочнения достигает примерно к 2–3 годам после намыва, а затем постепенно затухает (3–5 лет) и в дальнейшем (после 5 лет) становится малозаметным.

Исследования несущей способности 4-метровых свай, забитых в намывные пески, показывают, что через 2,0 месяца после намыва расчетная нагрузка составила 360 кН и достигла 400 кН в песке "возрастом" более 6,0 месяцев.

Таким образом, прослеживается общая тенденция: с увеличением давности намыва несущая способность намывных песков увеличивается, а их деформируемость уменьшается, что объясняется прочностью вновь формирующихся структурных связей.

Однако для получения расчетных характеристик намывных грунтов необходимы конкретные знания по взаимосвязи основных факторов и сопутствующих процессов намыва.

Взаимосвязь гранулометрического состава намывных и карьерных грунтов. Грунты, используемые для намыва территорий, должны удовлетворять ряду требований: небольшое удаление от карт намыва, допустимая расчетная глубина залегания, их обводненность или возможность обводнения и др. Но основным показателем степени пригодности карьерных грунтов для намыва территорий является гранулометрический состав, являющийся важнейшей предпосылкой качества намывного грунта.

Например, для намыва территории Южного района г.Бреста проектом инженерной подготовки было предусмотрено три карьера (участки А, Б, В), расположенные на левобережной террасе реки Мухавец (рис. 8.7). Осредненные показатели гранулометрического состава карьерных грунтов приведены в таблице 8.2, а их физико-механические характеристики в таблице 8.3.

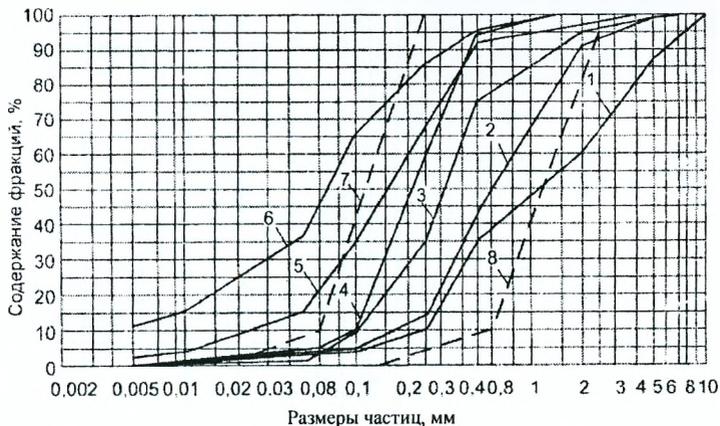


I-VII – проектируемые микрорайоны

Рисунок 8.7 – Схема Южного района г.Бреста

Анализ данных, полученных по результатам отбора проб грунта из шурфов и скважин, показал, что извлекаемые карьеры поймы реки Мухавец на глубину до $7,1 \div 15,4$ м сложены светло-серым песком, преимущественно средней крупности. В отдельных местах встречены линзы мелких и гравелистых песков. Их мощность колеблется в пределах $0,3 \div 0,7$ м.

Песчаные грунты подстилаются моренными супесями и суглинками с редкими включениями гравия. На рисунке 8.8 для каждой разновидности карьерного грунта представлены кривые гранулометрического состава.



1 – песок гравелистый; 2 – песок крупный; 3 – песок средней крупности;
4 – песок мелкий; 5 – песок пылеватый; 6 – супесь; 7,8 – линии, ограничивающие область применения карьеров для намыва территорий для жилищного строительства

Рисунок 8.8 – Кривые гранулометрического состава карьерных грунтов

Таблица 8.2 – Осредненный гранулометрический состав карьерных грунтов

Наименование грунта	Содержание частиц в % по массе, размерам, мм									
	>10,0	10,0...5,0	5,0...2,0	2,0...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05...0,01	0,01...0,005	<0,005
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Участок А										
Песок:										
гравелистый	0,22	13,84	25,34	22,69	28,71	7,14	0,61	0,59	0,46	0,40
крупный	–	2,17	7,11	49,36	28,64	8,74	1,80	1,03	0,72	0,43
средней крупности	–	0,15	3,92	21,44	40,26	26,39	3,78	1,69	1,32	1,05
мелкий	–	–	0,32	5,46	31,28	53,16	7,09	1,63	0,74	0,33
пылеватый	–	–	–	7,28	23,72	33,28	19,97	11,24	2,97	1,54
Супесь	–	–	–	4,12	9,37	20,86	28,24	22,29	4,32	10,80
Суглинок	–	–	–	2,55	5,34	11,06	16,32	43,42	5,17	16,14
Глина	–	–	–	2,04	2,56	5,19	15,03	34,13	7,62	33,34
Участок В										
Песок:										
средней крупности	–	–	1,26	20,68	43,75	27,26	4,26	2,16	0,58	0,05
мелкий	–	–	–	5,64	28,92	53,28	5,84	3,15	1,97	1,20
Супесь	–	–	–	–	0,94	1,27	26,15	54,92	6,90	9,82
Участок Б										
Песок:										
средней крупности	–	0,32	2,38	19,6	41,33	25,17	4,95	3,84	1,81	0,60
мелкий	–	–	0,62	5,36	28,52	55,04	7,23	2,25	0,55	0,43
пылеватый	–	–	–	4,68	19,12	40,24	27,12	6,20	1,45	1,19
Супесь	–	–	–	5,22	11,30	30,23	28,95	15,24	2,90	6,16
Суглинок	–	–	–	2,16	3,14	8,28	35,29	23,17	10,20	17,76
Глина	–	–	–	2,31	5,43	10,76	5,12	20,11	16,94	39,33

Таблица 8.3 – Физико-механические характеристики карьерных грунтов

Наименование грунтов	Плотность грунта ρ , т/м ³	Плотность частиц грунта ρ_s , т/м ³	Естественная влажность W , %	Плотность сухого грунта ρ_d , т/м ³	Коэффициент пористости e	Влажность на границе текучести W_L , %	Число пластичности J_p , %	Показатель текучести J_L	Угол внутреннего трения φ , град	Удельное сцепление C , МПа	Модуль общей деформации E , МПа	Влажность на границе раскатывания W_p , %
Песок гравелистый	2,08	2,66	22,0	1,70	0,56	–	–	–	39,0	–	56,0	–
Песок крупный	2,06	2,66	21,0	1,70	0,56	–	–	–	38,0	–	48,0	–
Песок средней крупности	2,04	2,66	24,0	1,65	0,61	–	–	–	34,0	0,001	44,0	–
Песок мелкий	1,97	2,66	27,0	1,55	0,72	–	–	–	30,0	0,002	23,0	–
Песок пылеватый	1,94	2,66	29,0	1,50	0,77	–	–	–	28,0	0,004	17,0	–
Супесь	2,01	2,67	21,0	1,66	0,61	22,0	4,0	0,75	23,0	0,005	13,0	18,0
Суглинок	1,96	2,70	21,0	1,62	0,67	31,0	12,0	0,167	22,0	0,27	17,0	19,0
Глина	1,93	2,72	26,0	1,53	0,78	44,0	20,0	0,1	19,0	0,045	18,0	24,0

На рис. 8.9 представлены диаграммы гранулометрического состава карьерных и намывных грунтов для различных площадок Республики Беларусь. Их сравнительный анализ показывает определенную закономерность взаимосвязи карьерного и намывного грунта. Содержание фракции менее 0,1 мм для карьеров различных площадок составляет в основном 18,0 – 38,0%. Содержание частиц размером 0,25 – 0,1 мм колеблется в пределах 40,0 – 50,0%. Результаты определения гранулометрического состава грунтов, намывных из этих карьеров, показывают, что содержание фракции с размером частиц менее 0,1 мм не превышает в основном 8,0%, т.е. меньше в 0,2 – 4,8 раза. Значительно увеличился диапазон изменения процентного содержания частиц размером 0,25 – 0,1 мм – 35,0 – 65,0%.

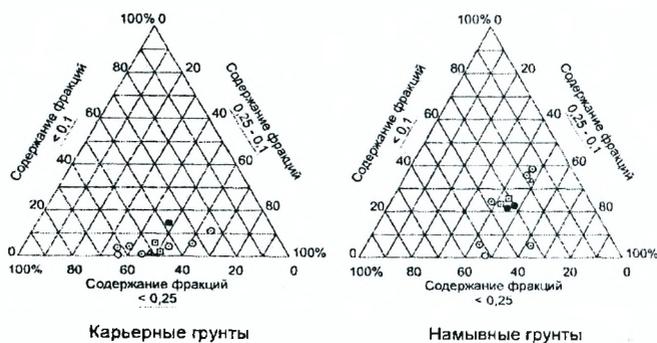


Рисунок 8.9 – Диаграммы гранулометрического состава

Содержание частиц размером 0,1 мм для карьеров г.Бреста составляет 22,0%, содержание частиц размером 0,25 – 0,1 мм – 41,0 %. Это указывает на то, что карьеры поймы р.Мухавец по своему составу аналогичны карьерам г.Гомеля и ряду других районов.

Физико-механические свойства намывных грунтов, имеющих возраст от 0,5 до 5,0 лет. Анализ гранулометрического состава намывных песков для различных точек как по глубине, так и по площади показывают, что намывная толща в основном сложена песками средней крупности. В 8,0% образцов встречаются пески мелкие и крупные. Пески пылеватые встречаются только в 2% образцов.

Исследования распределения плотности намывного грунта по глубине шурфов показывают, что плотность сухого грунта несколько увеличивается с глубиной в пределах от 1,51 – 1,60 т/м³ до 1,70 – 1,80 т/м³ (рис. 8.10). Однако у поверхности поймы наблюдается некоторое её уменьшение, что объяснимо явлением аккумуляции пылеватых и глинистых частиц при намыве в эрозийных понижениях рельефа поймы, обусловленного снижением скорости потока пульпы из-за шероховатости поверхности подстилающих намывную толщу грунтов.

Рыхлое сложение песков наблюдается в основном в пределах полуметровой глубины от поверхности. Влажность песков по глубине шурфов увеличивается с 2,0 – 1,4% в пределах метровой толщи до величины 6,0 – 18,0% на глубине 1,5 – 2,0 м (рис. 8.11).

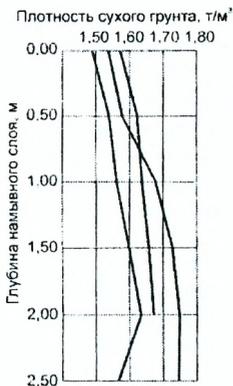


Рисунок 8.10 – Изменение плотности сухого грунта по глубине намывного слоя

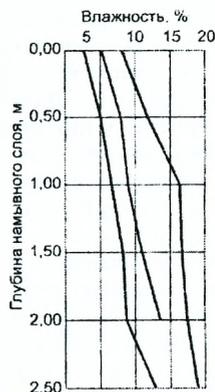


Рисунок 8.11 – Изменение влажности грунта по глубине намывного слоя

Таким образом, в основном намывная толща грунтов в пойме р.Мухавец представлена песками средней крупности, средней плотности и плотными. На отдельных же участках встречаются и рыхлые пески. Наличие участков с песками рыхлого сложения объясняется не столько выбором той или иной технологии намыва, сколько особенностями производства работ.

Обобщенные результаты испытаний намывных грунтов, с давностью намыва от 4 до 5,0 лет, статической нагрузкой в полевых условиях представлены на рис. 8.12. Зависимость $S = f(P)$ для песков средней плотности и плотных выражается практически прямой линией. Для мелких пылеватых песков эта зависимость имеет нечеткий линейный характер.



1 – пески средней крупности; 2 – мелкие пески; 3 – пылеватые пески

Рисунок 8.12 – Результаты испытаний намывных грунтов статической нагрузкой

Величина модуля деформации для средnezернистых грунтов плотных и средней плотности изменяется в пределах от 26,6 до 43,7 МПа, для мелких песков – от 19,0 до 24,5 МПа.

Результаты испытаний намывных грунтов на сдвиг показывают, что угол внутреннего трения изменяется от 29° до 32° , в зависимости от вида и состояния грунтов. Величина удельного сцепления $C = 0,005 - 0,012$ МПа для песков средней крупности и $C = 0,008 - 0,015$ МПа для мелких песков.

Особенности уплотнения намывных грунтов во времени. Так как строительство зданий и сооружений на намывных основаниях может быть выполнено на любой стадии их формирования, то весьма важным является вопрос о характере уплотнения намывных отложений в зависимости от времени намыва.

Результаты исследований изменения влажности сразу же после окончания намыва, выполненные И.Я. Русиновым с помощью радиометрической установки, показали, что она принимает стабилизированное значение через 48,0 часов. Исследования Пойты П.С., выполненные на намывных грунтах г.Бреста, показали, что влажность намытых песков стабилизируется в период от 24,0 – 40,0 часов до 10,0 дней после окончания намыва. Установившееся значение влажности находится в пределах 3 – 18%. В то же время процесс уплотнения намытой толщи охватывает более длинный промежуток времени.

Наиболее интенсивный характер уплотнения подстилающих слоев, сложенных песками средней крупности, наблюдается в первые три месяца с момента начала намыва. Осадка к этому времени составила 13,65 мм. Последние три показания свидетельствуют о том, что осадка подстилающего слоя стабилизируется. К концу седьмого месяца наблюдений она составила 15,25 мм. Подстилающие слои, сложенные мелкими песками, уплотняются более длительное время. Период интенсивного уплотнения здесь составляет 6,00 – 6,5 месяцев. Значительно больше для них и величина осадки.

Максимальное же приращение осадки для пойменных отложений представленных песками средней крупности, характерно для первых трех месяцев. Далее процесс уплотнения несколько стабилизируется. Для мелких песков этот процесс более длительный. К концу наблюдений приращение осадки составило 12,20% от максимального.

Анализ приращения осадок намывной толщи показывает, что процесс уплотнения песка средней крупности является наиболее интенсивным в первые два месяца после окончания намыва. К концу этого периода времени приращение осадки составило 31,65% от максимального, к концу третьего месяца – 1,44%.

В первые 30 дней уплотнение намывной толщи составляет 74,0%, а к концу второго месяца – 97,0% от всей осадки, наблюдаемой в течение 6,0 месяцев после окончания намыва.

Для мелких песков период интенсивного уплотнения более длительный. К концу первого месяца по окончании намыва осадка намывной толщи составляет 39,0%, к концу второго – 77,0%, к концу третьего – 96,7% осадки, наблюдаемой 6,0 месяцев после намыва. Дальнейшее уплотнение массива значительно замедляется, и осадка может составлять не более 5% за десятки лет.

Среднезернистые намывные пески практически за 2,5 месяца приобретают законченную структуру с постоянным значением плотности сухого грунта, равной $\rho_d = 1,61$ т/м³. Процесс уплотнения для мелкозернистых песков имеет более затяжной характер и составляет 3,5 – 4,5 месяца. Плотность намывных мелких песков в сухом состоянии значительно меньше, чем у крупнозернистых песков.

Таблица 8.4 – Результаты штамповых испытаний намывных грунтов

Возраст намывного грунта, годы	Наименование грунта	Плотность грунта, т/м ³	Влажность, %	Коэффициент пористости	Модуль деформации, МПа
1	2	3	4	5	6
0,5	песок средней крупности средней плотности	<u>1.69...1.79</u>	<u>4.3...7.3</u>	<u>0.59...0.69</u>	<u>8.1...10.5</u>
		<u>1.72</u>	<u>6.6</u>	<u>0.66</u>	<u>8.9</u>
1,0		<u>1.68...1.83</u>	<u>3.7...9.2</u>	<u>0.54...0.70</u>	<u>11.8...14.7</u>
		<u>1.72</u>	<u>7.1</u>	<u>0.63</u>	<u>13.1</u>
2,0		<u>1.68...1.85</u>	<u>4.1...8.2</u>	<u>0.57...0.71</u>	<u>20.8...25.1</u>
		<u>1.74</u>	<u>6.9</u>	<u>0.65</u>	<u>22.1</u>
3,0		<u>1.70...1.79</u>	<u>3.5...8.4</u>	<u>0.58...0.69</u>	<u>26.6...39.8</u>
		<u>1.72</u>	<u>6.1</u>	<u>0.66</u>	<u>28.4</u>
4,0		<u>1.68...1.80</u>	<u>3.3...7.8</u>	<u>0.59...0.68</u>	<u>27.5...32.5</u>
		<u>1.73</u>	<u>6.0</u>	<u>0.64</u>	<u>30.3</u>
5,0	<u>1.71...1.78</u>	<u>3.9...8.4</u>	<u>0.57...0.68</u>	<u>31.6...33.4</u>	
	<u>1.72</u>	<u>6.3</u>	<u>0.64</u>	<u>32.7</u>	
0,6	песок средней крупности, плотный	<u>1.74...1.86</u>	<u>2.5...3.9</u>	<u>0.49...0.56</u>	<u>12.4...14.6</u>
		<u>1.76</u>	<u>3.4</u>	<u>0.51</u>	<u>13.6</u>
1,0		<u>1.72...1.88</u>	<u>2.0...4.1</u>	<u>0.44...0.54</u>	<u>19.5...22.9</u>
		<u>1.78</u>	<u>3.7</u>	<u>0.50</u>	<u>21.0</u>
2,0		<u>1.74...1.88</u>	<u>2.9...4.2</u>	<u>0.46...0.55</u>	<u>32.8...35.5</u>
		<u>1.79</u>	<u>3.6</u>	<u>0.48</u>	<u>34.2</u>
3,0		<u>1.75...1.83</u>	<u>2.5...4.0</u>	<u>0.49...0.54</u>	<u>38.2...42.5</u>
		<u>1.77</u>	<u>3.1</u>	<u>0.51</u>	<u>40.2</u>
4,0		<u>1.75...1.85</u>	<u>2.1...3.5</u>	<u>0.48...0.55</u>	<u>41.0...45.1</u>
		<u>1.77</u>	<u>3.2</u>	<u>0.50</u>	<u>42.8</u>
5,0	<u>1.74...1.84</u>	<u>2.4...3.7</u>	<u>0.48...0.56</u>	<u>42.5...43.7</u>	
	<u>1.75</u>	<u>3.4</u>	<u>0.50</u>	<u>43.1</u>	

Примечание: в числителе указаны пределы изменения исследуемых характеристик, в знаменателе – их нормативные значения

Это позволяет сделать вывод о том, что период уплотнения песков средней крупности равен двум-трем месяцам после окончания намыва. Для мелких песков этот процесс длится от 3,5 до 4,5 месяцев.

Все это подтверждает, что намывные грунты проходят следующие стадии формирования: стадию уплотнения, охватывающую период от окончания намыва до начала процесса упрочнения и заканчивающуюся в зависимости от состава грунта через 1 – 4 месяца после окончания намыва; стадию упрочнения, характеризующуюся интенсивным развитием процесса упрочнения грунта и заканчивающуюся через 4,5 – 5,0 лет после окончания намыва; стадию стабилизированного состояния намывного грунта.

Анализируя имеющиеся зависимости $E=f(t)$ для намывных отложений Белорусского Полесья, можно отметить, что процесс развития стадии упрочнения в значительной степени зависит от плотности грунта: чем больше плотность намывных оснований, тем скорость процесса их упрочнения будет выше. Стадия интенсивного упрочнения для песчаных грунтов средней плотности составляет 3,5 – 4,5 года, а для плотных песков – 3,0 года. По окончании стадии упрочнения изменение модуля деформации во времени незначительное. Анализ данных штампových испытаний грунтов (табл. 8.4) показывает, что плотность намывных песков средней крупности, оцениваемая средним значением коэффициента пористости, меняется незначительно. Для намывных отложений различной давности намыва коэффициент пористости равен 0,63 – 0,66. В то же время среднее значение модуля деформации возрастает с увеличением "возраста" намывного грунта. Для песчаных грунтов средней плотности $E = 32,7$ МПа при $t = 5,0$ лет и $E = 8,9$ МПа при $t = 0,5$ года. При этом средний коэффициент пористости намывных отложений после окончания периода стабилизированного уплотнения практически во времени не меняется. В то же время модуль деформации увеличивается более чем в три раза.

Зависимость между нагрузкой на штамп и осадкой основания полугодового "возраста" носит линейный характер до удельных давлений, равных 0,2 – 0,3 МПа. При этом средняя осадка по результатам четырех испытаний при удельных давлениях, равных пределу пропорциональности, составила 0,58 см.

Для песчаных отложений с давностью намыва 3,0 года и более зависимость $S = f(P)$ носит линейный характер практически до величины конечной ступени нагрузки, равной 0,5 МПа. Средняя осадка при этом составила 0,37 см, т.е. с увеличением "возраста" намывных песков предел пропорциональности увеличивается в 1,67 – 2,5 раза, а осадка уменьшается в среднем в 1,57 раза.

Особенности расчета намывных оснований. Отличительной особенностью намывных грунтов является сравнительно быстрое изменение их физико-механических свойств во времени. В тех случаях, когда строительство начинается через несколько лет после окончания намыва территории, такие изменения могут быть весьма существенными, и их учет является важным резервом использования несущей способности намывных грунтов. Учет упрочнения намывных оснований во времени при проектировании фундаментов дает возможность значительно снизить их материалоемкость.

Если изыскания на намывных грунтах были проведены спустя год или два после окончания намыва, а строительство начинается через три-четыре года после окончания намыва, то величина модуля деформации или сцепления грунтов на момент начала строительства может быть определена по формулам:

$$E_{cmp} = E_r \cdot k_{IE}; \quad (8.11)$$

$$C_{cmp} = C_r \cdot k_{IC}; \quad (8.12)$$

где E_r – значение модуля деформации намывного грунта на момент изысканий; C_r – значение сцепления намывного грунта на момент изысканий; k_{IE} – коэффициент, корректирующий значение модуля деформации грунта, полученного при выполнении изысканий на момент начала строительства; k_{IC} – коэффициент, корректирующий значение сцепления намывного грунта, полученного при выполнении изысканий на момент начала строительства.

Если инженерно-геологические изыскания выполнены через год после окончания намыва, а строительство здания, предположительно, с учетом времени разработки проекта, будет начато через два года после определения характеристик C_r и E_r , то при проектировании фундаментов следует применять значения $C = 1,94C_r$ и $E = 1,99E_r$.

Анализ данных, приведенных в таблице 8.5, показывает, что при глубине заложения фундаментов, равной 1,5 м, и величине $C_2 = 1,5$ кПа, полученной по результатам изысканий через 0,5 года после окончания намыва, расчетное сопротивление грунта основания составляет 164 кПа, а прогнозируемое значение R равно 205кПа, что в 1,25 раза больше.

Таблица 8.5 – Сопоставление результатов вычислений расчетного сопротивления грунта

Данные о фундаментах		Характеристики грунтов					
ширина, м	глубина заложения, м	$\varphi = 30^\circ; C = 0,0015$ МПа; $t = 0,5$ года			$\varphi = 34^\circ; C = 0,0035$ МПа; $t = 1,5$ года		
		Расчетное сопротивление, МПа					
		$t = 0,5$ года	$t = 2,0$ года	$t = 5,0$ лет	$t = 1,5$ года	$t = 3,0$ года	$t = 5,0$ лет
1,0	1,5	0,164	0,194	0,205	0,230	0,244	0,251
1,0	3,0	0,296	0,326	0,337	0,400	0,414	0,422

Таким образом, расчет упрочнения намывных песков во времени с помощью предлагаемой методики позволяет проектировать фундаменты зданий более экономично, независимо от сроков проведения инженерно-геологических изысканий и начала строительства объекта.

8.7 Фундаменты в районах распространения вечномёрзлых грунтов

Особые природные и экономические условия районов распространения вечномёрзлых грунтов определяют специальные требования к проектированию, строительству и эксплуатации сооружений. К числу основных особенностей этих районов следует отнести суровый климат, вечномёрзлое состояние грунтов и экономические показатели, обусловленные отдаленностью и малой освоенностью территорий. В большой мере это относится к устройству оснований и фундаментов.

Проектирование оснований и фундаментов в районах распространения вечной мерзлоты выполняется согласно общим принципам проектирования по предельным состояниям. Для проведения соответствующих расчетов необходимо изучить механические свойства мерзлых грунтов. Характерной особенностью является то, что даже при мерзлом состоянии грунтов эти свойства существенно зависят не только от вещественного состава и влажности грунтов, но и от их температуры. Если же происходит оттаивание мерзлых грунтов, то у некоторых из них проявляется склонность к просадочным деформациям или разжижению. При промораживании грунтов может наблюдаться морозное пучение, поэтому прогноз температурного режима оснований при проектировании фундаментов в условиях вечной мерзлоты имеет первостепенное значение, а его регулирование часто является действенной мерой по обеспечению прочности и надежности сооружений.

8.7.1 Механические свойства мерзлых грунтов

В зависимости от вещественного состава и температурно-влажностных условий мерзлые грунты делятся на твердомерзлые, пластичномерзлые и сыпучемерзлые.

К твердомерзлым относятся крупнообломочные грунты при температуре $T < 0^\circ\text{C}$ и суммарной влажности $W_{\text{tot}} > 0,03$, пески при $T < -0,1 \dots -0,3^\circ\text{C}$ и $W_{\text{tot}} > 0,03$, глинистые грунты при $T < -0,6 \dots -1,5^\circ\text{C}$. Твердомерзлые грунты прочно сцементированы льдом, практически несжимаемы ($E > 100$ МПа), при быстром нагружении характеризуются хрупким разрушением.

К пластичномерзлым относятся песчаные и глинистые грунты при температуре в пределах от начала замерзания до указанных выше значений. Они также сцементированы льдом, но обладают сжимаемостью и вязкими свойствами.

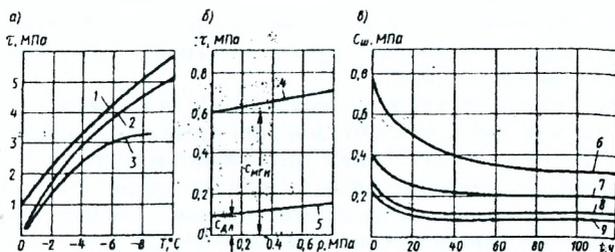
К сыпучемерзлым относятся крупнообломочные и песчаные грунты при $T < 0^\circ\text{C}$ и $W_{\text{tot}} \leq 0,03$. Несмотря на мерзлое состояние, эти грунты не сцементированы льдом ввиду его малого содержания в порах. Их свойства практически не изменяются под влиянием температуры и близки к свойствам тех же грунтов в немерзлом состоянии.

Сопrotивление мерзлых грунтов сдвигу зависит главным образом от температуры грунта, внешнего давления и времени действия нагрузки. Естественно, оно различно для грунтов разного состава и состояния.

Как показывают опыты, сопротивление сдвигу увеличивается с понижением температуры грунта (рис. 8.13, а) или увеличением нормального давления (рис. 8.13, б). При этом в общем сопротивлении сдвигу сцепление составляет значительную часть; для мерзлых глин оно колеблется в пределах 80...94%. Сопrotивление сдвигу снижается при длительном действии нагрузки, причем в основном за счет уменьшения во времени сцепления грунта, и связывается с нормальным давлением соотношением Кулона

$$\tau = \sigma \tan \varphi_t + c_t, \quad (8.13)$$

где φ_t и c_t – параметры прочности, зависящие от времени ($\varphi_{\text{мн}} \approx \varphi_t \approx \varphi_{\text{дл}}$).



1 – лед; 2 – сугесь; 3 – глина, 4, 5 – соответственно мгновенное и предельное длительное сопротивление суглинка пылеватого; 6 – песок; 7 – глина ленточная; 8 – сугесь пылеватая; 9 – суглинок пылеватый

Рисунок 8.13 – Зависимости сопротивления сдвигу мерзлого грунта от температуры (а) и от нормального давления (б); изменение сцепления мерзлых грунтов во времени (в)

При оценке сопротивления сдвигу мерзлых грунтов наряду с традиционными сдвиговыми и трехосными испытаниями применяют метод шарового штампа, позволяющий определять эквивалентное сцепление c_w . Характер изменения эквивалентного сцепления во времени для различных типов мерзлых грунтов представлен на рис. 8.7, в.

Поскольку инженерные сооружения находятся в эксплуатации продолжительное время, в расчетах оснований должны использоваться характеристики длительной прочности мерзлых грунтов. Следует помнить, что при оттаивании твердо- и пластично-мерзлых грунтов происходит снижение сопротивления их сдвигу.

Сжимаемость мерзлых грунтов проявляется в зависимости от времени действия и нагрузки. Грунты разного состава, температуры и влажности имеют различную сжимаемость.

Сжимаемость оттаивающих грунтов может значительно превышать их сжимаемость в мерзлом состоянии. Это характерно для некоторых типов пластично-мерзлых грунтов и особенно твердомерзлых грунтов.

Изучение сжимаемости при оттаивании обычно производится в водометрах, оборудованных нагревательной аппаратурой.

Осадка оттаявшего грунта складывается из двух частей: осадки оттаивания, не зависящей от нагрузки и характеризуемой коэффициентом A_{th} , и осадки уплотнения, пропорциональной нагрузке и характеризуемой коэффициентом δ . Эти коэффициенты и являются основными расчетными характеристиками при вычислении осадок оттаивающих оснований.

8.7.2 Принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений

В СНиП 2102.04 – 88 установлены два принципа строительства на вечномерзлых грунтах:

- принцип I – вечномерзлые грунты основания используются в мерзлом состоянии, сохраняемом в процессе строительства и в течение всего периода эксплуатации сооружения;

• принцип II – в качестве оснований зданий и сооружений используются предварительно оттаянные грунты или грунты, оттаивающие в период эксплуатации сооружений.

Принцип I применяется в тех случаях, когда расчетные деформации основания в предположении его оттаивания превышают предельные и их не удастся привести в соответствие с требованиями Норм конструктивными мерами или улучшением строительных свойств основания. Этот принцип рекомендуется, когда грунты находятся в твердомерзлом состоянии и такое состояние может быть сохранено при экономически разумных затратах. Для пластично-мерзлых грунтов, как правило, проектом предусматривают дополнительное охлаждение основания.

Принцип II рекомендуется применять при неглубоком залегании скальных грунтов, а также при других типах грунтов, которые в пределах расчетной глубины оттаивания малосжимаемы (плотные крупнообломочные грунты и пески, пылевато-глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции). В южной зоне распространения вечномерзлых грунтов, где они встречаются в виде островков или слоев небольшой мощности и отличаются высокой температурой, применение принципа II часто оказывается неизбежным.

В пределах застраиваемой территории должен предусматриваться, как правило, один принцип использования вечномерзлых грунтов. Применение двух принципов допускается лишь в качестве исключения при разнородных мерзлотно-грунтовых условиях, если это обосновано теплотехническими расчетами и обеспечиваются специальные мероприятия, исключающие тепловое влияние зданий и сооружений на основание.

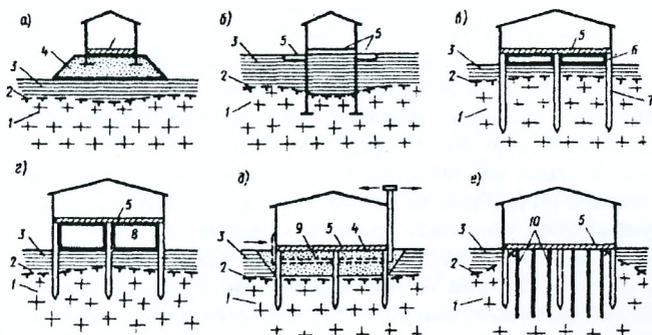
8.7.3 Мероприятия по сохранению вечномерзлого состояния грунтов при строительстве по принципу I

Для сохранения вечномерзлого состояния оснований используются различные методы. Выбор одного метода или их сочетания производится на основании теплотехнических расчетов с учетом конструктивных и технологических особенностей сооружения.

Возведение зданий на подсыпках (рис. 8.14, а) целесообразно, например, если вблизи поверхности грунта размещаются линзы подземного льда. Подсыпка применяется при вертикальной планировке территорий или устраивается под отдельными зданиями или сооружениями. Этот метод может использоваться одновременно с другими мероприятиями, обеспечивающими сохранение мерзлого состояния оснований (теплоизоляция, вентилируемые подполья, воздушные и другие системы охлаждения и т. п.), которые рассматриваются ниже. В качестве материала подсыпок используются пески средней крупности и крупные, крупнообломочные грунты, шлаки. Теплоизоляция применяется в сочетании с другими методами, а также при устройстве фундаментов на естественном вечномерзлом основании для сооружений, возводимых в суровых климатических условиях и занимающих небольшую площадь.

Устройство вентилируемых подполий является основным и наиболее распространенным способом регулирования теплового влияния зданий на температурный режим оснований. Открытые подполья имеют в течение всего года сообщение с наружной средой. Недостатком этого метода является то, что подполья

в зимний период заносятся снегом, а летом в них непрерывно поступает теплый воздух, растекаяющийся по основанию. Более эффективны подполья с регулируемым проветриванием, средством вентиляции которых служат отверстия (продухи), устраиваемые в цоколе здания. Обычно в зимнее время продухи открыты, что способствует поступлению холодного воздуха к поверхности грунта и промерзанию основания. В летние месяцы продухи целесообразно закрывать. Низ продухов располагают на 0,25 м выше поверхности грунта во избежание их снеготаносов. Форма сечения продухов квадратная или прямоугольная с размером сторон 0,2... 0,5 м. Минимальная высота подполий колеблется в пределах от 0,5 до 1,2 м.



- 1 – вечномерзлый грунт; 2 – верхняя граница слоя вечномерзлого грунта;
 3 – деятельный слой; 4 – насыпной непучинистый грунт; 5 – теплоизоляция;
 6 – вентилируемое подполье; 7 – сваи; 8 – неотапливаемый 1-й этаж;
 9 – вентиляционные каналы; 10 – замораживающие колонки

Рисунок 8.14 – Мероприятия для сохранения вечномерзлого состояния грунтов

Иногда роль вентилируемого подполья выполняют неотапливаемые помещения I этажа (рис. 8.14, з).

Подсыпки с трубами воздушного охлаждения (рис. 8.14, д) применяют главным образом для тепловыделяющих зданий значительных в плане размеров, где другими способами при наличии сильнольдистых грунтов в основании трудно обеспечить заданный температурный режим. Трубы прокладываются в пределах насыпного слоя и выводятся наружу в подполье или вблизи стен здания. Охлаждение основания достигается движением по трубам холодного наружного воздуха в зимний период.

Для предпостроечного промораживания оснований, а также для последующего поддержания в основании заданного температурного режима применяют специальные промораживающие колонки (рис. 8.14, е).

При использовании принципа II строительства на вечномерзлых грунтах существуют два основных подхода.

Предпостроечное оттаивание наиболее эффективно при возведении сооружений на крупнообломочных грунтах. В глинистых грунтах этот метод дает положительные результаты лишь в том случае, когда они переслаиваются хорошо фильтрующими песчаными или крупнообломочными прослойками, которые способствуют быстрому удалению образующейся при таянии льда воды, или же когда

одновременно с оттаиванием применяется искусственное ускорение их консолидации или закрепление. Для повышения температуры грунтов наиболее часто используется игловое гидро- или парооттаивание гравийно-галечниковых и песчаных грунтов с их виброуплотнением или электрический прогрев и уплотнение глинистых грунтов с применением электроосмоса и иглофильтрового водопонижения.

В отдельных случаях эффективной оказывается замена льдистых грунтов талым песчаным или крупнообломочным грунтом. Контуры зоны оттаивания или замены грунтов в плане должны выходить за контуры сооружения не менее чем на половину глубины предварительного оттаивания или замены грунтов. Оттаивание может производиться как в пределах всей площади застройки, так и под отдельными фундаментами, если это обосновано расчетом по деформациям.

Второй подход, при котором допускается оттаивание грунтов в процессе эксплуатации сооружений, должен применяться с большой осторожностью и подкрепляться тщательным прогнозом температурного режима и деформаций оттаивающих оснований. При этом всегда следует учитывать возможность возникновения дополнительных осадок или просадок. Если оттаивание грунтов происходит неравномерно в плане и по глубине, не исключена также и неравномерность осадок отдельных фундаментов, что может привести к аварийному состоянию сооружений. В этой связи применение такого метода особенно целесообразно при строительстве на грунтах, свойства которых не претерпевают значительных ухудшений при оттаивании, например, на сыпучемерзлых грунтах или скальных основаниях.

Оттаивание основания отапливаемых зданий неравномерно: под краем зданий, особенно под их углами, оно запаздывает по сравнению с оттаиванием под серединой зданий. Эта неравномерность должна оцениваться расчетом. Во всех случаях необходимо принимать меры по ограничению поступления в основание дополнительного тепла: предупреждать утечки производственных и хозяйственных вод, организовывать сток поверхностных вод, сводить к минимуму влияние местных источников тепловыделений.

При использовании принципа II дополнительно к указанным предусматриваются мероприятия по уменьшению чувствительности зданий и сооружений к неравномерным осадкам. Применяя жесткую схему сооружения, стремятся проектировать здания простой геометрической конфигурации в плане, устанавливая их преимущественно на фундаментах в виде лент или плит. Здания разрезаются деформационными швами на отдельные жесткие отсеки длиной до полуторной ширины здания. В несущих конструкциях устраиваются железобетонные или армокирпичные пояса, усиливается цокольная часть зданий. Гибкая схема предусматривает устройство податливых соединений, усилия в которых при неравномерных деформациях незначительны. В случаях ожидаемых больших осадок применяются устройства, позволяющие выравнять отметки оборудования. Такую схему чаще всего используют для сооружений промышленного назначения. Фундаменты в этом случае проектируют столбчатые.

Надежным способом устройства нулевых циклов сооружений, возводимых по принципу II, является прорезка слоя оттаивающих грунтов столбчатыми или свайными фундаментами с их опиранием на вечномёрзлые грунты. Глубина заложения фундаментов при таком способе их устройства должна обосновываться теплотехническим расчетом мощности зоны оттаивания.

8.7.4 Конструкции и методы устройства фундаментов, возводимых по принципу I.

Применение фундаментов мелкого заложения в этом случае не всегда оправдано по технологическим и экономическим соображениям. Наиболее часто такой тип фундаментов применяется при использовании в качестве оснований грунтовых подсыпок и по своим конструктивным решениям не отличается от фундаментов, возводимых на немерзлых грунтах. Прорезка оттаивающего слоя с заглублением фундамента в вечномерзлые грунты практикуется редко из-за ее трудоемкости. Кроме того, возникают сложности в связи с необходимостью сохранения грунта в мерзлом состоянии при отрывке котлована.

Наибольшее распространение при строительстве с сохранением вечной мерзлоты получили свайные фундаменты. Глубина заделки свай в вечномерзлые грунты должна составлять не менее 2 м, а для опор мостов превышать 4 м. Поскольку вечномерзлые фунты обладают высокой прочностью, использование обычных забивных свай возможно только в пластично-мерзлых грунтах.

Применение свай в условиях твердомерзлых грунтов и особенно мерзлых скальных устройства.

Буроопускные сваи применяют в любых грунтовых условиях при температуре грунта ниже $-0,5$ °С. Сначала в основании пробуривают скважины диаметром, на 5...10 см превышающим поперечный размер сваи. Затем скважины заполняют грунтовым раствором, после чего погружают в них сваи. После замерзания грунтового раствора свая оказывается надежно защемленной в вечномерзлом грунте.

Бурозабивные сваи устраивают забивкой свай в предварительно пробуренные лидерные скважины, имеющие диаметр, несколько меньший размера свай. Такие сваи эффективны в пластичномерзлых грунтах, не содержащих крупнообломочных включений.

Опускные сваи изготовляют методом вмораживания и применяют в твердомерзлых грунтах с содержанием крупнообломочных включений не более 15% при температуре грунта ниже $-1,5$ °С. Суть метода заключается в том, что сначала производится локальное оттаивание грунта паровой иглой, а затем в оттаявший грунт погружается забивная свая. После промерзания грунта вокруг сваи она оказывается вмороженной в грунт.

Сопряжение несущих конструкций со сваями обычно осуществляется с помощью высоких ростверков или специальных свайных оголовков. Иногда совмещают сваю со стойкой каркаса в одну конструкцию – сваю-колонну.

Конструкции и методы устройства фундаментов, возводимых по принципу II, практически не отличаются от применяемых на немерзлых основаниях.

9 СТРОИТЕЛЬСТВО НА СКАЛЬНЫХ, ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ, ЗАКАРСТОВАННЫХ И ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

9.1 Основные свойства скальных грунтов и особенности строительства на них

Класс скальных грунтов объединяет магматические, метаморфические и осадочные породы в кристаллическом состоянии: граниты, диориты, диабазы, трахиты, гнейсы, кристаллические сланцы, кварциты, мраморы, кремнистые песчаники, конгломераты, брекчии, хомогенные известняки, доломиты и др. Эти грунты залегают в виде сплошного массива или трещиноватого слоя. Они не сжимаемы, водостойчивы, практически водонепроницаемы. Вода фильтрует только по трещинам.

Наибольшей прочностью на сжатие обладают магматические породы – от 80 до 400 МПа и метаморфические образования (гнейсы, кварциты и др.) – 100 – 300 МПа.

Высокие прочностные свойства скальных грунтов объясняются наличием в их структурах кристаллических связей, которые возникают при раскристаллизации магмы, либо в процессе метаморфизма и цементации рыхлых образований.

По пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии скальные грунты подразделяются на очень прочные ($R_c > 120$ МПа), прочные ($R_c = 120...50$ МПа), средней прочности ($R_c = 50... 15$ МПа), малопрочные ($R_c = 1,5...5$ МПа), пониженной прочности ($R_c = 5...3$ МПа), низкой прочности ($R_c = 3...1$ МПа) и очень низкой прочности ($R_c < 1$ МПа). Характеризуются скальные грунты также по степени выветрелости, размягчаемости и растворимости, по структуре и текстуре.

Трещины часто разбивают скальные грунты на отдельные блоки. По степени расчлененности трещинами различают: *монокристаллический* скальный грунт, в котором трещины если и есть, то не пересекаются; *разборный* грунт, в котором трещины образуют густую сеть, пересекаются и полностью разделяют блоки горной породы; *трещиноватый* скальный грунт, в котором трещины часто пересекаются, но не полностью отчленяют блоки породы, а между монокристаллическими блоками сохраняются мостики неразрушенного прочного скального грунта.

Скальный грунт любого типа обладает высокой прочностью и практически несжимаем в сравнении с дисперсным грунтом. Относительные перемещения отдельных блоков практически исключаются при напряжениях, обычных для промышленного и гражданского строительства. Ширина трещин в скальном грунте составляет сотые или тысячные доли от объема массива основания. Поэтому даже закрытие отдельных трещин не ведет к существенной объемной деформации массива. Как правило, вдоль трещины выступы одного блока входят во впадины соседнего, что препятствует сдвигу блоков относительно друг друга и определяет высокую прочность скального массива в целом. Разломы (крупные тектонические трещины) и другие процессы могут явиться причиной значительных и неравномерных деформаций оснований из-за возможных сдвижек отдельных блоков по оси разломов.

В особую группу выделяются полускальные грунты, которые, в отличие от несжимаемых скальных, при передаче на них обычных величин давлений обладают некоторой способностью пластически консолидироваться. Грунт под фундаментами зданий и сооружений в ряде случаев способен уплотняться (мергели, кремнистые сланцы и др.).

Важной характеристикой полускальных грунтов является их устойчивость к воде (размягчение и растворение). Некоторые грунты растворимы в воде (гипс, каменная соль и др.). Другие в воде только размягчаются. Особенно сильно размягчаются грунты, содержащие много глинистых минералов, а также ангидрит, который под влиянием воды переходит в гипс, вызывая набухание и ослабляя внутренние силы сцепления.

После размягчения несущая способность грунтов уменьшается, изменяется величина сопротивления сдвигу, появляется или повышается способность консолидироваться под нагрузкой.

Количественной оценкой способности полускальных грунтов размягчаться при изменении влажностного режима является коэффициент размягчения η : при $\eta \geq 0,90$ грунты считаются неразмягчающимися, при $\eta = 0,90 - 0,75$ средней степени размягчения и при $\eta < 0,75$ сильно размягчающиеся.

Для многих полускальных грунтов важной особенностью является *трещиноватость*. Прочность отдельных образцов полускальных грунтов может дать ошибочное представление о прочности всего массива. Так, образцы грунтов могут обладать большой прочностью, а грунты в массиве, будучи рассечены многочисленными трещинами, могут быть неустойчивым основанием сооружений.

Трещиноватость грунтов бывает различного происхождения и характера. Выделяют трещины, возникшие при горообразовании, трещины отдельности, напластования, выветривания и др. Исследование трещин имеет важное практическое значение.

Проектирование фундаментов на скальных грунтах отличается от проектирования фундаментов на обычных грунтах рядом особенностей:

- осадка обычно равна нулю;
- несущая способность зависит от дефектов в структуре скального массива, а не от прочности;
- расчетные сопротивления скального основания обычно значительно превышает прочность конструкции фундамента ($R_c = 50 \dots 350$ МПа);
- кровля скального массива обычно разрушена процессами выветривания, часто имеет уклон и неровная.

Что касается несущей способности скальных грунтов, то она должна определяться наиболее слабыми участками и дефектами:

- при перемежающихся слоях различных скальных пород несущая способность принимается по прочности наиболее слабого слоя;
- при сильной трещиноватости предельная нагрузка определяется по сопротивлению на одноосное сжатие;
- если слой скальных прочных грунтов перекрывает слабый слой, то расчет выполняется на изгиб или срез с учетом несущей способности слабого подстилающего слоя.

Особые сложности возникают при возведении фундаментов на наклонной неровной кровле скального массива с устройством выравнивающей подготовки. Во избежание развития процесса механической суффозии целесообразно вместо песчаной подготовки предусматривать монолитную бетонную подготовку ($t = 10 - 40\text{см}$) из тощего бетона или из уплотненного слоя щебня.

9.2 Основные свойства элювиальных грунтов и особенности строительства на них

Образование элювиальных грунтов связано с действием всех форм выветривания: физического, химического и биологического. В результате этих процессов материнская порода исчезает, а на её месте появляются вторичные отложения, формирующие элювиальные грунтовые толщи, для которых наиболее характерны отсутствие слоистости и сортировки материала.

Следует отметить, что для оснований, сложенных элювиальными грунтами, характерны следующие особенности:

- значительная неоднородность по глубине и в плане из-за наличия грунтов с большим различием их прочностных и деформационных характеристик;

- склонность к снижению прочности грунтов во время их пребывания в открытом котловане;

- возможность перехода в пывунное состояние (супесей и песков) при их водонасыщении в открытых котлованах;

- возможность проявления просадочных свойств (пылеватые пески с $e > 0,6$ и $S_r < 0,7$), набухания (глинистые грунты) и интенсивного атмосферного выветривания, приводящих к снижению прочностных и деформационных свойств и увеличению дисперсности.

В табл. 9.1 и 9.2 приведены нормативные значения характеристик c_n , φ_n и E для элювиальных песчаных, образованных при выветривании магматических и осадочных пород, и пылеватого-глинистых, образованных при выветривании только магматических пород.

Таблица 9.1 – Нормативные значения c_n (кПа), φ_n (град) и E (МПа) элювиальных песчаных грунтов, образованных при выветривании магматических и осадочных пород и продуктов их метаморфизма

Песчаные грунты	Обозначения характеристик	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	1,0	1,2
Дресвянистые	c_n	45	41	39	37	35	34	–
	φ_n	34	31	28	25	22	19	–
	E	44	33	24	17	15	14	–
Крупные и средней крупности	c_n	41	35	29	23	19	–	–
	φ_n	32	30	27	24	23	–	–
	E	44	31	22	14	13	–	–
Пылеватые	c_n	58	51	44	39	33	29	24
	φ_n	34	30	27	24	22	20	18
	E	48	40	29	21	16	12	10

Таблица 9.2 – Нормативные значения удельного сцепления c_n (кПа), угла внутреннего трения φ_n (град) и модуля деформации E (МПа) пылевато-глинистых элювиальных грунтов, образованных при выветривании магматических пород и продуктов их метаморфизма

Грунты и пределы нормативных значений их показателя текучести		Обозначения характеристик	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,0	1,2
Супеси	$I_L < 0$	c_n	47	44	42	41	40	39	–
		φ_n	34	31	28	26	25	24	–
		E	37	30	25	20	15	10	–
	$0 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	42	41	40	39	38	–	–
		φ_n	37	28	26	25	24	–	–
		E	25	18	14	12	11	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	57	55	54	53	52	51	50
		φ_n	24	23	22	21	20	19	18
		E	27	25	23	21	19	17	14
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	–	48	46	44	42	40	47
		φ_n	–	22	21	20	19	18	17
		E	–	19	16	14	13	12	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	–	–	41	36	32	29	25
		φ_n	–	–	20	19	18	17	16
		E	–	–	15	13	11	10	9
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	–	62	60	58	57	56	–
		φ_n	–	20	19	18	17	16	–
		E	–	19	18	17	16	15	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	–	54	50	47	44	–	–
		φ_n	–	17	15	13	12	–	–
		E	–	14	12	10	9,5	–	–

В зависимости от генетического вида исходных пород в нормативные значения характеристик необходимо вводить корректирующие коэффициенты для $c_n - m_c = 0,85 \div 1,2$; $\varphi_n - m_\varphi = 0,95 \div 1,05$ и $E - m_E = 0,8 \div 1,2$.

Сильновыветрелые кремнисто-глинистые осадочные породы, представленные в верхних горизонтах пылевато-глинистыми диатомитовыми, трапеловыми и опоковыми элювиальными грунтами, характеризуются высокими показателями пластичности ($w_l = 70...90$; $w_p = 50...60$ %), пористости ($e > 1$) и структурной прочности (более 0,1 МПа). Для таких грунтов отмечается линейная связь между осадкой и нагрузкой в пределах значительных давлений – до 2МПа.

Оценка сжимаемости элювиальных крупнообломочных грунтов различных генетических видов может производиться согласно табл.9.3, в которой приведены ориентировочные значения модулей деформации и расчетных сопротивлений R_o .

Таблица 9.3 – Значения модуля деформации E (МПа) и расчетного сопротивления основания R_o (кПа) для элювиальных крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты по степени выветрелости	Магматические и метаморфические породы		Осадочные цементированные породы	
	E	R_o	E	R_o
Глыбовые	≥ 60	≥ 900	≥ 50	≥ 800
	≥ 50	≥ 700	≥ 40	≥ 600
Щебенистые выветрелые	<u>60...40</u>	<u>800</u>	<u>50...40</u>	<u>600</u>
	50...35	600	40...35	500
Щебенисто-дресвяные слабо-выветрелые	<u>40...30</u>	<u>600</u>	<u>40...30</u>	<u>500</u>
	35...25	500	35...20	400
Дресвяные сильновыветрелые	≤ 30	<u>500</u>	≤ 30	<u>400</u>
	≤ 25	400	≤ 20	300

Для предварительной оценки оснований из выветрелых цементированных грунтов аргиллито-алевролитового типа и песчаников рекомендуется использовать установленную корреляционную зависимость между степенью выветрелости скальной породы K_{wr} и пределом прочности на одноосное сжатие (табл. 9.4).

Таблица 9.4 – Ориентировочные значения предела прочности на одноосное сжатие R_c (МПа) скальных грунтов осадочного комплекса

Степень выветрелости K_{wr}	Значения R_c для скальных грунтов		
	Аргиллито-алевролитового типа	Песчаников с преобладанием цемента	
		глинистого	карбонатного
$1 > K_{wr} \geq 0,95$	<u>20...12</u>	55...30	95...50
	30...15	85...50	150...80
$0,95 > K_{wr} \geq 0,9$	<u>12...4</u>	27...15	50...30
	15...10	30...15	80...50
$0,9 > K_{wr} \geq 0,85$	<u>8...5</u>	<u>10...7,5</u>	20...10
	10...7	30...20	50...35
$0,85 > K_{wr} \geq 0,8$	<u>5...2,5</u>	<u>7,5...5</u>	<u>10...5</u>
	7...5	20...12,5	35...20
Менее 0,8	<u>менее 2</u>	<u>менее 5</u>	<u>менее 5</u>
	менее 3	менее 10	менее 10

Проектирование фундаментов на элювиальных грунтах производится в соответствии с общими требованиями СНБ–5.01.01–99 с учетом особенностей их физико-механических свойств. Обязательным является расчет по I группе предельных состояний при $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^7$ см²/год.

Расчет оснований по II группе предельного состояния так же имеет свои особенности. Наряду с общими требованиями ограничения конечных совместных деформаций и сооружения необходимо определять осадку фундаментов во времени, а также проводить расчет и анализ всех составляющих осадки, т.е. осадки, вызываемые различными причинами:

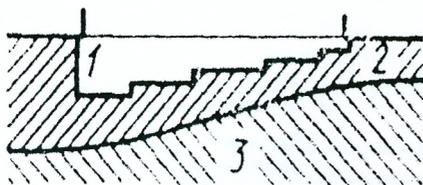
$$S = S_{упл.} + S_{разупл.} + S_{вып.} + S_{расстр.} + S_{экс.} \quad (9.1)$$

где $S_{упл.}$ – осадка уплотнения грунтов в основании; $S_{разупл.}$ – осадка от набухания грунта основания при отрывке котлована и последующего уплотнения при

нагрузке, равной природной; $S_{вип.}$ – осадка за счет выпирания (выдавливания) грунта из-под подошвы в стороны; $S_{расстр.}$ – осадка, являющаяся следствием разрушения природной структуры грунтов в основании при производстве работ; $S_{экс.}$ – осадки в результате работы основания во время эксплуатации сооружения.

Все это определяет практическую невозможность с высокой достоверностью определить величину дополнительных усилий в элементах наземных конструкций и поэтому уменьшение чувствительности конструкций к неравномерным деформациям рекомендуется осуществлять следующими конструктивными мероприятиями:

– устройства различно заглубленных фундаментов, позволяющих получить несущий слой одинаковой мощности сильносжимаемого грунта (рис.9.1);



- 1 – фундамент продольной стены;
- 2 – сильносжимаемый грунт;
- 3 – подстилающий грунт, обладающий малой сжимаемостью

Рисунок 9.1 – Уменьшение неравномерности осадки за счет различного заглубления фундамента

- уменьшения давления на основание за счет применения фундаментов с большей площадью подошвы там, где ожидаются большие осадки;
- использования верхнего более плотного слоя в качестве несущего, способного перераспределить давление на подстилающие слои слабого грунта;
- устройства распределительной песчаной или иной подушки;
- устройства более глубоких подвалов в той части здания, осадка которой ожидается большей, чем осадка соседних частей;
- возведения части здания на консолях.

Дополнительно при осадке зданий более 15 см необходимо руководствоваться следующими положениями:

- зданиям придают строительный подъем, т.е. принимают отметку обреза фундамента выше на размер ожидаемой осадки;
- в фундаментах над вводами и выпусками трубопроводов предусматривают зазор не менее ожидаемой осадки;
- вводы и выпуски прокладывают в каналах, обеспечивающих нормальные условия эксплуатации трубопроводов при значительной неравномерности между осадкой зданий и ближайшего колодца на коммуникации;
- канализационные выпуски делают с уклонами, которые гарантируют даже после развития полной осадки уклон труб от здания, при этом учитывается и осадка поверхности грунта около него;
- зазор осадочного шва делают из расчета возможного крена отдельных частей сооружения (не менее 3 см), и он заполняется долговечным упругим материалом.

При проектировании фундаментов на сильносжимаемых грунтах основное внимание уделяется оценке их сжимаемости и изменчивости этой

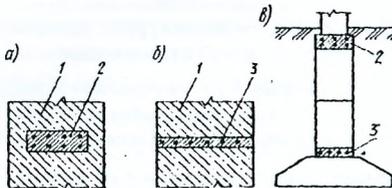
характеристики. Если данные изысканий недостаточны, то при проектировании зданий принимают, что под одинаково загруженными фундаментами развивается неравномерность осадки основания

$$S_{\max} - S_{\min} = 0,5S_{cp}, \quad (9.2)$$

где S_{cp} – средняя осадка сооружения, м.

При неравномерной податливости основания стены зданий искривляются и в них возникают дополнительные усилия, характерные для изгиба. Кладка несущих стен хорошо сопротивляется сжатию и плохо растяжению. Для того чтобы воспринять растягивающие усилия, возникающие при изгибе, вдоль всех стен устраивают непрерывные пояса армирования.

Сечение арматуры обычно назначают по конструктивным соображениям в каждом поясе от 2 до 15 см², чаще всего 5...10 см² (рис.9.2, а – в). Пояса армирования необходимо рассчитывать с учетом совместной работы конструкций сооружения с основанием.



1 – стена; 2 – железобетонный пояс;
3 – армирование в утолщенном шве

Рисунок 9.2 – Конструкции и размещение поясов в стене и фундаменте

При проектировании протяженных зданий на элювиальных 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 *материалоемкие жесткие фундаменты*: продольные ленты-балки, железобетонные плитные и коробчатые фундаменты.

При расположении здания или сооружения большей частью на глыбощебенистом грунте целесообразно производить частичную выборку под оставшейся частью элювиальных песчаных или пылевато-глинистых грунтов с устройством уплотненной распределительной подушки из скального щебня или крупнообломочного невыветрелого или слабыветрелого грунта.

В случае необходимости уменьшения деформируемости и увеличения несущей способности грунтов, находящихся в естественных условиях залегания, иногда целесообразно прибегать к искусственному улучшению их свойств. При этом соотношение между прочностью основания и жесткостью сооружения должно обеспечивать развитие допустимых для данного типа сооружений деформаций.

Опыт строительства на элювиальных грунтах показывает, что эксплуатационная надежность зданий и сооружений обеспечивается только при строгом выполнении требований по проектированию, подготовке оснований и возведению фундаментов с учетом специфических инженерно-геологических условий строительных площадок. При этом выборе способа строительства (отрыв котлована, крепление его стенок, водопонижение, подготовка основания и проведение мероприятий по сохранению естественной структуры грунтов) отводится решающая роль.

При устройстве котлованов в элювиальных грунтах для сохранения их природной структуры рекомендуется: принять меры к отводу поверхностных и дождевых вод; при открытом водоотливе откачку производить лишь из специальных колодцев (зумпферов), собирающих воду из канавок, располагаемых по периметру котлована; при водопонижении с помощью иглофильтров уровень подземных вод поддерживать на 0,5 м ниже отметки дна котлована. Котлованы разрабатываются с недобором 20-30 см с тем, чтобы оставшийся защитный слой был снят непосредственно перед началом фундаментных работ.

Слабые водонасыщенные грунты, как правило, являются сильнопучинистыми при промерзании, поэтому в процессе производства работ основание должно быть защищено от промерзания и в период производства земляных работ, монтажа фундамента и подвальных помещений до того времени, когда будут засыпаны пазухи котлована, а подвал утеплен.

Если рассчитанные деформации оснований больше предельно допустимых значений или недостаточна их несущая способность, а на глубине 10–12 м залегают прочные малосжимаемые грунты, толщу элювиальных грунтов можно прорезать сваями.

При небольшой толщине элювиальных грунтов они могут быть полностью или частично заменены песчаными или гравийными подушками.

Улучшение строительных свойств элювиальных грунтов также может быть осуществлено предпостроечным уплотнением с помощью фильтрующей пригрузки. При небольшой по глубине толще уплотнение производится на всю мощность слоя, а при большой – выполняется на глубину исходя из расчета, чтобы суммарная осадка уплотненного и нижележащего неуплотненного слоя не превышала предельно допустимой осадки для проектируемого сооружения.

9.3 Особенности строительства на закарстованных территориях

Под карстом понимается совокупность геологических явлений в земной коре и на её поверхности, вызванных химическим растворением пород, приводящих к образованию внутренних пустот (полостей, пещер, каналов), разрушению и изменению структуры пород и созданию характерного рельефа местности с особым режимом подземных вод.

По литологическому признаку выделяют такие типы карста, как карбонатный, сульфатный и солевой.

Наиболее часто встречающимися типами карстовых деформаций земной поверхности являются подвалы, возникающие внезапно и представляющие поэтому большую опасность для сооружений и оседания земной поверхности. Кроме этих деформаций, в карстовых районах необходимо учитывать поверхностные и погребенные карстовые образования древнего происхождения (воронки и впадины, заполненные органогенными слабыми грунтами).

Так как вблизи склонов скорость движения подземных вод значительная, то здесь часто образуются воронки, связанные с круто уходящими вглубь склонов карстовыми ходами. Карстовые образования могут иметь различный возраст – древний и современный.

Следует отметить, что с карстом очень тесно связаны процессы суффозии (механической и химической) и поэтому чаще всего необходимо анализировать для строительных площадок суффозионно-карстовые процессы и явления. Зачастую суффозионные процессы образуют пустоты внутри грунтового массива (ниши, вытянутые щели, трубчатые каналы), которые не имеют внешнего проявления.

Для количественной оценки карста наиболее широко применяются плотность карстовых воронок (f), площадной коэффициент закарстованности (k_s) и среднегодовое число провалов (P), определяемые по зависимостям:

$$f = \frac{N}{S}; \quad k_s = \frac{S_b}{S} \cdot 100\%; \quad P = \frac{h}{S \cdot t}, \quad (9.3)$$

где N – число карстовых воронок; S – закарстованная площадь; S_b – площадь карстовой воронки; n – число карстовых провалов; t – время образования карстовых провалов.

Карстовые же 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.

Карстовые процессы в Беларуси заметно развиты только в юго-западной и крайней восточной частях. При этом карстующиеся породы залегают как на глубине от 10 до 40 м, так и выходят на поверхность. Основные виды пород – это мергельно-меловые. В зависимости от глубины залегания они могут приводить к образованию котловин, чаще всего занятых озёрами, либо западин диаметром до 700 м и глубиной от 0,3 до 3 м.

При проектировании и строительстве на закарстованных территориях обязательным является необходимость обоснования комплекса противокарстовых мероприятий, обеспечивающего предотвращение катастрофических разрушений и безопасность для жизни людей, а также минимизацию стоимости строительства и эксплуатации.

Все противокарстовые мероприятия могут быть сведены к трём группам:

– мероприятия влияющие на естественный ход карстовых процессов (организация стока поверхностных вод, противодиффузные завесы, гидроизоляционное покрытие территории, заполнение трещиноватых и разрушенных зон и карстовых полостей тампонажным раствором, армирование грунтов, закрепление оснований корневидными буронабивными сваями);

– мероприятия, направленные на защиту зданий и сооружений без воздействия на естественный ход карстовых процессов (рациональная компоновка объектов в плане, сокращение числа температурно-деформационных швов, введение в каркасные конструкции дополнительных связей, усиление несущих элементов конструкций армированными обоями и рубашками, устройство податливых соединений крупнопанельных и крупноразмерных элементов сооружений, устройство горизонтальных связей в фундаментах и фундаментах с подпругами, устройство кустов висячих свай, обеспечивающих выпадение свай при провале, прорезка карстующихся пород сваями-стойками или глубокими опорами);

– мероприятия, уменьшающие влияние хозяйственной деятельности на развитие карстового процесса (недопущение утечек агрессивных производственных стоков, ограничение откачек трещино-карстовых вод, регулирование добычи полезных ископаемых подземным растворением пород, ограничение взрывных работ и действия источников вибрации).

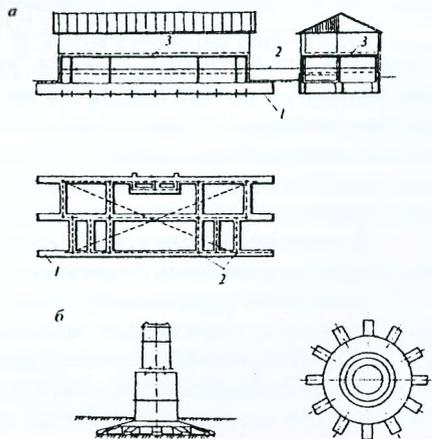
Однако данный комплекс мероприятий не всегда исключает возможность развития карстовых деформаций, а в некоторых случаях становится технически невозможным или нецелесообразным их применение. В этом случае предусматривают *конструктивные мероприятия*, назначаемые исходя из расчета фундаментов и подземных 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.9.3) 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.

- а* – прогивокарстовое 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

Рисунок 9.3 – Прогивокарстовые фундаменты



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.

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 и 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.

9.4 Особенности строительства на подрабатываемых территориях

При добыче полезных ископаемых подземным способом часто в образующую полость смещаются покрывающие его толщи грунта, приводящие к образованию на земной поверхности чашеобразной впадины (мульда-сдвигание).

В зависимости от глубины разработки деформации земной поверхности могут проявляться в виде провалов или плавных оседаний. Эти деформации являются факторами нагрузки для несущих конструкций сооружений, а их воздействия на конструкции относятся к числу особых.

При проектировании зданий и сооружений на подрабатываемых территориях, в соответствии с требованиями нормативных документов, необходимо базироваться на следующих характеристиках деформации земной поверхности: кривые оседания η , наклоны i , относительных горизонтальных деформаций ϵ , кривизны k и горизонтальных сдвижений ξ .

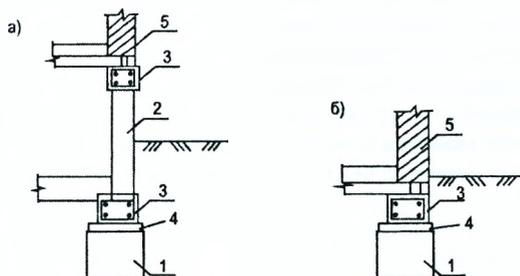
Относительные горизонтальные деформации $\pm \epsilon$, вследствие трения и сцепления фундаментов с грунтом, вызывают в конструкциях растяжение и сжатие, изгиб и скашивание; кривизна мульды k – прогиб и выгиб конструкции здания; наклон i – их крен. Неравномерные оседания земной поверхности вызывают изгиб 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:

– жесткой (фундаменты плитные, ленточные сборные с железобетонными поясами, монолитные железобетонные ленточные и из перекрещивающихся лент, столбчатые со связями-распорками между ними и др.);

– комбинированной (жесткие фундаменты, имеющие шов скольжения ниже уровня планировки или пола подвала).

Конструктивно податливые фундаменты подразделяют на два типа: I – фундаменты,двигающиеся по шву скольжения; II – фундаменты,наклоняющиеся из своей плоскости (рис.9.4). Фундаменты II типа на сдвиг в плоскости оси стены могут работать как фундаменты типа I.



- а – тип II; б – тип I;
 1 – фундаментный блок;
 2 – панель стены ограждения;
 3 – железобетонные пояса;
 4 – шов скольжения;
 5 – несущая стена

Рисунок 9.4 – Конструкции податливых фундаментов

Горизонтальные деформации в целом обуславливают следующие нагрузки на заглубленный в грунт фундамент:

- сила трения сдвигающегося грунта по подошве;
- нормальные давления сдвигающегося грунта на боковые поверхности фундаментов;
- сила трения грунта по боковым поверхностям фундаментов.

Отсюда суммарная горизонтальная нагрузка определяется по зависимости:

$$N = (N_T + N_{T.п} + N_б + N_д), \quad (9.4)$$

где N_T и $N_{T.п}$ – соответственно нагрузки, вызванные силами трения сдвигающегося грунта в продольном направлении по подошве рассчитываемого фундамента и по подошве фундаментов, примыкающих к расчетному; $N_б$ – нагрузка, вызываемая силами трения грунта по боковым поверхностям контакта фундамента с грунтом; $N_д$ – нагрузки, вызванные нормальным давлением сдвигающегося грунта на фундаменты, примыкающие к расчетному.

Однако на практике чаще всего используют упрощенную методику определения нагрузок на фундаментную конструкцию.

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.

Фундаменты податливой конструктивной схемы на воздействие горизонтальных деформаций грунта рассчитываются на нагрузки и усилия в зависимости от типа податливости:

- при первом, когда фундаменты имеют возможность смещаться по шву скольжения – на силы трения, возникающие в шве скольжения от сдвига фундаментов;
- при втором, когда фундаменты имеют возможность наклоняться, – их следует рассчитывать на наклоны и возникающее нормальное давление грунта.

Однако следует отметить, что податливые фундаменты второго типа, наклоняющиеся из плоскости стены, в ее плоскости могут работать как податливые фундаменты первого типа.

На площадках, сложенных просадочными грунтами, конструкции сооружений должны проектироваться с учетом возможного совместного воздействия на них деформации от подработок и от просадок грунтов.

Совместное воздействие деформаций от подработок и от просадок грунтов на несущие конструкции зданий и сооружений в зависимости от величин обобщенных усилий (изгибающего момента и поперечных сил), возникающих в конструкциях при независимом их действии, учитывается зависимостями:

$$M = \sqrt{M_{nm}^2 + M_{st}^2}, \quad (9.5)$$

$$Q = \sqrt{Q_{nm}^2 + Q_{st}^2}, \quad (9.6)$$

где M_{nm} и Q_{nm} – соответственно обобщенные изгибающий момент и поперечная сила от воздействия горных выработок; M_{st} и Q_{st} – то же, от воздействия просадок.

На площадках, сложенных грунтами с модулем деформации $E < 10$ МПа, а также при возможности резкого ухудшения строительных свойств грунтов основания, вследствие изменения гидрогеологических условий площадки подработки целесообразно применять свайные или плитные фундаменты.

К основным мероприятиям, снижающим неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции сооружений, относятся:

- уменьшение поверхности фундаментов, имеющей контакт с грунтом;
- заложение фундаментного пояса на одном уровне в пределах отсека сооружения;
- устройство грунтовых подушек на основаниях, сложенных практически несжимаемыми грунтами;
- размещение подвалов и технических подполий под всей площадью отсека сооружения;
- засыпка грунтом пазух котлованов и выполнение грунтовых подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов;
- отрывка перед подработкой временных компенсационных траншей по периметру сооружения;
- разрезка зданий на отсеки, благодаря которой снижаются величины перемещений.

К мероприятиям снижающим неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на конструкции и уменьшающих расход материалов на усиление конструкций фундаментов и заглубленных частей здания или сооружения, относится и устройство заведомо податливых и слабых конструктивных элементов, которые в процессе подработки могут деформироваться и даже

разрушаться (например, применение ограждающих панелей глубоких подвальных помещений каркасных здании, рассчитанных на активное боковое давление грунта, часть из которых в случае значительных деформаций при подработке может быть заменена).

Отсюда при выборе глубины заложения фундаментов необходимо стремиться к уменьшению контакта боковых поверхностей фундаментов с грунтом.

При строительстве на основаниях, сложенных практически несжимаемыми грунтами, целесообразно устройство под фундаментами песчаных подушек высотой $0,3 \div 0,5$ м. Вокруг фундаментных конструкций желательна предусматривать компенсационные пазухи из сильно сжимаемых материалов (древесные опилки с глиной).

Особое внимание при устройстве свайных фундаментов должно быть уделено сопряжению свай с ростверком. Сопряжение должно компенсировать предельные значения горизонтального перемещения грунта основания: при жестком сопряжении с ростверком – 2 см; податливом, условно-шарнирном сопряжении – 5 см и податливом сопряжении с ростверком через шов скольжения – 8 см.

Отсюда подрабатываемыми территориями, пригодными для строительства, являются участки земной поверхности, расположенные вне зон: возможного образования провалов; возможного затопления атмосферными и грунтовыми водами; выходов тектонических нарушений; возможного образования оползней.

Неблагоприятными, с точки зрения появления дополнительных усилий в конструкциях зданий и сооружений, являются площадки строительства со скальными, крупнообломочными и плотными глинистыми грунтами. Поэтому предпочтение следует отдавать площадкам с более слабыми грунтами, если они обладают достаточной несущей способностью.

Для обеспечения прочности, устойчивости и эксплуатационной надежности зданий необходимо предусматривать специальные мероприятия по инженерной подготовке площадки, конструктивным и горным мерам защиты и выравниванию осадок, а расчеты конструкций базировать на принципе независимости действия горизонтальных деформаций, кривизны и наклонов. Определяющими и основными должны быть горизонтальные деформации основания, а учет наклонов и кривизны земной поверхности может осуществляться через определение краевых давлений на грунты основания, при этом

$$P_{кр}^{max} \leq 1,5 R$$

10 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

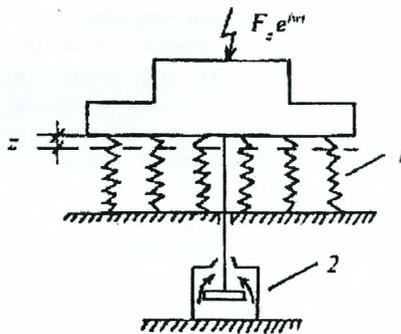
10.1 Фундаменты под машины периодического и ударного действия

Как было рассмотрено в разделе «Механика грунтов», колебания грунта возникают вследствие динамических воздействий на него. Такими воздействиями могут быть как природные процессы и явления (карстовые провалы, землетрясения), так и техногенные факторы (забивка свай, работа стационарных машин и механизмов, нагрузки от движущегося транспорта и т.д.).

Динамические нагрузки могут прикладываться как к сооружению (воздействие ветра на высотное здание, прибой 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 нагрузки, приложенные к грунтам, инициируют в них распространение продольных и поперечных (упругих и пластических), а также поверхностных волн, что позволяет в качестве моделей грунта использовать как модели идеально упругой и упругопластической, так и вязкоупругой и вязкопластической сред.

Наиболее широко применяемая в проектной практике расчетная модель грунта приведена на рис.10.1.



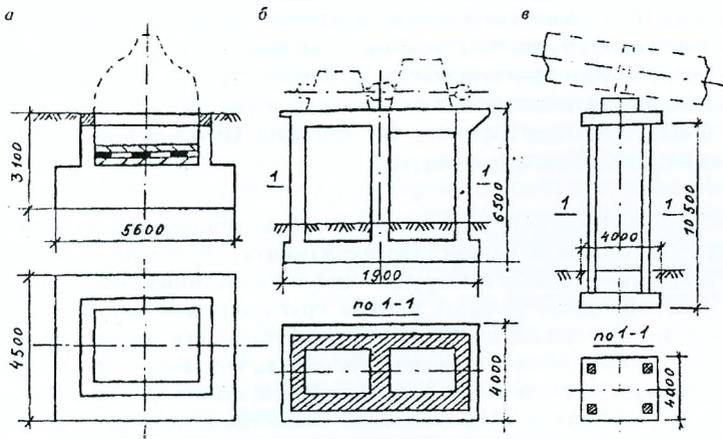
1 – упругий элемент; 2 – вязкий элемент

Рисунок 10.1 – Расчетная модель упруговязкого основания

Результатом передачи грунтом колебаний на сооружение являются колебательные движения как отдельных конструкций, так и сооружения в целом. 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 разжижаться, что приводит к полной потере устойчивости основания. Поэтому основания фундаментов сооружений, подверженных воздействию источников вибрации, и машин с динамическими нагрузками проектируются исходя из характера источников вибрации и специфики работы каждого вида машин и оборудования.

По конструкциям фундаменты под машины могут быть массивными стенчатыми и рамными. Массивные фундаменты выполняют 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 рисунке 10.2.



а – массивный; б – стенчатый; в – рамный

Рисунок 10.2 – Фундаменты

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 эксцентриситет не должен превышать 5 % размера стороны подошвы фундамента, в направлении которой происходит смещение центра тяжести. Для относительно слабых грунтов основания (при $R < 150$ кПа) допустимое значение эксцентриситета не должно превышать 3 %.

При очень слабых грунтах основания, а также стесненности строительной площадки наиболее эффективными фундаментами машин являются свайные фундаменты.

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.

Фундаменты под машины и их основания рассчитывают по двум группам предельных состояний:

по несущей способности (первая группа);

по деформациям, затрудняющим нормальную эксплуатацию установленных на этих фундаментах машин и оборудования или соседних объектов, чувствительных к вибрациям (вторая группа).

По первой группе:

1. Проверка выполняется для всех без исключения типов машин. При проверке среднего статического давления под подошвой фундамента учитываются только статические нагрузки. Влияние динамических нагрузок учитывается соответствующими коэффициентами.

Центр тяжести проектируемого фундамента и машины обычно располагают на одной вертикали (допускаемые эксцентриситеты: 3% – для грунтов с $R_0 \leq 150$ кПа; 5% – для грунтов с $R > 150$ кПа). Поэтому проверка производится как при центральном сжатии:

$$p \leq \gamma_{co} \gamma_{ci} R, \quad (10.1)$$

где p – среднее давление на основание под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок (вес фундамента, грунта на его обрезах, машины и вспомогательного оборудования, с коэффициентом перегрузки $n = 1$); γ_{co} – коэффициент условия работы грунтов основания, учитывающий характер динамической нагрузки и ответственность машины; γ_{ci} – коэффициент условия работы грунтов основания, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамических нагрузок; R – расчетное сопротивление основания, определяемое с учетом размеров и глубины заложения фундамента.

2. Расчет прочности производится для отдельных элементов рамных фундаментов (стоек и ригелей рам, балок, плит, консольных выступов), фундаментов плитного или балочного типа, а также отдельных сечений массивных фундаментов, ослабленных отверстиями и выемками. Расчет производится по общим правилам проектирования бетонных и железобетонных конструкций на расчетные нагрузки от веса фундамента, машины, вспомогательного оборудования и засыпки грунта, а также на расчетные статические действующие нагрузки, эквивалентные максимально возможному воздействию машины.

По второй группе:

1. Расчет оснований фундаментов при воздействии на них динамических нагрузок сводится к определению: амплитуд колебаний фундаментов и их отдельных элементов; среднего статического давления под подошвой фундамента на естественном основании или несущей способности свай; возможности возникновения дополнительных осадков основания, вызванных действием вибрации.

Наибольшая амплитуда колебаний верхних граней фундамента (в т.ч. вертикальных и горизонтальных, с учетом возможных поворотов относительно главной горизонтальной оси инерции и вертикальной оси) должна удовлетворять условию

$$A_{adm} < A_{adm}'' \quad (10.2)$$

где A_{adm} – наибольшая амплитуда колебаний фундамента, определяемая расчетом или полученная опытным путем; A_{adm}'' – предельно допустимая амплитуда, регламентируемая соответствующими документами, заданием на проектирование, с учетом санитарных и технологических требований.

Величина A_{adm}'' должна быть не более 1,2 мм.

Особое внимание при проектировании следует уделять выбору мероприятий по уменьшению амплитуды колебаний и длительных осадок фундаментов.

Если при принятой конструкции фундамента машины рассчитанные амплитуды колебаний превышают предельно допустимые, то возможно также 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.

Если в зону влияния динамического воздействия попадают другие машины, здания и сооружения, то они могут испытывать длительные незатухающие осадки за счет виброползучести грунтов оснований. Эти осадки характерны для фундаментов, давления по подошве которых близки к расчетному сопротивлению грунтов основания или превышают его, что предполагает наличие у краев фундамента 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.

Для предотвращения этих осадок целесообразным является устройство коротких шпунтовых рядов по периметру фундаментов или закрепление грунта.

10.2 Фундаменты в сейсмических районах

Сейсмические воздействия на фундамент, а соответственно здание и сооружение в целом, обусловлены землетрясениями, происходящими из-за тектонических разломов в земной коре.

Сейсмические воздействия, как и любые динамического характера нагрузки на основания сооружений, приводят к изменению свойств грунтов: увеличивается сжимаемость, особенно несвязных 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 сейсмическим свойствам грунты разделяются на три категории: I категория – грунты хорошие (скальные, крупнообломочные, вечномёрзлые в твёрдомерзлом состоянии); II категория – грунты среднего качества (пылеватоглинистые грунты, пески плотные и средней плотности, маловлажные скальные выветрелые); III категория – слабые (пылеватоглинистые грунты, пески рыхлые водонасыщенные и вечномёрзлые оттаивающие).

В зависимости от категории грунтов расчетная сейсмичность стройплощадки может быть равна сейсмичности данного района, но может быть повышена или понижена на 1 балл.

Основное требование сейсмостойкости фундаментов состоит в том, чтобы при совместном действии на них обычных нагрузок и сейсмических сил фундаменты не разрушались, не сдвигались и не опрокидывались, а основание не теряло устойчивости и обеспечивало прочность системы «сооружение – основание».

Основной расчет оснований с учетом сейсмических воздействий сводится к проверке несущей способности оснований на *особое сочетание* нагрузок, определяемых в соответствии с требованиями нормативных документов на нагрузки и воздействия, а также норм по проектированию зданий и сооружений в сейсмических районах. Предварительные размеры фундаментов определяют расчетами основания по деформациям на *основное сочетание* нагрузок без учета сейсмических воздействий.

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 производится на действие *вертикальной составляющей* внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия

$$N_a \leq \gamma_{с,сж} \cdot N_{u,сж} / \gamma_n, \quad (10.3)$$

где N_a – вертикальная составляющая внецентренной нагрузки в особом сочетании; $N_{u,сж}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях; $\gamma_{с,сж}$ – сейсмический коэффициент условий работы; γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружений.

Горизонтальная составляющая нагрузки в особом сочетании учитывается при расчете фундамента на сдвиг по подошве, который выполняется по общим правилам, но с учётом сейсмического коэффициента условий работы $\gamma_{сж}$.

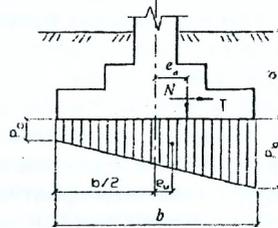
С учетом действия сейсмических сил инерции грунта, расположенного выше и ниже подошвы фундамента, ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента (рис. 19.3) определяются по формулам:

$$p_0 = \xi_q \cdot \Phi_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \xi_c (\Phi_1 - 1) c_1 / \text{tg} \varphi_1, \quad (10.4)$$

$$p_b = p_0 + \xi_q \cdot \gamma_1 \cdot b \cdot (\Phi_2 - k_{eq} \Phi_2), \quad (10.5)$$

где ξ_i – коэффициенты формы фундамента в плане; Φ_i – коэффициенты несущей способности оснований; γ_i – удельные веса грунта выше и ниже подошвы фундамента; R_{eq} – коэффициент сейсмичности.

Рисунок 10.3 – Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии



Эксцентриситеты расчетной нагрузки e_a и эпюры предельного давления e_u определяются по формулам:

$$e_a = M_a / N_a; \quad (10.6)$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0), \quad (10.7)$$

где N_a и M_a – соответственно вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, действующие по подошве фундамента при особом сочетании нагрузок; p_0 и p_b – крайние давления под подошвой фундамента.

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания $N_{u,eq}$ в зависимости от соотношения между величинами e_a и e_u определяется из выражений:

$$\text{при } e_a \leq e_u \quad N_{u,eq} = 0,5bl(p_0 + p_b); \quad (10.8)$$

$$\text{при } e_a > e_u \quad N_{u,eq} = bl \cdot p_b / (1 + 6e_u / b), \quad (10.9)$$

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 расчёт оснований по несущей способности должен выполняться отдельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

Максимальное расчетное давление под подошвой фундамента вычисляется по формуле:

$$p_{\max} = 2N_a / [3l(b_c / 2 - e_a)] \leq p_b, \quad (10.10)$$

где p_b – крайнее предельное давление;

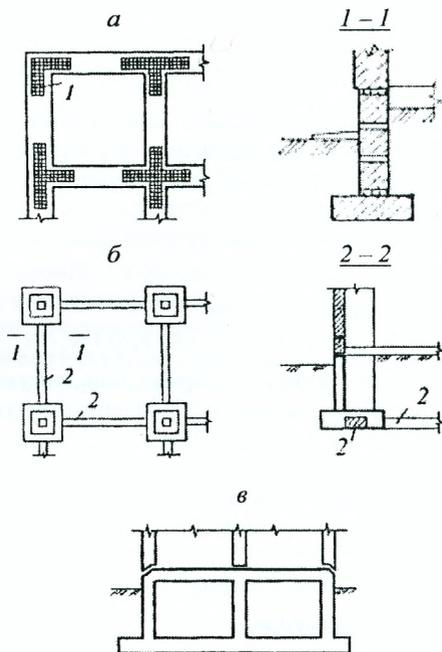
$$b_c = 1,5(b - 2e_a). \quad (10.11)$$

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, рекомендуется устройство искусственных оснований и другие мероприятия,

улучшающие свойства 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.

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 в фундаментах и стенах подвалов из крупных сборных блоков производить перевязку блоков в каждом ряду, пересечения стен усиливать путем закладки в горизонтальные швы арматурных сеток (рис.10.4, а), а по верху сборных фундаментов (подушек) предусматривать железобетонные пояса. Продольные железобетонные пояса должны быть связаны поперечными железобетонными стойками.



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

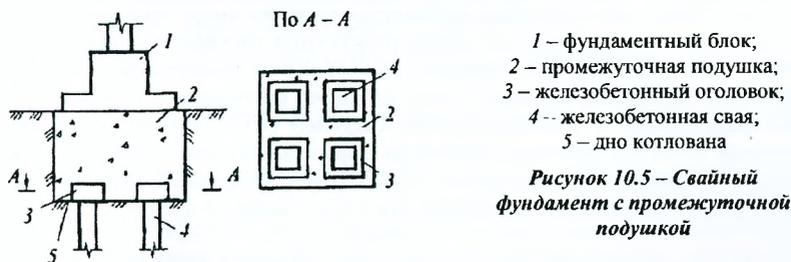
Рисунок 10.4 – Конструкции фундаментов при сейсмических воздействиях

Для каркасных зданий колонны целесообразно располагать на сплошных фундаментных плитах, перекрестных ленточных фундаментах или соединять отдельные фундаменты и свайные ростверки железобетонными балками-связями (рис.10.4, 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. 10.4, в).

Свайные фундаменты в условиях сейсмике применяются в тех же целях, что и в несейсмических районах. При применении свайных фундаментов необходимо нижние концы свай опирать на плотные грунты, а ростверк располагать на одной и той же глубине в каждом отдельном отсеке. Головы свай заделываются в ростверк с учетом горизонтальных сейсмических сил. В условиях сейсмике применяют как забивные, так и набивные сваи. Набивные сваи рекомендуется устраивать в маловлажных связных грунтах при диаметре свай не менее 40см и отношении их длины к диаметру не менее 25. В структурно-неустойчивых грунтах применять набивные сваи можно только с обсадными неизвлекаемыми трубами. Армирование набивных свай является обязательным при минимальном относительном армировании, равном 0,05.

На практике широко применяются фундаменты с промежуточной распределительной песчаной подушкой (рис.10.5). 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 больше 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.

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 свай 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 свай, работающей на осевую сжимающую нагрузку, с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле:

$$F_{eq} = \gamma_c (\gamma_{eq} \gamma_R R A + u \sum_{hp}^{\text{up}} \gamma_{eqi} \gamma_{fi} f_i l_{pi}), \quad (10.12)$$

где γ_c – коэффициент условий работы свай в грунте; R – расчетное сопротивление грунта под нижним торцом свай; A – площадь опирания свай на грунт; u – наружный периметр поперечного сечения свай; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности свай (учитывается, начиная с глубины h_{pi}); l_{pi} – толщина i -го слоя грунта, начиная с глубины h_{pi} , соприкасающегося с боковой поверхностью свай; γ_{eqi} и γ_{eq} – коэффициенты условий работы свай, учитывающие влияние сейсмических воздействий на величину сил сопротивления грунта по нижнему торцу и боковой поверхности свай; d_p – глубина погружения свай в грунт; γ_R и γ_f – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним торцом и по боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения или изготовления свай на величину расчетного сопротивления грунта.

При расчете свайных фундаментов на сейсмические нагрузки проверка устойчивости грунта по условию ограничения давления, передаваемого на грунт боковой поверхностью свай, должна выполняться с условием понижения расчетного угла внутреннего трения в зависимости от интенсивности землетрясения. Обязательной является и проверка сечений железобетонных свай по сопротивлению материалов, как для внецентренно сжатого элемента.

Поскольку при наличии промежуточной песчаной подушки значительные горизонтальные нагрузки непосредственно на свай 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_i и свайного куста S_p :

$$S = S_i + S_p. \quad (10.13)$$

При этом осадка свайного куста определяется в соответствии с общей методикой, а осадка промежуточной подушки – по формуле:

$$S_i = N_p^* h_i / E \sum A_n, \quad (10.14)$$

где N_p^* – 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; $\sum A_n$ – площадь всех оголовков свай фундаментов.

11 РЕКОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ

11.1 Причины, вызывающие необходимость реконструкции фундаментов и усиление оснований

В последние годы резко сократились масштабы нового строительства и возрос объем реконструкции зданий и сооружений.

В процессе реконструкций зданий и сооружений производят замену отдельных конструкций или их усиление, увеличивают полезные нагрузки за счет установки нового оборудования, устанавливают краны большей грузоподъемности и т.п. Это приводит к значительному повышению постоянных и временных нагрузок, передаваемых как на фундамент, так и на грунты основания.

Возрастание нагрузок требует усиления или увеличения размера фундамента с тем, чтобы была обеспечена его прочность и трещиностойкость. С другой стороны, при возрастании нагрузок требуется обеспечить устойчивость основания и отсутствие дополнительных осадок, которые могут привести к появлению деформаций в надземных конструкциях.

В практике часто встречаются и случаи когда наблюдаются недопустимые деформации сооружений, или потеря устойчивости основания и всего сооружения в целом, т.е. наступает отказ оснований и фундаментов, причинами которого являются ошибки, допускаемые при проектировании, строительстве и эксплуатации.

Усиление оснований и фундаментов зданий и сооружений обычно производится в следующих случаях:

- при реконструкции здания и сооружения, при увеличении нагрузок, при надстройке, когда давление на фундаменты возрастает и несущая способность становится недостаточной;
- при появлении трещин в здании в результате неравномерных деформаций основания;
- при устройстве глубоких котлованов внутри или в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений;
- для устранения ошибок, допущенных в проекте или при производстве работ;
- с целью уменьшения амплитуды вибраций фундаментов и конструкций;
- при выравнивании сооружения в связи с креном, сдвигом и др.

Усиление и реконструкция оснований и фундаментов сооружений в указанных выше условиях существенно отличаются от проектирования новых в связи с необходимостью учета изменений как самого здания (физического износа), так и свойств грунтов оснований фундаментов за период эксплуатации. Эта задача достаточно сложна и ответственна, поскольку для ее разрешения требуется учет многих дополнительных факторов. Весь комплекс работ (по оценке состояния и разработке мероприятий по улучшению и восстановлению) при проектировании оснований и фундаментов реконструируемых сооружений, как правило, подразделяется на четыре этапа: *первый* этап – сбор и обобщение сведений по проектированию, строительству и эксплуатации здания (сооружения) и

детальное изучение имеющейся технической документации; *второй* этап – обследование местности и наземных конструкций и сооружений для выявления характера деформаций основания и фундаментов; *третий* этап – обследование фундаментов и грунтов основания; *четвертый* этап – расчеты и разработка мероприятий по повышению прочности и надежности фундаментов и оснований.

11.2 Основные методы усиления оснований

Большинство методов усиления грунтов основания реконструируемых сооружений сводятся к повышению их несущей способности путем искусственного упрочнения (закрепления).

Работы могут выполняться без нарушения эксплуатации здания, без производства земляных работ, они могут совмещаться с другими видами работ и поэтому не влияют на увеличение сроков реконструкции и т.д. Способы закрепления грунтов основаны на нагнетании раствора, состоящего из одного или нескольких компонентов, способных при смешивании образовывать гель в порах грунта, придавая ему прочность и водонепроницаемость.

Существует свыше 30 способов искусственного закрепления грунтов. Наиболее распространенными являются цементация, смолизация, силикатизация, электрохимическая обработка глинистых грунтов, электроосушение и др. (табл. 11.1). Каждый из них имеет свою область применения, которая обуславливается свойствами упрочняемых грунтов, целью упрочнения, прочностью закрепления. Одни из них применимы для закрепления песчаных грунтов, другие – глинистых.

Способ выбирают с учетом конструктивных особенностей здания, наличия оборудования, сроков работ.

Для цементации используют цементные растворы с водоцементным отношением в пределах 0,4 – 20, цементно-песчаные с отношением 0,5 – 4 и цементно-глинистые растворы с глиноцементным отношением, равным 0,5 – 10. Для глинизации используют глиносиликатные растворы с содержанием глины 400 – 850 кг на 1 м³ раствора и от 1 до 10% силиката натрия. Возможно применение бентонитосиликатных растворов, включающих бентонит в объеме 100 – 300 кг на 1 м³ раствора, а также силикат натрия в количестве 0,5% массы сухого бентонита. Для приготовления растворов применяют в основном обычный портландцемент. Допускается использовать и другие виды цемента – глиноземистый, пуццолановый, шлакопортландцемент. При агрессивных водах следует применять цементы стойкие к составу этих вод.

Глины, используемые при закреплении, должны иметь такой минералогический состав, чтобы преобладающими были частицы размером 0,05–0,005 мм.

Нагнетание цементных и глинистых растворов производится с помощью иньекторов. Растворы закачивают при давлении 6–20 атм. специальными диафрагмовыми насосами. Целесообразно производить закачку без перерыва.

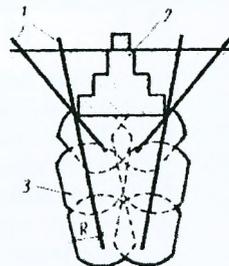
Для силикатизации и смолизации применяют растворы на основе силиката натрия и различных карбомидных смол.

Таблица 11.1 – Методы усиления оснований и фундаментов

Метод усиления	Конструктивно-технологическое решение	Область применения		Примерная прочность усиления, Па
		грунты основания	коэффициент фильтрации Кф, м/сут	
Цементация	Нагнетание цементного раствора	Крупнообломочные и песчаные (крупные и средние пески)	80–500	100–400
Однорастворная силикатизация	Нагнетание силиката натрия	Пески	0,1–2	60–80
	То же, с отвердителем	Крупнообломочные и песчаные	0,5–5	40–50
Двухрастворная силикатизация	Последовательное нагнетание силиката натрия и хлористого кальция	То же	2–80	150–200
Электро-силикатизация	Последовательное нагнетание силиката натрия и хлористого кальция при создании электрополя постоянного тока	Глинистые и песчаные	0,005–0,5	40–80
Смолизация	Нагнетание раствора карбамидной смолы с отвердителем	Пески (средние и мелкие)	0,5–5	150–200
Термический способ	Обжиг, сжигание топлива в скважинах	Просадочный суглинок и глина	При любом коэффициенте фильтрации	100–150
Механическое уплотнение	Устройство буронабивных наклонных свай	Для любых грунтов	0,1–5	60–80
Механическое уплотнение	Устройство «стен в грунте»	Для любых грунтов	0,1–5	100–200

Для выполнения работ по силикатизации грунтов под подошву фундаментов погружают иньекторы из стальных труб диаметром 19...38 мм, через которые производят нагнетание раствора под давлением 0,3...0,6 МПа.

Для ленточных фундаментов иньекторы помещают с обеих сторон с поверхности земли, из подвалов или специальных траншей. Если ширина фундамента имеет значительные размеры, то закрепления грунтов основания производят наклонными иньекторами (рис.11.1).



1 – иньектор; 2 – фундамент; 3 – укрепленная зона

Рисунок 11.1 – Схема силикатизации основания под ленточными фундаментами

Нагнетание "растворов" осуществляют заходками сверху вниз и наоборот, при этом давление составляет от 0,5 МПа (в просадочных грунтах) до 3 МПа (в песчаных грунтах). Перерывы в нагнетании растворов не допускаются.

Используя различные составы гелеобразующих растворов и режимы инъекции, можно варьировать прочность закрепления от 0,2 до 10 МПа. В большинстве случаев при закреплении грунтов в основании зданий достаточно получить прочность закрепления до 0,5 МПа.

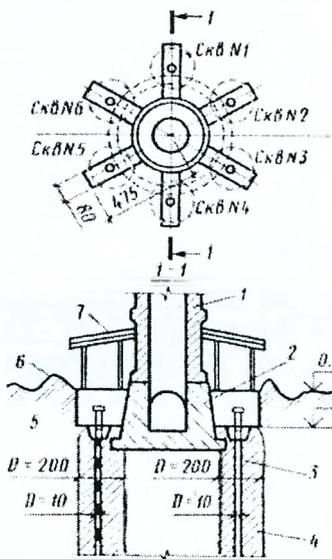
Способ электросиликатизации заключается в том, что в закрепляемый грунт пропускается постоянный электрический ток. Это ускоряет и облегчает проникновение растворов в грунт, увеличивает объем нагнетаемых растворов на 20% по сравнению с обычной силикатизацией и в конечном итоге повышается степень закрепления грунтов. Этот способ трудоемок, поэтому применяется редко.

При термическом способе усиления в грунт через жароупорные трубы нагревается воздух, нагретый до температуры 600...800°C. При температуре воздуха 300°C, лессовый грунт теряет просадочные свойства, при $t = 700...800^\circ\text{C}$ – приобретает высокие прочностные свойства.

Средний диаметр закрепленного массива грунта вокруг скважины составляет 1,0...2,5 м. Прочность на сжатие образцов термически закрепленного грунта составляет 1,5...2,0 МПа.

Возможны и другие способы, когда сжатие жидкого или газообразного топлива осуществляют непосредственно в скважинах.

Схема термического укрепления грунтов основания показана на рис.11.2.



- 1 – кирпичная труба; 2 – бетонный фундамент;
3 – скважина для обжига; 4 – зона термически
укрепленного грунта; 5 – кювет для
отвода дождевых вод; 6 – водозащитная
обваловка; 7 – навес

Рисунок 11.2 – Схема термического
укрепления грунтов

Достаточно перспективным методом усиления оснований является и использование струйной технологии, сущность которой состоит в том, что высоконапорная струя позволяет переместить грунт с цементным раствором и получить новый материал цемента-грунт, обладающий достаточно высокими механическими свойствами.

На рис.11.3. показана схема применения этого метода, обеспечивающая пересадку фундаментов на закрепленный грунт и откопку котлована ниже подошвы существующих фундаментов.

1 – стена дома; 2 – бутовый фундамент; 3 – массив закрепленного грунта под фундаментом; 4 – массив закрепленного грунта возле фундамента (подпорная стенка подземного объема); 5 – котлован; 6 – подвал существующего дома; 7 – водоупор

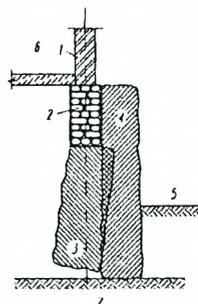
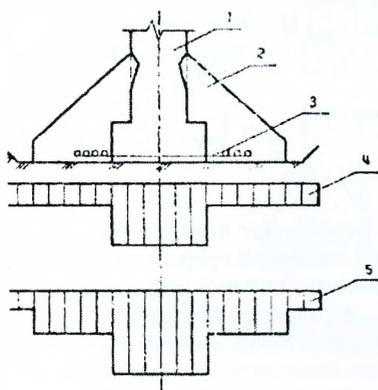


Рисунок 11.3 – Использование технологии «джет граунт» для пересадки фундаментов стен на закрепленный грунт и образования подпорной стены подземного гаража

Выбор способа закрепления производится на основе технико-экономического анализа с учетом конструктивных особенностей реконструируемого здания и выполняется обычно специализированными организациями.

11.3 Традиционные способы усиления фундаментов

Большинство традиционных способов усиления связано с увеличением площади подошвы фундаментов. Однако, как показала практика, уширения подошвы без предварительной опрессовки малоэффективны, так как уширения вступают в работу только при увеличении нагрузки, когда появляются дополнительные осадки (рис.11.4).

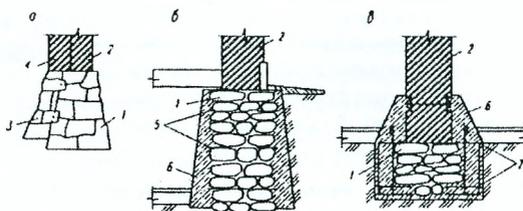


1 – существующий фундамент;
2 – конструкция уширения; 3 – арматура;
4 – эпюра давления до уширения;
5 – эпюра давления после уширения и догрузки фундамента

Рисунок 11.4 – Схема уширения подошвы фундамента (с эпюрами давления в плоскости подошвы)

Для уширения бутобетонных фундаментов применимы следующие методы: «приклад» из природного камня (рис.11.5, а); банкетка из бетона (рис.11.5, б); железобетонная обойма (рис.11.5, в).

Основные приемы усиления фундаментов сводятся к тому, что усиливаемый фундамент разбивают на отдельные захватки (участки) длиной 1,5...2,0 м. На этих участках отрывают вручную траншею шириной 1,2...2,0 м до подошвы. После этого в фундамент забивают металлические штыри (либо погружают в заранее пробитые отверстия через 50 см в шахматном порядке). Устанавливают опалубку и бетонизируют уширение.



a – «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

Рисунок 11.5 – Примеры традиционных способов усиления фундаментов

Для повышения эффективности усиления бутобетонных фундаментов иногда выполняют опрессовку грунтов (рис.11.6).

1 – стена; 3 – старая кладка; 7 – цементная
 подготовка; 8 – бетонные банкеты; 9 – рабочая
 балка; 10 – распределительная балка;
 11 – зачеканка литым бетоном

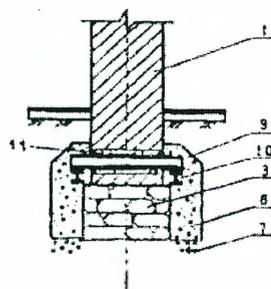


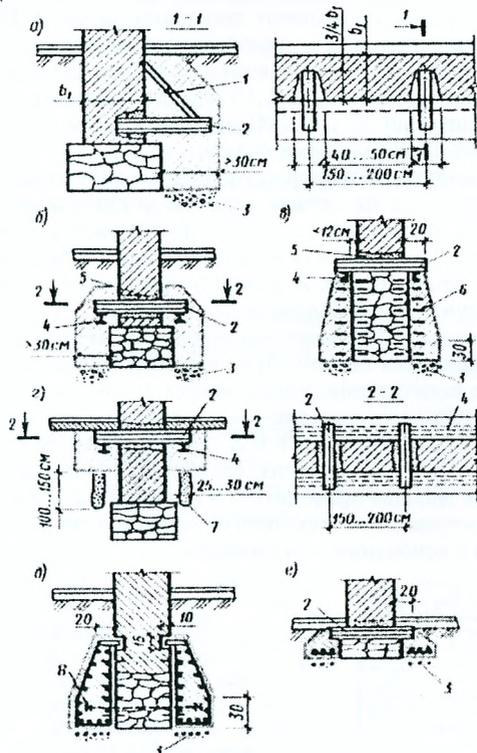
Рисунок 11.6 – Технология усиления фундаментов с опрессовкой грунтов основания

Для этого после разработки траншеи бетонируют помывающие к краям фундамента банкеты без омоноличивания их с кладкой существующих фундаментов. Затем в пробитые проемы устанавливают стальные балки, являющиеся упорами для гидравлических домкратов, которыми обжимают грунты в основании" устраиваемых уширений. После опрессовки домкраты извлекают и бетонируют банкет.

Наиболее распространенные конструктивные решения усиления фундаментов (монолитными) на реконструируемых объектах показаны на рис.11.7.

Для совместной работы старых и новых частей фундамента соприкасающиеся поверхности тщательно омоноличиваются. Надежность соединения обеспечивается штрабами (зубьями) и анкерами. Особо прочно анкеруется низ уширения. Для лучшей передачи давления от стен на новые части фундаментов в кладку закладываются рабочие и распределительные балки-опоры (металлические или железобетонные) или штыри диаметром 16-20 мм в шахматном порядке через 25 см по высоте. Наружная поверхность фундаментов очищается с максимальным раскрытием швов кладки. Для очистки используются пескоструйные аппараты и щетки из стальной проволоки. Штрабы, обеспечивающие монолитность соединения приливов и старой кладки, пробиваются при помощи отбойных молотков. Арматура забивается в отверстия с заводкой на глубину 250-300 мм или пропускается сквозь кладку. Участки основания под приливами

фундаментов уплотняются для выравнивания несущей способности необжатых грунтов с уплотненным весом здания грунтами. Это достигается втрамбовыванием в грунт щебня или жесткого бетона.



a – одностороннее расширение бетонным приливом; *б, в* – двустороннее расширение; *г* – то же, с усилением основания цементно-песчаными сваями; *д* – расширение жесткими железобетонными банкетками; *е* – расширение гибкими железобетонными банкетками; *1* – подкос; *2* – разгружающие балки; *3* – щебеночная подготовка; *4* – анкеры; *5* – опоры балок; *б* – штыри-связи; *7* – цементно-песчаные сваи; *8* – зачеканка цементным раствором

Рисунок 11.7 – Усиление существующих ленточных фундаментов монолитными банкетками

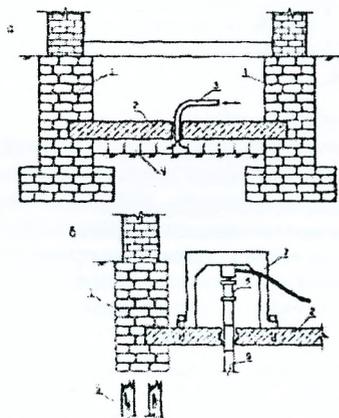
В случае если несущая способность бутовых бетонных фундаментов не удовлетворяет предъявленным к ним требованиям, их реконструкцию осуществляют перекладкой существующих фундаментов по отдельным участкам небольшой протяженности – 1,5–2,0 м – в шахматном порядке. Новую кладку тщательно подклинивают под старую. Швы разделяют жестким цементным раствором.

Торкретирование обычно применяют для укрепления кладки, ослабленной по поверхности за счет выщелачивания раствора или физического выветривания. Этот способ проще, чем замена кладки на новую.

Цементация осуществляется через инъекторы, которые внедряют в кладку путем забивки или бурения отверстий диаметром 20–38 мм. В теле кладки инъекторы располагают в шахматном порядке на расстояниях 500–1000 мм друг от друга, отверстия промывают под напором воды. После их установки поверхность кладки замазывают глиной или засыпают плотно утрамбованным грунтом (для предотвращения вытекания раствора). Для цементации суспензию готовят в пропорции 1:1 – 1:10 (портландцемент:вода) и нагнетают в кладку под давлением до 10 атм (МПа), обычно 3–4 атм. Расход цементного раствора составляет 25–35% объема кладки.

При наличии подвала вышерассмотренные технологии могут быть трансформированы. Для этого на уровне подвала устанавливается железобетонная плита 2 (рис.11.8), закрепленная в теле фундамента. Чтобы плита надежно включалась в работу, под нее можно инжектировать цементный раствор для опрессовки верхних слоев грунта. В ряде случаев можно использовать многосекционные сваи, получаемые вдавливанием.

Опорную площадь фундаментов можно увеличить за счет сборных плит, устраиваемых в подвалах здания. При этом нагрузки на плиты передаются через нажимные рамные конструкции, упирающиеся в монолитное перекрытие. Недостатком технологии является многодельность работ в стесненных условиях подвалов. К тому же, как правило, кладка над обрезами фундамента бывает расструктуренной из-за постоянного увлажнения, связанного с поднятием культурного слоя. Такие мероприятия должны проводиться в комплексе с усилением опорной части кладки стены. Достоинством технологии является отсутствие необходимости вскрытия грунтов в основании фундаментов.



- а* – с опрессовкой грунта;
- б* – с подведением многосекционных свай вдавливания; 1 – существующий фундамент; 2 – железобетонная плита, 3 – для инъекции расширяющегося цементного раствора; 4 – цементный раствор между плитой и грунтом; 5 – сгнившие деревянные сваи; 6 – домкрат; 7 – опора «коровысло»; 8 – вдавливаемые сваи

Рисунок 11.8 – Увеличение опорной площади с помощью монолитной железобетонной плиты

В случае если в фундаментах нет сквозных трещин, а их материал (бутовая или кирпичная кладка) из-за невысокой прочности и водостойкости сильно выветрился, то для восстановления поверхности фундаментов применяют оштукатуривание цементным раствором (торкретирование) по подготовленной боковой поверхности фундаментов или оштукатуривание по металлической сетке, укрепленной на боковой их поверхности. Если процессы выветривания захватили фундамент на всю толщ, то необходимо либо зацементировать кладку, укрепив тем самым существующий фундамент, либо выполнить обойму, восстановив несущие функции фундамента.

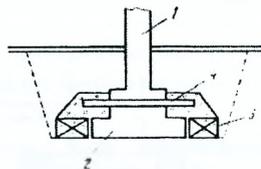
11.4 Современные способы усиления фундаментов

Большинство современных способов усиления фундаментов базируются на двух принципах: увеличение опорной площади фундаментов и «пересадке» здания на сваи.

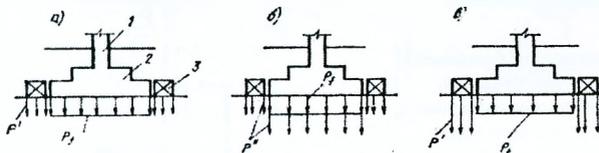
Если расчетное сопротивление основания существующего фундамента меньше давления на его подошве, то при увеличении нагрузки устраивают уширение фундамента, для чего применяют железобетонные обоймы, жестко соединяемые с телом фундамента (рис. 11.9). При этом предварительное обжатие грунта необходимо осуществлять таким образом, чтобы давление под подошвой обоймы было равно давлению под существующим фундаментом. С этой целью рекомендуется использовать сборные блоки, которые задавливают в грунт, после чего омоноличивают всю обойму.

1 – колонна; 2 – фундамент; 3 – блоки; 4 – балка

Рисунок 11.9 – Схема усиления фундамента



В случае предварительного устройства уширения фундамента эпюра действующего на грунт давления имеет вид, показанный на рис.11.10, а. Последующее увеличение нагрузки на фундамент приведет к практически равномерному увеличению давления по его подошве.



а – предварительное задавливание до существующего давления;
б – без задавливания; в – задавливание до давлений, превышающих давления под существующими фундаментами

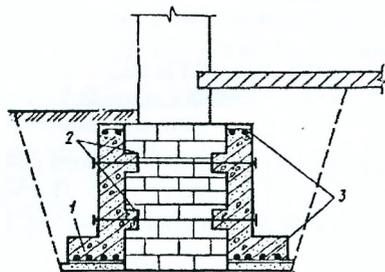
Рисунок 11.10 – Эпюры контактных напряжений при различных схемах усиления

Однако в определенных условиях можно не производить предварительного задавливания уширенной части фундамента. В этом случае напряжения под ней будут отсутствовать. По мере возрастания нагрузки давление будет увеличиваться как под существующим фундаментом, так и под его вновь возведенной частью. В этом, случае эпюра реактивных давлений будет иметь ступенчатый вид (рис.11.10, б) и будет аналогична эпюре давлений фундамента с промежуточной подготовкой.

Возможен и вариант, когда при устройстве уширения по его подошве создают предварительное давление, превышающее давление под подошвой существующего фундамента (рис.11.10, в), что также позволит повысить напряжение под его подошвой.

При необходимости передачи на столбчатые фундаменты значительных дополнительных нагрузок целесообразно устраивать между ними ленточные или столбчатые железобетонные фундаменты. Последние жестко соединяют с отдельными башмаками.

Пример усиления фундамента из гладкой каменной или кирпичной кладки с одновременным увеличением опорной площадки, показан на рис.11.11. Размер шпонак по высоте принимается исходя из обеспечения передачи поперечных усилий от обоймы существующему фундаменту. Обойму выполняют из расширяющегося цемента. При необходимости в обойму вставляется продольная арматура. Если требуется расширить фундамент с обжатием основания под полосами расширения или выправить фундамент и стену, то рекомендуется следующая технология: в траншеях устраивают из сборных блоков или из монолитного бетона банкетки на утрамбованной щебеночной подготовке; пробивают отверстия сквозь фундамент и штрабы вдоль фундамента; устанавливают в отверстия металлические балки; вдоль фундамента бетонируют железобетонные балки или устанавливают металлические; домкратами обжимают основание под банкетками и, если требуется, выравнивают фундамент и стену; между домкратами устраивают бетонное заполнение или подкладки; вынимают домкраты и омоноличивают конструкцию (рис. 11.12).

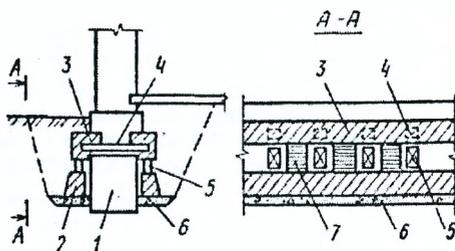


- 1 – железобетонная обойма;
2 – шпонки; 3 – продольная арматура

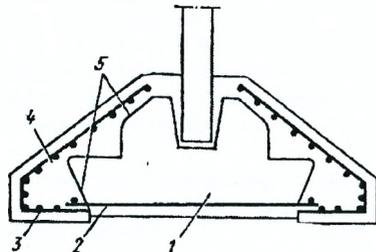
Рисунок 11.11 – Увеличение площади подошвы кирпичного или бетонного фундамента

- 1 – существующий фундамент;
2 – бетонная банкетка;
3 – продольная железобетонная балка; 4 – поперечная металлическая балка;
5 – домкрат; 6 – щебень, втрамбованный в грунт;
7 – бетонное заполнение

Рисунок 11.12 – Расширение и выправление деформаций фундамента



Пример увеличения опорной площади отдельно стоящего железобетонного фундамента показан на рис.11.13.



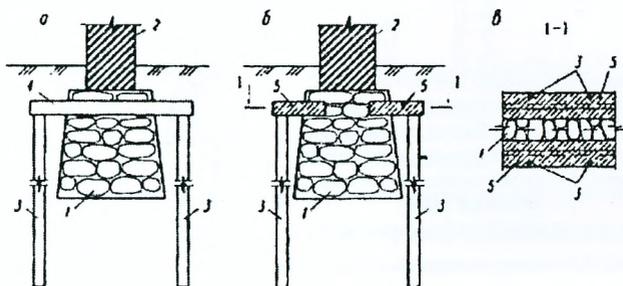
- 1 – существующий фундамент;
2 – арматура существующего фундамента;
3 – новая арматура; 4 – новый бетон;
5 – поверхности вырубки существующего фундамента

Рисунок 11.13 – Расширение опорной площади и усиление отдельно стоящего фундамента

Однако при наличии в геологическом разрезе основания прочного слоя, пригодного для опирания на него свай, в проектах усиления фундаментов следует рассматривать вариант подведения свай под существующие фундаменты.

Сваи, применяемые при усилении фундаментов, существенно отличаются от свай, применяемых в обычных условиях. При усилении фундаментов используют буровые сваи, буроньекционные, 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 штробы, 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.11.14).



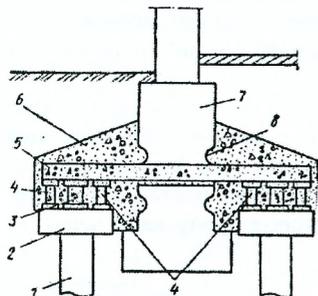
а – с поперечными распределительными балками; *б* – с продольными; *в* – сечение по 1-1; 1 – усиливаемый фундамент; 2 – стена; 3 – сваи; 4 – балка поперечная; 5 – балка продольная, заделанная в штробе

Рисунок 11.14 – Варианты конструктивных решений «пересадки» усиливаемых фундаментов на вертикальные сваи

Буроньекционные сваи отличаются от буровых тем, что в ствол скважины строительный раствор (обычно мелкозернистый пескобетон) подается под давлением от 1 до 3 МПа. Бурение скважин осуществляют разными методами: «проходными» шнеками, с обсадными срубами 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. Подведение свай вблизи стены чрезвычайно затрудняет работу. Для выполнения буронабивных свай необходимо, чтобы минимальное расстояние от свай до стены составляло не менее 2,5 м. При этом поперечные балки получаются громоздкими, что осложняет их монтаж и вызывает большие расходы металла. Кроме того, бурение крупных скважин сопровождается сотрясением, а часто и увлажнением грунта, что может повлечь дополнительные осадки здания под нагрузкой. Внутри здания работы еще более осложняются из-за стесненности пространства и недопустимости

нарушения технологических процессов предприятия, поэтому приходится иногда применять такие конструкции усиления, в которых стена подвешивается на консольные балки, и часть буронабивных свай работает на увеличенную нагрузку по сравнению с нагрузкой на существующие фундаменты.

Примеры конструктивных решений на некоторых объектах приведены на рис. 11.15, 11.16 и 11.17.

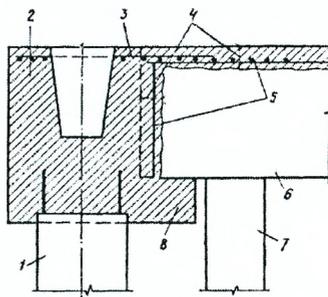


1 – свая; 2 – ростверк; 3 – домкрат, удаляемый перед обетонированием; 4 – подставки; 5 – балка; 6 – обетонирование; 7 – существующий фундамент; 8 – штрабы

Рисунок 11.15 – Подведение под фундамент буронабивных свай

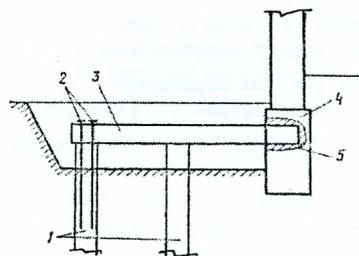
1 – свая; 2 – ростверк для пристройки;
3 – сетка, объединяющая ростверки;
4 – вырубаемый слой бетона;
5 – обнажаемая арматура существующего ростверка; 6 – существующий ростверк;
7 – забивная свая;
8 – поддерживающий консольный выступ

Рисунок 11.16 – Сопряжение фундаментов существующего здания и пристройки



1 – свая; 2 – анкеры; 3 – балка; 4 – фундамент здания; 5 – замоноличиваемая заделка балки

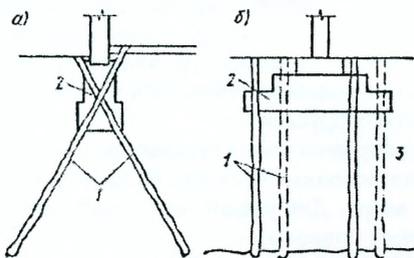
Рисунок 11.17 – Усиление фундамента сваями, расположенными снаружи здания



Если забивка свай и бурение недопустимы, то применяются вдавливаемые сваи. Расположение свай может быть ближе к стене и даже под существующим фундаментом. Для этого надо сначала укрепить фундамент, а иногда укрепить и стену, затем, отрывая последовательно шурфы под фундаментом (на 1,8–2 м глубже их подошвы), подводить и вдавливать в грунт отрезки металлических труб, свариваемых одна с другой и заполняемых бетоном. Вдавливание производится домкратом. Иногда такие сваи вдавливают на глубину 25 м. Расстояние между сваями принимается 1,3–2 м.

Устройство буронабивных и вдавливаемых свай требует соединения этих свай со старым фундаментом, что выполняется либо с помощью металлоконструкций, вставляемых в проемы и штрабы фундамента, либо с помощью железобетонных обойм (рис.11.18).

В последнее время для укрепления фундаментов начинают применяться буроинъекционные корневидные сваи. Для этого с поверхности земли и с уровня пола первого этажа или подвала бурят вертикально и наклонно через существующий фундамент скважины до опирания на прочный грунт. Диаметр скважины обычно составляет 100–250 мм (рис.11.18).

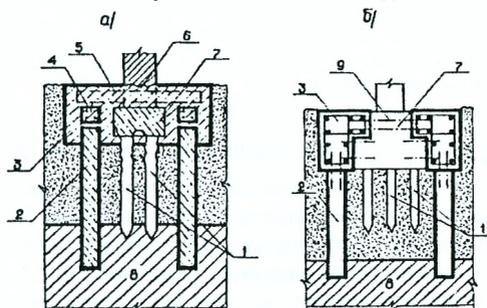


a – висячими; *б* – усиление фундамента сваями-стойками;
 1 – буроинъекционные (корневидные) сваи; 2 – фундамент,
 3 – слабый грунт; 4 – прочный грунт

Рисунок 11.18 – Усиление фундаментов корневидными сваями

Корневидные сваи особенно целесообразно применять для усиления старых фундаментов при реконструкции здания с увеличением нагрузок на фундамент, а также при опасности нарушения естественного основания глубокими выемками или подземными выработками возле здания.

Усиление свайных фундаментов методом устройства выносных свай практически ничем не отличается от усиления ленточных фундаментов (рис.11.19).



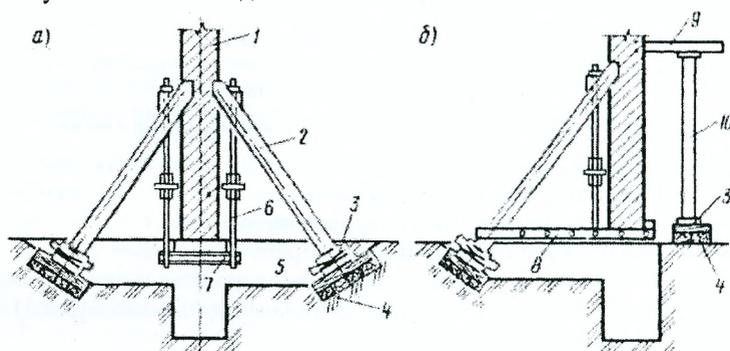
1 – сваи усиливаемого фундамента; 2 – дополнительная свая; 3 – новый
 ростверк; 4 – продольная балка; 5 – поперечная балка; 6 – отверстие
 для горизонтальной балки; 7 – ростверк усиливаемого фундамента;
 8 – плотный грунт; 9 – штыри для связи

Рисунок 11.19 – Усиление свайных фундаментов с помощью выносных свай

Сваи применяют набивные и готовые, размещают их по обе стороны фундамента. Для передачи нагрузки на готовые сваи по ним укладывают обвязные балки, воспринимающие давление от поперечных консольных балок, которые закладывают в тело фундамента (рис.11.19). Перед заделкой опор свайный ростверк обжимают путем забивки между кладкой и балками металлических клиньев или поднимая ростверк к кладке при помощи домкратов. Зазоры в сопряжениях кладки и балок тщательно заделывают жестким раствором на расширяющемся цементе.

В случае подводки ленточных фундаментов вывешивание стен производят с помощью подкосных креплений, которые устраивают с двух сторон (рис.11.20, а) или с одной стороны (рис.11.20, б) фундамента с разгрузочной горизонтальной балкой. Для упора верхних концов подкосов устраивают гнезда в стене с усилением прокладкой обрезков балок Z-образного профиля. Нижние концы подкосов упираются в подушки, устраиваемые в виде перекрестных деревянных брусев.

Нагрузку от перекрытий многоэтажных зданий на усилимые ленточные фундаменты целесообразно передать на временные вертикальные опоры, устраиваемые снизу вверх. Для увеличения устойчивости конструкций между стойками устанавливают подкосы.

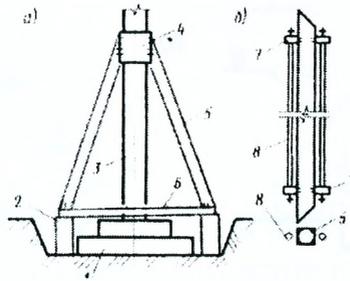


- 1 – стена; 2 – подкос; 3 – клинья; 4 – подкладка из брусев;
5 – шурф (траншея); 6 – то же, со стяжной муфтой; 7 – балка;
8 – горизонтальный брус; 9 – перекрытие; 10 – стойка

Рисунок 11.20 – Схемы вывешивания стен при замене фундаментов

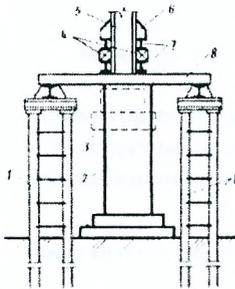
Для усиления столбчатого фундамента нагрузку нижней части колонны можно произвести с помощью *раскосной системы* (рис.11.21). На колонне закрепляют металлическую обойму, к которой приваривают предварительно раскос. Около существующего фундамента устанавливают железобетонные элементы усиления. Предварительно раскосы включают в работу после снятия предварительного напряжения и передают расчетную нагрузку с колонн на сборные железобетонные балки.

Для снятия нагрузки с колонн могут применяться временные опоры в виде свай, особенно при больших нагрузках, слабых грунтах и стесненных условиях производства строительных работ (рис. 11.22).



a – общий вид; *б* – устройство для предварительного сжатия подкоса; 1 – фундамент; 2 – элементы усиления; 3 – колонна; 4 – металлическая обойма; 5 – предварительно сжатый раскос; 6 – поперечный элемент; 7 – упоры; 8 – металлические тяжи

Рисунок 11.21 – Раскосная система для разгрузки фундамента и нижней части колонны

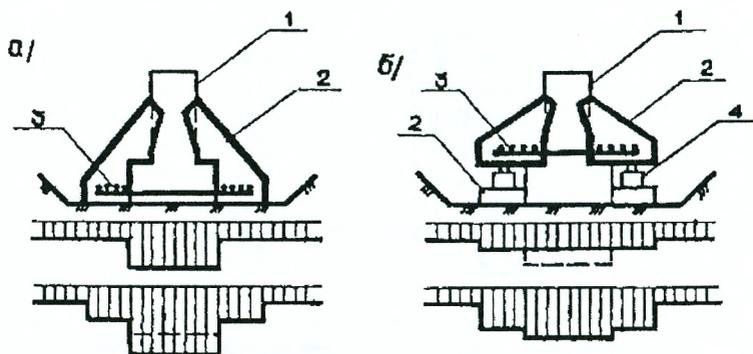


1 – сваи; 2 – новый фундамент; 3 – заменяемый фундамент; 4 – домкраты; 5 – колонна; 6 – ребра жесткости; 7 – балки; 8 – распределительная балка

Рисунок 11.22 – Схема вывешивания колонны на сваях

Некоторое распространение получил и метод заглубления фундаментов (подводка столбов), который применим, когда необходимо передать давление на более прочный слой, углубить подвал или обеспечить устойчивость здания в связи с устройством по соседству подземных сооружений. Углубление фундаментов можно производить лишь для зданий с хорошей сохранностью, имеющих достаточно прочную кладку без следов значительных деформаций. Фундаменты заглубляют, подводя под существующую конструкцию бетонную или железобетонную стену заданной высоты. Для этого на уровне обреза фундамента в стены заводят поперечные балки. В тех случаях, когда стены недостаточно прочны, над балками в специальные штрабы устанавливают разгрузочные балки обвязки. Работы выполняются небольшими участками по 1,5-2 м по специально разработанному проекту.

При увеличении глубины заложения фундамента величина расчетного сопротивления грунта основания, как правило, возрастает. Однако следует иметь в виду, что при наличии в основании прослойки слабого слоя могут увеличиться осадки фундамента в связи с увеличением напряжения на слой слабого грунта. Уменьшить величину дополнительных осадок можно предварительным обжатием грунта (рис. 11.23), что эффективно в быстро уплотняющихся грунтах (песок, гравий, твердые пылевато-глинистые грунты).



а – без обжатия грунта основания (верхняя эпора – до усиления, нижняя – после усиления и загрузки фундамента); *б* – с обжатием грунта основания (верхняя эпора – после обжатия нижняя – после усиления и загрузки фундамента); 1 – существующий фундамент; 2 – конструкция уширения; 3 – арматура; 4 – домкрат

Рисунок 11.23 – Схемы уширения подошвы фундамента с эпорами давления в плоскости подошвы

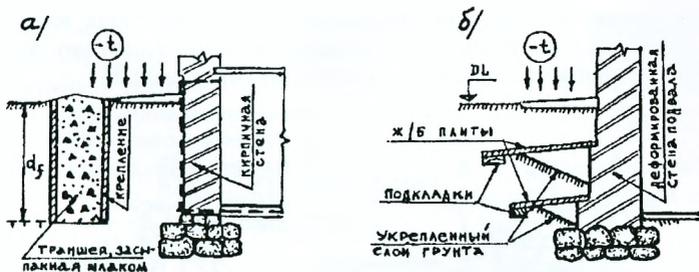
Принципиальные проектные решения по усилению фундаментов и укреплению оснований в процессе проектирования рекомендуется согласовывать со строительной монтажной организацией, привлекаемой к выполнению работ.

11.5 Особенности реконструкции фундаментов при воздействии сил морозного пучения

Процессы промерзания – оттаивания грунтов и вызываемые ими деформации зданий и сооружений часто возникают в результате неправильного производства строительных работ при реконструкции, несоблюдения правил эксплуатации и ошибок при проектировании. На практике это происходит из-за невыполнения противопучинных мероприятий, недостаточной глубины заложения фундаментов (в связи с изменением влажностного и температурного режимов), а также из-за нарушения нормального режима эксплуатации. В связи с неодинаковыми физико-механическими свойствами, неравномерностью промерзания – оттаивания деформации грунтов происходят всегда неравномерно, вызывая повреждения зданий и сооружений. Выбор средств борьбы с возможным выпучиванием эксплуатируемых фундаментов имеет важное значение и должен всегда решаться комплексно.

Для недопущения или, по крайней мере, снижения воздействия сил морозного пучения на фундаменты возможно два пути решения:

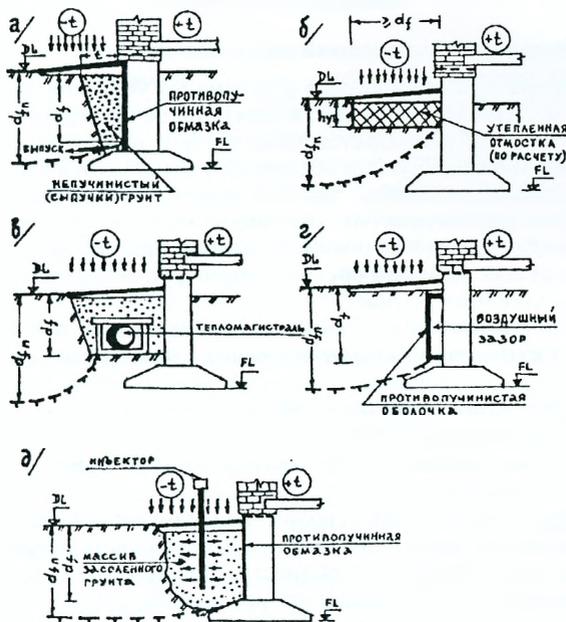
первый – разгрузка стен подвала от бокового давления силами морозного пучения (рис.11.24).



а – посредством компенсационных траншей;
 б – посредством разгрузочных устройств

Рисунок 11.24 – Разгрузка стен подвала от бокового давления силами морозного пучения

второй – предохранение фундаментов от влияния сил морозного пучения (рис.11.25).



а – замена пучинистого грунта на несучинистый (толщина слоя засыпки t зависит от d_f и положения УПВ); б – устройство утепленной отмостки вокруг здания ($h_{ут}$ – по расчету); в – прогрев грунта с помощью греющего кабеля или тепломатриц;
 г – устройство воздушного зазора в зоне промерзания;
 д – искусственное засоление грунта (хлористый кальций)

Рисунок 11.25 – Предохранение фундаментов от влияния сил морозного пучения

Что касается усиления фундаментов, разрушенных касательными силами морозного пучения, то здесь наиболее эффективно инъектирование и устройство «рубашек» с наклонными гранями (рис.11.26).



а – при разрыве фундамента; *б* – для уменьшения шероховатости поверхности фундаментов с устройством ж/б «рубашки» с наклонными гранями

Рисунок 11.26 – Усиление фундаментов, разрушенных касательными силами морозного пучения

11.6 Обследование оснований и фундаментов

Для принятия рационального решения по усилению и реконструкции фундаментов необходимо произвести тщательное обследование оснований и фундаментов. В итоге составляется заключение и разрабатываются рекомендации по усилению и реконструкции оснований и фундаментов как конкурирующие в конкретных инженерно-геологических условиях с учетом конструктивных особенностей здания или сооружения. Предпочтение отдается тому варианту, который является наиболее экономичным и технически целесообразным.

Весь комплекс работ по обследованию фундаментов и оснований разделяется на следующие этапы:

I – сбор и обобщение сведений по строительству и эксплуатации здания или сооружения и детальное изучение имеющейся технической документации.

II – обследование окружающей местности и надземных конструкций здания или сооружения. Осмотр позволяет выявить причину деформаций, большое внимание уделяется устройствам по отводу подземных вод, состоянию близлежащих строений.

Обследование здания или сооружения начинают с внешнего осмотра конструкций, производят необходимые замеры и, если есть необходимость, отбирают образцы для определения прочности. Для выявления процесса деформаций во времени необходимо установить наблюдение путем устройства маяков.

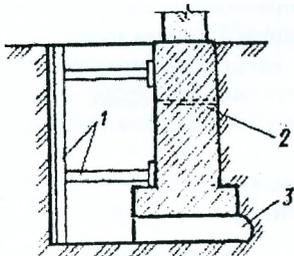
Величина осадки деформированных зданий или сооружений определяется путем нивелирования характерных точек относительно неподвижных реперов.

III – обследование фундаментов и грунтов основания зданий и сооружений.

Обследование фундаментов производится из шурфов, число и размер которых определяются размерами и конфигурацией объекта, грунтовыми условиями и целями обследования. Обычно шурфы закладывают в аварийной зоне, если деформации здания обусловлены аварийным состоянием оснований и фундаментов.

При реконструкции зданий и сооружений обследуются фундаменты всех характерных стен и колонн. При частичной надстройке работы по обследованию фундаментов производят на участке застройки. В качестве дополнительных точек обследования назначаются места резкого изменения высоты здания, изменения глубины заложения фундаментов и т.д.

Шурфы закладываются рядом с обследованными фундаментами (рис.11.27). Если здание с подвалом, то шурфы закладывают, как правило, внутри здания с целью уменьшения объема земляных работ.



- 1 – крепление шурфа; 2 – отверстие, пробитое шлямбуром;
- 3 – подкоп для определения ширины подошвы фундамента и отбора основных проб

Рисунок 11.27 – Шурф для обследования фундамента

При обследовании фундаментов в открытых шурфах уточняют тип фундамента, форму, размеры в плане, глубину заложения. Одновременно выявляются выполненные ранее усиления, дефекты кладки, определяются прочность тела фундамента, наличие гидроизоляции. Ширину подошвы фундамента в наиболее нагруженных участках определяют в двусторонних шурфах. Определение ширины фундамента и толщины «глухих» стен производится с помощью сверления и замера металлическим метром, а также подкопом и использованием Г-образного металлического шупа.

У свайных фундаментов замеряется диаметр или размеры поперечного сечения свай, шаг, количество свай на 1м длины.

В результате обмера фундаментов для надстраиваемых зданий строятся уточненные планы фундаментов, устанавливается отношение площади существующих фундаментов и площади застройки.

Прочность материала фундаментов определяется механическими и неразрушающими способами (шарикового молотка Фидзеля, эталонного молотка Кашкарова, электронно-акустических или ультразвуковых дефектоскопов).

Обследование грунтов оснований производится в тех же шурфах, которые служат для обследования фундаментов. Число шурфов зависит от целей обследования зданий или сооружений.

Одновременно шурфы закладывают в наиболее нагруженной части здания и в каждой секции, в местах установки дополнительных промежуточных опор. Обязательна закладка шурфов в местах деформации стен и подвалов. В отдельных случаях назначают дополнительные шурфы для определения границ распространения слабых грунтов оснований или фундаментов, находящихся в неудовлетворительном состоянии.

Шурфы отрывают ниже дна котлована на 0,5м, с увеличением глубины котлована площадь шурфов в плане увеличивается. Кроме шурфов, для инженерно-геологической оценки грунтов основания назначаются разведочные скважины (2–4) и точки зондирования (5–6).

11.7 Проектирование фундаментов вблизи существующих зданий

Специфика проектирования фундаментов, расположенных вблизи 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.

Как показывает практика, если здание или сооружение получает дополнительную осадку уплотнения $S_{ад,ср}$, 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 конструкции. Вид деформации здания от дополнительной осадки существенно отличается от вида деформации, вызванной собственной осадкой.

Отсюда базировать проектирование фундаментов вблизи существующих зданий на показатели средней осадки, прогиба, крена и др. неправомерно.

Поэтому при проектировании фундаментов расчет нового и соседних зданий по деформации имеет особенно большое значение. При этом, кроме выполнения условий

$$S < S_u \text{ и } i \leq i_u, \quad (11.1)$$

где S и S_u – соответственно фактическая и предельно допустимая совместная деформация основания и сооружения; i и i_u – соответственно фактический и предельно допустимый крен сооружения; требуется выполнить ещё два –

$$S_{ад,с} \leq S_{ад,с,д}, \quad (11.2)$$

где $S_{ад,с}$ – дополнительная осадка; $S_{ад,с,д}$ – предельно допустимая величина дополнительной осадки.

$$\Delta S_{ад} / L = (S_{ад,1} - S_{ад,2}) / L, \quad (11.3)$$

где $S_{ад,1}$ и $S_{ад,2}$ – осадки в разноудаленных точках старого здания от линии примыкания к новому ($S_{ад,1}$ – осадка по оси ближайшей стены к линии примыкания, обычно $S_{ад,1} = S_{ад,макс}$; L – расстояние между этими точками; $i_{ад}$ – *дополнительный крен* – отношение разности дополнительной осадки всего здания к его размеру (поперек линии примыкания).

Допустимые величины этих 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

$$S_{ад,макс} \leq S_{ад,макс,д}; \quad (\Delta S_{ад,макс} / L) \leq (\Delta S_{ад,макс,д} / L); \quad (11.4)$$

$$i_{ад} \leq i_{ад,д};$$

где $S_{ад,макс}$; $\Delta S_{ад,макс,д} / L$ и $i_{ад,д}$ – величины допустимых значений перечисленных показателей.

Значения предельно допустимых величин дополнительных осадок зданий и сооружений основных типов приведены в табл.11.1.

Категорию технического состояния существующего здания рекомендуется определять по табл.11.2

Таблица 11.2 – Значения предельно допустимых величин дополнительных осадок сооружений и зданий различных типов

Тип здания	Категория технического состояния здания по табл. 13.2	Предельная величина наибольшей дополнительной осадки $S_{ад max u}$, см	Предельный дополнительный перекос $i_{ад u}$	Предельный дополнительный крен $J_{ад u}$
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	–	–	–

Таблица 11.3 – Оценка технического состояния конструкций кирпичных, крупноблочных и крупнопанельных домов с учетом развития повреждений и физического износа

Категории технического состояния	Повреждения несущих стен, панелей, столбов, колонн, фундаментов	Повреждения ограждающих конструкций	Повреждения несущих конструкций	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

Отсюда первичным и главнейшим при проектировании является сбор обычной исходной информации (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*.

Затем анализируются мероприятия, которые могут предотвратить повреждение конструкций зданий, вблизи которых проектируется новое здание.

Возможный комплекс планировочных, архитектурных, конструктивно-технологических и организационных мероприятий приведен в табл.11.4.

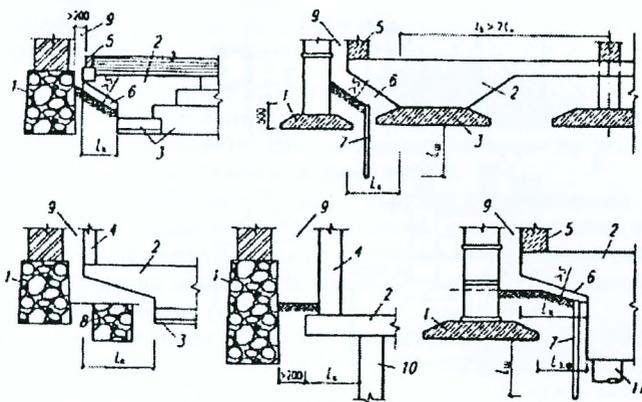
Таблица 11.4 – Комплекс мероприятий, направленных на предотвращение повреждений конструкций зданий, около которых осуществляется новое строительство

Прогнозируемая осадка нового здания (вариант фундаментов на естественном основании)	Общая характеристика проектного решения	Вид мероприятий			Организационно-технологические
		Архитектурно-планировочные	Конструктивные		
			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 проектируемых фундаментов не больше, чем у существующих	Временное усиление стен существующих зданий в зоне примыкания	Отгонка котлована захватками. первоочередное возведение высоких блоков; сокращение сроков строительства
$S \approx S_u$ (обычно 8...15 см, реже 20...30 см)	Конструктивно-технологические и планировочные мероприятия	Не желательно примыканий сложных в плане, в поперечных направлениях, в углах, разноэтажных блоков зданий	Максимально возможное удаление проектируемых фундаментов от существующих зданий, разрезка оснований конструктивным шпунтом, массивы закрепленного грунта	Примыкание на консолях, осадочные швы достаточной ширины, усиление существующих зданий металлическими стяжками, выправление конструкций зданий домкратами	Погружение шпунта вдавливанием при наличии слоев водонасыщенного песка, исключение строительства очередями
$S > S_u$	Мероприятия по уменьшению проектной осадки до $S \leq S_u$	Не регламентируются	Опоры глубокого заложения: а) сваи (буровые, вдавливаемые) б) стена в грунте	То же, что и при осадке, $S < S_u$ (ориентировочно 5...10 см)	Ограничение динамических воздействий

Обычно все *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.

Конструктивные мероприятия наиболее часто реализуются через консольное примыкание, разьединительный шпунтовый ряд, превентивное усиление фундаментов соседних домов с пересадкой их на сваи усиления, закрепление грунта несущего слоя либо посадку нового здания на свайные фундаменты.

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 (11.2) было выполнено (рис.11.28).



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 – разьединительный шпунт; 8 – фундамент разобранного здания; 9 – зазор между старым зданием и консолью; 10 – свая вдавливания; 11 – буровая свая

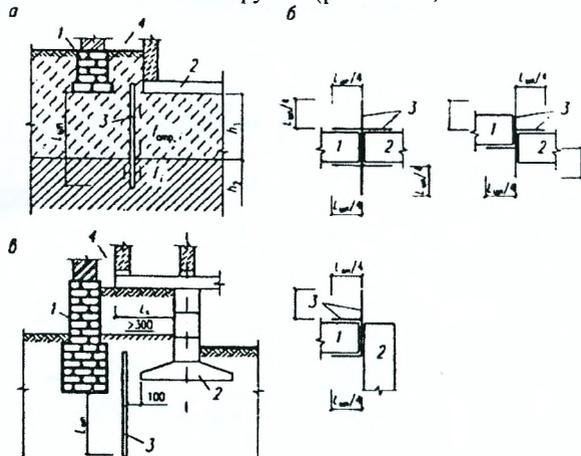
Рисунок 11.28 – Решения консольных примыканий новых зданий к соседним существующим

В этом случае стены, колонны, другие конструкции нового здания опираются на консоли, вылет которых определяется размером «разрыва», назначенного по расчету величины $S_{ад.с}$. Вылет консолей обычно колеблется в пределах от 2 до 5 м (для домов в 6...12 этажей), что не создает 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 осадки нового здания; 2) между фундаментами и стенами нового и существующих зданий должен быть выполнен *осадочный шов*, работающий четко.

Разьединительные 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 разьединительные конструкции могут быть образованы: 1) металлическим шпунтовым рядом; 2) стенкой из секущихся или соприкасающихся буронабивных свай; 3) прорезью в грунте, заполненной антифрикционным материалом.

Разьединительный шпунтовый ряд. 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. 11.29).



a – схема к определению длины разьединительного шпунтового ряда (h_1 – размер зоны уплотнения грунтов; h_2 – мощность толщи подстилающих грунтов, в которых развиваются силы трения, поддерживающие шпунт);

б – расположение разьединительного шпунта при разной в плане форме примыкания нового и старого зданий; *а* – фундамент с консольной балкой, перекрывающей шпунт; 1 – существующий фундамент; 2 – проектируемый фундамент (новое здание); 3 – шпунтовый ряд; 4 – осадочный шов

Рисунок 11.29 – Применение разьединительного шпунта

В плане шпунт располагается по линии примыкания домов и должен выступать за их границы, образуя «шпоры», которые могут огнать старое или новое здания на участке длиной примерно $1/2 \dots 1/4$ от толщины сжимаемой зоны оснований нового здания.

Эффективность шпунта может быть повышена, если его поверхности обмазаны антифрикционными покрытиями.

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 лейки и другие грунты, обладающие тиксотропными свойствами.

Разъединительный ряд может также устраиваться из буровых свай. Но наиболее эффективной является прорезь, заполненная антифрикционным материалом – бентонитовой суспензией, обладающей минимальным внутренним трением, что соответственно препятствует развитию дополнительных осадок фундаментов от влияния загрузки соседней площадки.

Бесспорно, посадка нового здания является эффективной мерой, поскольку это решение даст 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: сваи полной заводской готовности (забивные, погружаемые вибраторами, вдавливанием и завинчиванием; построечные буровые и буронабивные сваи).

11.8 Особенности проектирования усиления и реконструкции фундаментов и оснований

Основной особенностью проектирования усиления и реконструкции оснований и фундаментов является необходимость изучения и анализа изменения строительных свойств грунтов под длительным воздействием нагрузок при эксплуатации зданий или сооружений.

Практически всегда воздействие нагрузок обуславливает уменьшение коэффициента пористости, приводящее к повышению прочности грунтов оснований и уменьшению их сжимаемости, а также повышению влажности, в пределах площади застройки, уменьшающую несущую способность грунтов, особенно глинистых.

По данным обследования оснований, при нагрузках 0,22...0,25 МПа удельное сцепление интенсивно увеличивается в зоне глубиной 0,3...0,5 b (b – ширина подошвы фундамента). Что касается угла внутреннего трения, то его величина практически не зависит от ранее действующего давления на грунты основания. Поэтому для глинистых грунтов расчетное сопротивление увеличивается в основном за счет уплотнения и возрастания удельного сцепления, для песчаных грунтов – за счет уплотнения. По данным обследования ряда объектов, изменение расчетного сопротивления глинистых грунтов составляет от 0 до 56%), у песчаных – от 0 до 44 %.

И, например, характеристики песчаных грунтов основания изменяются следующим образом: коэффициент пористости снижается на 16–22%; угол внутреннего трения увеличивается на 11%; удельное сцепление возрастает в 10 раз. Этому улучшению свойств грунтов способствует длительность действия нагрузки, а также физико-химические процессы, приводящие к упрочнению грунта.

При необходимости увеличения нагрузок на основание существующих фундаментов расчетное сопротивление должно назначаться с учетом фактических характеристик уплотненного под нагрузкой грунта. Однако их определение представляет известные трудности, так как образцы грунта требуется отбирать из-под подошвы фундамента. Поэтому могут быть использованы косвенные приемы определения этих характеристик. Так, по данным многочисленных исследований свойств песчаных грунтов, уплотненных нагрузкой от фундаментов, получены эмпирические формулы, позволяющие определить угол внутреннего трения и удельное сцепление в зависимости от длительности загрузки:

$$\varphi_i = \varphi_0 + m_{\varphi} f ; \quad (11.5)$$

$$c_t = c_0 + m_c t, \quad (11.6)$$

где φ_0 , c_0 – характеристика неуплотненного природного грунта; m_p – коэффициент, принимаемый равным для песков крупных и средней крупности – 0,0614, мелких – 0,0369 и пылеватых – 0,0662; m_c – коэффициент, принимаемый равным соответственно 0,000372; 0,00049 и 0,00109; t – время загрузки.

Используя новые характеристики грунта, по формулам (11.5) и (11.6) определяют расчетное сопротивление основания R . Таким образом, получаем повышенное расчетное сопротивление основания с учетом упрочнения грунта во времени. Однако, как отмечалось, упрочнение приводит к уменьшению сжимаемости, что позволяет дополнительно увеличить расчетное сопротивление основания. **В конечном счете расчетное сопротивление основания**

$$R_c = RK_E, \quad (11.7)$$

где R – расчетное сопротивление основания, определенное с учетом измененных характеристик грунта; K_E – коэффициент, принимаемый по табл.11.5.

Таблица 11.5 – Значение коэффициентов K_E

Фактические давления по подошве, МПа	Значения K_E при длительности загрузки основания, годы				
	20	40	60	80	100
Пески крупные и средней крупности влажные и маловлажные					
0,1	0,02	1,04	1,06	1,10	1,25
0,2	1,10	1,15	1,18	1,25	1,50
0,3	1,25	1,32	1,40	1,50	1,60
0,4	1,45	1,48	1,5	1,55	1,65
Пески мелкие и пылеватые маловлажные и влажные					
0,1	1,06	1,15	1,25	1,35	1,40
0,2	1,13	1,25	1,35	1,48	1,55
0,3	1,18	1,35	1,55	1,65	1,70
0,4	1,23	1,40	1,60	1,70	1,75

Для лессовых просадочных грунтов новое расчетное сопротивление грунта определяют по формуле:

$$R' = Rm, \quad (11.8)$$

где m – коэффициент, принимаемый по табл.11.6.

Таблица 11.6 – Значения коэффициента m для лессовидных суглинков

Влажность, %	R , МПа	Коэффициент m при сроке эксплуатации, годы		
		до 5	5...15	25
5...10	0,3...0,25	1	1	1
10...15	0,25...0,2	1	1	1,1...1,2
15...20	0,15...0,1	1	1,2...1,25	1,3...1,4

Примечания: 1. Максимальные значения m относятся к меньшим значениям R . 2. Значения m не интерполируются по времени и расчетному сопротивлению грунта.

Так как для надстраиваемых зданий возможность повышения нагрузок определяется не столько величиной средней осадки, сколько ее неравномерностью, увеличивающейся, как правило, при надстройке. Поэтому при расчете деформации оснований фундаментов надстраиваемых зданий и сооружений основное внимание следует уделять расчету неравномерности осадок.

Расчет оснований по несущей способности (по первой группе предельных состояний) должен производиться при увеличении нагрузок в случаях, если на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (фундаменты распорных конструкций, подпорные стены и т.д.); возможен выпор грунта в сторону подземной части сооружения; основание сложено водонасыщенными пылевато-глинистыми и заторфованными грунтами (слабыми); степень влажности $S_r > 0,85$ и $C_v > 1 \times 10^7$ см²/год; в основании залегают глинистые грунты мягко- или текучепластичной консистенции; фундаменты или сооружения в целом располагаются на бровке откоса или вблизи круто падающего слоя грунта, а также при сроке эксплуатации здания менее 15 лет.

В общем случае расчет оснований по несущей способности (фундамента с учетом работы всего сооружения в целом) производится для обеспечения прочности и устойчивости нескальных оснований, а также недопущения сдвига фундаментов по подошве и их опрокидывания исходя из условий:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_{u,s}}{\gamma_n}, \quad (11.9)$$

где F – расчетная нагрузка на основание после реконструкции с учетом дополнительных нагрузок; $F_{u,s}$ – сила предельного сопротивления, уплотненного в процессе эксплуатации основания; γ_n – коэффициент надежности по уровню ответственности сооружения, принимаемый равным 0,95-1,2; 0,95 и 0,8-0,95 соответственно для зданий и сооружений I, II, III уровней ответственности; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 11.7.

Таблица 11.7 – Значение коэффициентов γ_c

Грунты	Значение коэффициента условия работы, γ_c
Песок	
крупный, средний	1,0
мелкий, пылеватый	0,9
пылевато-глинистый	
в стабилизированном состоянии	0,9
в нестабилизированном состоянии	0,85
Скальный	
несветренный и слабосветренный	1,0
выветренный	0,9
сильновыветренный	0,8

При расчете несущей способности уже уплотненного основания следует учитывать, что возможны различные схемы потери устойчивости оснований (в виде плоского сдвига по подошве фундамента или ниже ее, глубинного сдвига по тем или иным поверхностям скольжения и др.).

Выбор схемы потери устойчивости зависит от характера нагрузок и их равнодействующей (вертикальность, наклон, эксцентриситет); формы фундамента (ленточный, прямоугольный и пр.); характера подошвы фундамента (горизонтальность, наклон); наличия связей фундамента с другими конструкциями здания, ограничивающих возможность потери устойчивости; характеристик основания (вид и свойства уплотненных грунтов, однородность геологического строения, наличие и наклон слоев и слабых прослоек, наличие откосов грунта вблизи фундамента).

Для медленно уплотняющихся оснований предельное сопротивление определяют с учетом возникновения нестабилизированного состояния в грунте.

При длительной эксплуатации зданий (более 15 лет) на водонасыщенных слабых грунтах процесс стабилизации в сжимаемой толще практически завершается. Однако при загрузке основания дополнительной нагрузкой нестабилизированное состояние в грунте может возникнуть снова, но уже за пределами сжимаемой толщи, где на свойствах грунтов не сказывалось спрессовывающее действие длительной нагрузки. Дополнительная сжимаемая толщина по глубине может приниматься равной ширине фундамента.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Берлинов, М.В. Примеры расчета оснований и фундаментов: справочник проектировщика / М.В. Берлинов, Б.А. Ягузов. – М.: Стройиздат, 1986.
2. Веселов, В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990.
3. Глотов Н.М. Основания и фундаменты / Н.М. Глотов [и др.]. – М.: Стройиздат, 1989.
4. Долматов, Б.И. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б.И. Долматов, Н.Н. Морарескул, В.Т. Науменко. – М., СПб, СПб ГАСУ, 2006.
5. Долматов, Б.И. Основания и фундаменты. – М.: АСБ, СПб ГАСУ, 2002.
6. Костерин, Э.В. Основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 1990.
7. Малышев, М.В. Механика грунтов, основания и фундаменты (в вопросах и ответах). – М.: АСБ, 2004.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика / Под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофимова. – М.: Стройиздат, 1985.
9. Основания и фундаменты (под ред. Б.И.Долматова). – М., АСБ, СПб ГАСУ, 2002.
10. Основания и фундаменты / Под ред. проф. Д.А.Леонардса; пер. с англ. проф. М.Н.Гольдштейна. – М., 1968, гл. I и II.
11. Пилигин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений. – Москва, АСБ, 2007.
12. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов: Пособие к строительным нормам Республики Беларусь. П2-200 к СНБ 5.01.01-99. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001.
13. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений. – М., АСБ, СПб, 2006.
14. Пойта, П.С. Расчет, проектирование и устройство свайных фундаментов / П.С. Пойта, В.П. Чернюк. – Брест: БрГТУ, 1998.
15. Пойта, П.С. Строительные свойства искусственных оснований. – Брест: БрГТУ, 2004.
16. Пойта, П.С. Механика грунтов, основания и фундаменты / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, А.Н. Тарасевич. – Брест: БрГТУ, 2010. – Ч. 1.
17. Симагин, В.Г. Основания и фундаменты: учебное пособие – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: АСБ, 2007.
18. Сливка, Д.Н. Автоматизированное проектирование строительной части проекта зданий и сооружений / Д.Н. Сливка, П.С. Пойта, П.В. Шведовский. – Брест: БрГТУ, 2010.
19. Основания и фундаменты зданий и сооружений: Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 5.01.01-99. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 1999.
20. Бетонные и железобетонные конструкции: Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 5.03.01-02. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003.
21. Строительная климатология: Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 2.04.02-2000. – Минск: Стройтехнорм, 2000.
22. Цытович, Н.А. Основы прикладной геомеханики в строительстве / Н.А. Цытович, З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Стройиздат, 1981.
23. Шведовский, П.В. Выбор оптимальных решений в строительстве / П.В. Шведовский, А.Г. Мальцев, В.П. Вейнгарт. – М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1990.

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

Составители:

*Пойта Петр Степанович
Шведовский Петр Владимирович
Тарасевич Алексей Николаевич
Дедок Владимир Николаевич
Демина Галина Петровна*

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

(курс лекций, часть II)

*Рекомендован к изданию редакционно-издательским советом
учреждения образования «Брестский государственный технический
университет» в качестве пособия для студентов дневной и заочной форм
обучения для специальностей 1-70 01 01, 1-70 02 01 и 1-70 02 02*

Ответственный за выпуск: П.С. Пойта
Редактор: Т.В. Строкач
Компьютерная верстка: Е.А. Боровикова
Корректор: Е.В. Никитчик

ISBN 978-985-493-179-1



9 789854 931791

Подписано к печати 4.01.2011 г. Бумага «Снегурочка».
Формат 60x84 ¹/₁₆. Гарнитура «Times New Roman».
Усл. п. л. 15,11. Уч.-изд. л. 16,25. Тираж 300 экз.
Заказ № 159. Отпечатано на ризографе учреждения
образования «Брестский государственный
технический университет».
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.
Лицензия № 02330/0549435 от 8.04.2009 г.