

Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

Кафедра «Геотехника и строительная механика»

СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой

_____ Уласик Т.М.

«__» _____ 2023 г.

СОГЛАСОВАНО

Декан факультета

_____ Ковшар С.Н.

«__» _____ 2023 г.

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
по учебной дисциплине
«Механика грунтов, основания и фундаменты»
(часть 2)

для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Авторы: Уласик Т.М., Бойко И.Л., Кремнёв А.П., Кравцов В.Н.

Рассмотрено и утверждено
на заседании Совета строительного факультета
15.05.2023 протокол №_9

Минск БНТУ 2023

СОДЕРЖАНИЕ

<u>ВВЕДЕНИЕ</u>	3
<u>ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ</u>	7
<u>1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ</u>	7
<u>2. ВИДЫ И КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ</u>	12
<u>2.1 Классификация фундаментов мелкого заложения</u>	12
<u>2.2 Защита фундаментов от подземных вод и их агрессивного воздействия</u>	17
<u>3. РАСЧЁТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ</u>	21
<u>3.1 Расчет внецентренно нагруженных фундаментов</u>	27
<u>3.2 Проверка давления на слабый подстилающий слой грунта (проверка подстилающего слоя)</u>	29
<u>3.3 Расчет фундаментов на грунтовых (песчаных) подушках</u>	31
<u>3.4 Расчет деформаций фундаментов</u>	33
<u>4. СВАИ И СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ</u>	35
<u>4.1 Общие сведения</u>	35
<u>4.1.1. Свайные фундаменты в строительстве</u>	35
<u>4.1.2 Преимущества и недостатки свайных фундаментов</u>	35
<u>4.2. Классификация свай</u>	36
<u>4.2.1 Виды свай по характеру взаимодействия с грунтом</u>	36
<u>4.2.2 Виды свай по способу устройства</u>	37
<u>4.2.3 Виды свайных фундаментов и свайных ростверков</u>	37
<u>4.3 Сваи погружаемые в грунт</u>	40
<u>4.3.1 Виды свай погружаемых в грунт</u>	40
<u>4.3.2 Методы погружения свай</u>	43
<u>4.4 Сваи, изготавливаемые в грунте (набивные сваи)</u>	47
<u>4.4.1 Виды набивных свай</u>	47
<u>4.4.2 Устройство свай с выемкой грунта</u>	49
<u>4.4.3 Устройства набивных свай с использованием бурораздвижного метода бурения</u> ...	54
<u>4.5 Расчет и проектирование свайных фундаментов</u>	57
<u>4.5.1 Основные положения по расчету свайных фундаментов</u>	57
<u>4.5.2 Основные требования к инженерно-геологическим изысканиям при проектировании свайных фундаментов</u>	58
<u>4.5.3 Выбор типа и размеров свай</u>	59
<u>4.5.4 Определение несущей способности свай по материалу</u>	60
<u>4.5.5 Определение несущей способности свай по грунту</u>	60
<u>4.5.6 Методы определения несущей способности свай по грунту</u>	61
<u>4.5.7 Определение несущей способности свай при вдавливающей нагрузке табличным методом</u>	61
<u>4.5.8 Определение несущей способности свай по данным статического зондирования</u> ...	63
<u>4.5.9 Определение несущей способности свай по данным испытания статической нагрузкой</u>	66
<u>4.5.10 Учет отрицательного трения при расчете свайных фундаментов</u>	69
<u>4.5.11 Определение количества свай в ростверке и проверка несущей способности наиболее нагруженной сваи</u>	70
<u>4.5.12 Конструирование ростверка</u>	71
<u>4.5.13 Определение осадки свайного фундамента</u>	72
<u>5. МЕТОДЫ ИСКУССТВЕННОГО УЛУЧШЕНИЯ ОСНОВАНИЙ</u>	74
<u>6. ЗЕМЛЯНЫЕ СООРУЖЕНИЯ</u>	86
<u>6.1 Классификация. Общие положения по проектированию</u>	86
<u>6.2 Насыпи</u>	88

6.3 Выемки (котлованы), откосы, склоны без крепления стенок	91
6.3.1 Котлованы (выемки)	92
6.4 Защита котлованов от подтопления	95
7. ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ	101
7.1 Фундаменты на слабых сильносжимаемых грунтах	102
7.2 Фундаменты на засоленных грунтах	104
7.3 Фундаменты на набухающих грунтах	104
7.4 Фундаменты на лессовых просадочных грунтах	105
7.5 Фундаменты на закарстованных территориях	107
7.6 Фундаменты на подрабатываемых территориях	108
7.7 Фундаменты в мерзлых грунтах	109
7.8 Фундаменты при динамических и вибрационных нагрузках	110
7.8.1 Общие положения проектирования фундаментов с учетом геодинамических воздействий (природных, техногенных)	110
7.8.2 Особенности проектирования фундаментов периодического и ударного действия	111
7.8.3 Основы расчета массивных фундаментов при динамических нагрузках	113
7.8.4 Фундаменты при сейсмических нагрузках	114
8. РЕКОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ	117
8.1 Причины геотехнических реконструкций	117
8.2 Методы реконструкции и усиления фундаментов	118
8.3 Особенности проектирования усиления и реконструкции фундаментов и оснований	121
8.4 Примеры конструктивных решений по усилению и реконструкции оснований и фундаментов	122
9. ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ И ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ РАБОТ НУЛЕВОГО ЦИКЛА	136
10. ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПО ЕВРОНОРМАМ	138
10.1. Основы геотехнического проектирования по ТКПЕН 1997-1-2009: Еврокод 7, часть 1	138
ЛИТЕРАТУРА	154
ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ	155
РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ	162
Вопросы на экзамен по дисциплине	164
ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ	165

ВВЕДЕНИЕ

Опыт строительства показывает, что около 90% аварий сооружений происходит из-за ошибок на стадии проектирования или возведения фундаментов. Ошибки при проектировании и строительстве, а также стремление к неоправданной экономии работ могут потребовать проведения дополнительных мероприятий, иногда во много раз превышающих стоимость фундаментов. В отдельных случаях требуется расселение жильцов и полная или частичная разборка здания. Стоимость фундаментов зданий составляет 10-15% от общей стоимости строительства, а в неблагоприятных инженерно-геологических условиях достигает 30%. Поэтому необоснованное принятие чрезмерно сложных решений при устройстве фундаментов может привести к неоправданному удорожанию строительства.

Настоящий учебно-методический комплекс «Механика грунтов, основания и фундаменты» (часть 2) предназначен для студентов специальности 1-70 02 01 Промышленное и гражданское строительство высших учебных заведений. Он соответствует учебной программе, по которой ведётся подготовка инженеров-строителей. Содержание предлагаемого к изучению материала рассчитано на курс лекционных, практических занятий примерно 66 аудиторных часов. Представленный в ЭУМК теоретический материал концентрированно отражает основные положения курса. Он предназначен для использования в качестве электронного методического руководства по организации аудиторной и самостоятельной работы студентов. Для просмотра материалов необходимы операционная система Windows, офисные программы для чтения PDF-файлов. Теоретический раздел содержит 10 учебных тем, далее следует практический раздел, затем раздел контроля знаний и вспомогательный раздел.

Содержание курса оснований и фундаментов: Принципы проектирования оснований и фундаментов. Методология выбора проектного решения фундаментов. Проектирование фундаментов на естественном основании, свайных фундаментов и фундаментов глубокого заложения. Фундаменты в особых грунтовых условиях (просадочные грунты, мерзлые, органогенные, техногенные грунты и др.). Технология устройства строительных котлованов. Реконструкция и усиление фундаментов существующих зданий. Устройство фундаментов около существующих зданий. Подземные сооружения в городах. Способы ведения работ в глубоких котлованах. Геотехнический мониторинг.

Основные понятия и определения:

ФУНДАМЕНТОМ называется конструктивный элемент сооружения, передающий нагрузку от сооружения на основание

ОСНОВАНИЕМ называется массив грунта, находящийся в силовом взаимодействии с сооружением

НЕСУЩИЙ СЛОЙ ГРУНТА – слой на контакте с подошвой. Остальные слои ***ПОДСТИЛАЮЩИЕ***

ГРУНТ - горная порода, почва или искусственное образование (твердые отходы производств и бытовые), представляющие собой многокомпонентные системы, изменяющиеся во времени, используемые как основание, среда или материал при строительстве

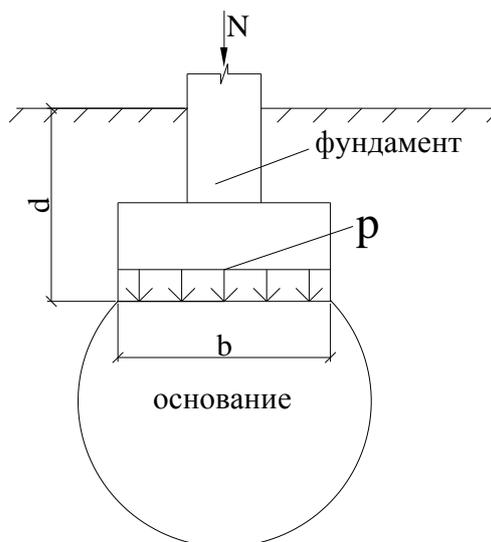


Рис. 1 - Схема основных элементов

Слой грунта под подошвой называется НЕСУЩИЙ слой грунта; остальные слои – ПОДСТИЛАЮЩИЕ.

ОБРЕЗ ФУНДАМЕНТА – верхняя его плоскость.

ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ фундамента – расстояние от поверхности планировки грунта срезкой или подсыпкой до его подошвы.

МОЩНОСТЬ АКТИВНОЙ ЗОНЫ – толщина грунта от подошвы фундамента до нижней сжимаемой границы.

Фундамент. Нижнюю плоскость фундамента называют *подошвой*, верхнюю *обрезом*. Необходимость устройства фундамента связана с малой несущей способностью верхних слоев грунта, возможностью их вертикальных перемещений под воздействием метеорологических факторов (пучение при промерзании, просадка при оттаивании, набухание при увлажнении, усадка при высыхании), а также возможностью разрушения землероями, выветриванием и корнями деревьев.

Грунт — рыхлые породы верхних слоев коры выветривания литосферы. Различают грунты скальные, полускальные, крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые, органогенные и техногенные.

Основания:

Скальные: - массивная горная порода, обладающая большой прочностью и малой сжимаемостью. Изучением свойств скальных оснований и их поведением под нагрузкой занимается наука «Механика скальных грунтов».

Грунтовые: - раздробленная горная порода (минерально-дисперсное образование), результат физического и химического выветривания массивных горных пород. Грунтовое основание обладает большой сжимаемостью и малой прочностью, что необходимо учитывать при проектировании.

Геотехника — это комплекс технических дисциплин связанных с использованием грунтов в качестве оснований сооружений, среды вмещающей сооружения, материала, из которого возводятся сооружения, технологии производства работ.

Фундаменты подразделяются на:

Фундаменты мелкого заложения (обычно не глубже 4м). Передают нагрузку от сооружения через подошву на основание. К ним относятся ленточные фундаменты под стены, столбчатые под колонны и сплошные под все здание.

Свайные фундаменты, передающие давление от надземных конструкций на заглубленные слои основания, обладающие большей прочностью, чем грунты у поверхности.

Фундаменты глубокого заложения в виде столбов и плит передающие давление на прочные грунты, расположенные на глубине десятков метров от поверхности. Устраиваются в основном для небоскребов и крупных промышленных сооружений (атомные реакторы, элеваторы, доменные печи).

Основания подразделяются на естественные и искусственные:

Естественное основание – природный грунт, используемый в качестве опоры для фундамента без предварительной подготовки.

Искусственное основание выполняется заменой природного грунта или улучшением его свойств. Наиболее распространенные способы устройства искусственных оснований – замена грунтов песчаными или щебеночными подушками, уплотнение виброкатками или трамбовками.

- Проектирование оснований и фундаментов

производится в соответствии с нормативными документами.

При этом необходимо:

- 1) Обеспечить прочность и эксплуатационную надежность сооружения (абсолютные осадки, а также их разность, не должны превышать допускаемые для данных сооружений), т.е. $S \leq S_u$.
- 2) Максимально использовать прочностные свойства грунтов, а также материалов фундаментов.
- 3) Минимальная стоимость фундамента, сокращение трудоемкости и сроков производства работ.

Фундаменты мелкого заложения

К фундаментам мелкого заложения относятся фундаменты возводимые в открытых котлованах или траншеях с соотношением высоты к ширине не превышающей 4:1 и передающие нагрузку на основание через подошву. Функции фундамента:

1) снижение давления по подошве до значений, не приводящих к недопустимым напряжениям и деформациям основания;

2) уменьшение неравномерности осадок сооружения.

Фундаменты мелкого заложения разделяют по материалу, условиям изготовления, форме, условиям работы.

Свайные фундаменты

В случаях, когда у поверхности залегают слабые грунты, не обладающие достаточным сопротивлением чтобы служить основанием для фундаментов мелкого заложения, возникает необходимость передачи нагрузки на более прочные заглубленные слои. В этих случаях чаще всего применяются свайные фундаменты. Свайный фундамент состоит из свай и ростверка. **Свая** — погруженный в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на грунт.

Ростверк — ж/б плита или балка, распределяющая усилия от наземных конструкций на отдельные сваи.

Фундаменты глубокого заложения

При больших сосредоточенных нагрузках, когда устройство ФМЗ в котловане невыполнимо или невыгодно, а сваи не обеспечивают необходимой НС, а также при строительстве тяжелых и чувствительных к неравномерным осадкам сооружений (массивные кузнечные молоты, крупные прессы, зданий и насосных станций и водозаборов, опоры мостов, заглубленные и подземные сооружения – гаражи, склады, емкости, глубокие колодцы и т.п.) стремятся передавать нагрузки на скальные или полускальные основания, т.е. малосжимаемые грунты. В ряде случаев при этом приходится прорезать значительную (несколько десятков метров) толщу слабых водонасыщенных грунтов.

Для этого прибегают к устройству ФГЗ. Их разделяют на следующие виды:

- Опускные колодцы;
- Кессоны;
- Тонкостенные оболочки;
- Буровые опоры и фундаменты, возводимые методом «Стена в грунте»

Другие конструкции фундаментов

1. Буробетонные фундаменты выполняются в разбуриваемых полостях, заполняемых литым бетоном. Стаканная часть фундамента армируются. Такие фундаменты способны воспринимать значительные горизонтальные и моментные усилия, поскольку боковые стенки полости сложены ненарушенным грунтом.

2. Щелевые фундаменты выполняется прорезкой или вытрамбовыванием узких щелей шириной 10...20см, заполняемых бетоном. Для сопряжения с колонной устраивается подколонник.

3. Фундаменты с анкерами выполняются в случае значительных выдергивающих усилий. Анкеры как правило выполняются в виде буронабивных свай.

4. Выштампованные фундаменты. Сбрасыванием в одно и то же место трамбовки в грунтовом массиве образуется полость, заполняемая бетоном. Достоинства способа: грунт в основании уплотняется, не требуется опалубка.

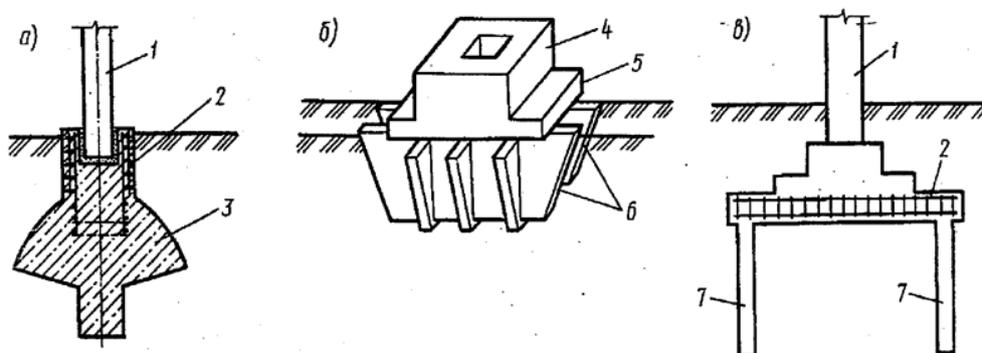


Рис. 2– Буробетонные (а), щелевые (б), и анкерные (в) фундаменты:
1 – колонна; 2 – арматурный каркас; 3 – фундамент; 4 – подколонник; 5 – плитная часть; 6 – бетонные пластины; 7 – анкеры (буронабивные сваи).

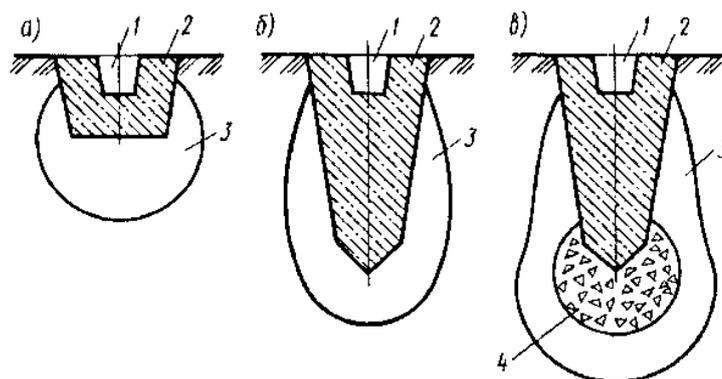


Рис.3– Схемы устройства методом вытрамбовывания котлованов фундаментов с плоской подошвой (а), с заостренной подошвой обычного типа (б) и с уширенным основанием (в): 1 – стакан для установки колонны; 2 – фундамент; 3 – зона уплотнения; 4 – утрамбованный жесткий грунтовой материал

Порядок проектирования фундаментов

- Изучить материалы инженерно-геологических, гидрогеологических и геодезических изысканий на площадке будущего строительства. (Обязательно должно быть изучение архивных материалов, особенно в условиях городской застройки.)
- Проанализировать проектируемое здание с точки зрения оценки его чувствительности к неравномерным осадкам.
- Определить нагрузки на фундаменты.
- Выбрать возможные типы фундамента и несущий слой грунта.
- Рассчитать предложенные варианты фундаментов по 2-м предельным состояниям (прочность и деформации).
- Произвести экономическое сравнение вариантов и выбрать наиболее дешёвый.
- Произвести полный расчет и проектирование выбранного варианта фундамента.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Проектирование оснований и фундаментов выполняется в соответствии с действующими нормативными документами (ТНПА). Основные действующие ТНПА:

СП 5.01.01-2023 Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений. Выпущен вместо ТКП 45-5.01-254-2012 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения.

ТКП 45-5.01-67-2007 Фундаменты плитные. Правила проектирования.

СП 5.01.03-2023 Свайные фундаменты.

СП 5.01.02-2023 Устройство оснований и фундаментов.

При проектировании фундаментов необходимо соблюдение следующих условий:

- обеспечение прочности и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений;
- максимальное использование прочностных и деформационных свойств оснований и фундаментных конструкций;

- минимальная стоимости строительства;
- максимальное сокращение сроков строительства.

При проектировании необходим комплексный учет инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, конструктивных и технологических особенностей сооружения и его чувствительности к неравномерным осадкам, методов выполнения работ по подготовке основания, устройству фундаментов и подземной части сооружения.

Расчет оснований необходимо выполнять с учетом их совместной работы с фундаментами и надземными конструкциями.

Этапы проектирования оснований и фундаментов

1. *Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.* От качества и полноты материалов изысканий во многом зависит надежность и экономичность конструктивно-технологических решений



Рис. – 1. Порядок производства инженерно – геологических изысканий в Республике Беларусь

В отчете об инженерно-геологических изысканиях должны содержаться сведения о местоположении строительной площадки, инженерно-геологическом строении толщ грунтов, климатических условиях, наличии грунтовых вод и колебании их уровня, агрессивности грунтовых вод и грунтов к конструкциям фундаментов.

Данные предоставляются в виде инженерно-геологических разрезов и колонок. Указываются места отбора проб, полевых испытаний и результаты статического или динамического зондирования. Количество скважин и точек зондирования зависит от уровня ответственности здания и назначается в соответствии с СН 1.02.01-2019

«Инженерные изыскания в строительстве». Глубина выработок должна превышать глубину сжимаемой толщи основания.

Таблица 1.1

Среднее расстояние между скважинами и точками зондирования (пенетрационного каротажа)

Категория сложности инженерно-геологических условий	Класс ответственности зданий и сооружений					
	I		II		III	
	Расстояние, м, между					
	скважинам и	точками	скважинам и	точками	скважинами	точками
I	30-35	15	35-40	17	40-50	20
II	25-30	12	30-35	15	35-40	17
III	20-25	10	25-30	12	30-35	15

Примечания
 1 Категория сложности инженерно-геологических условий устанавливается в соответствии с СН 1.02.01-2019 «Инженерные изыскания для строительства».

Таблица 1.2

Ориентировочные значения глубины выработок и зондирования при проектировании на естественных основаниях

Ленточный фундамент		Отдельная опора	
Нагрузка, кН/м	Глубина выработки (зондирования), м	Нагрузка, кН	Глубина выработки (зондирования), м
До 100	4-6	До 500	4-6
200	6-8	1000	5-7
500	9-12	2500	7-9
700	12-15	5000	9-13
1000	15-20	10000	11-15
2000	20-23	15000	12-19
		50000	18-26

Примечания
 1 Глубина выработки отсчитывается от подошвы фундамента.
 2 Меньшие значения глубины принимаются при отсутствии грунтовых вод в сжимаемой толще, большие – при их наличии.

Для проектирования свайных фундаментов глубину зондирования и скважин следует принимать не менее чем на 5 м большей глубины погружения свай. При нагрузке на куст висячих свай свыше 3000 кН, а также при сплошном свайном поле глубина исследований в 50% точек должна быть, как правило, не менее чем на 10 м большей глубины погружения свай.

Результаты изысканий должны содержать данные о физико-механических свойствах грунтов, методах их определения и прогноз о возможном изменении этих показателей.

2. Анализ проектируемого здания.

Определяются плановые и высотные размеры, конструктивные и расчетная схемы здания, способы передачи нагрузки на основание.

Определяется чувствительность здания к неравномерным осадкам.

Назначается предельная осадка в зависимости от конструктивной схемы здания.

Выполняется сбор нагрузок от здания на обрезы фундаментов.

Необходимо учесть возможное влияние технологических процессов в проектируемом здании на изменение свойств грунтов основания.

3. Выбор типа основания и конструкций фундаментов.

Выполняется привязка здания к инженерно-геологическому разрезу. На данном этапе исходя из конструктивной схемы сооружения, передаваемых на основание нагрузок и инженерно-геологических условий выбирается несколько вариантов конструкций фундаментов, наиболее подходящих для конкретных условий строительства. Учитываются материально-технические возможности базы района строительства (наличие и возможности заводов ЖБИ, обеспеченность транспортом и т.д.), опыт строительной организации и дальность перевозок строительных материалов.

4. Расчеты оснований по предельным состояниям, определение окончательных размеров фундаментов. Оцениваются все виды работ по устройству фундаментов и искусственных оснований. Проводится технико-экономическое сравнение вариантов и устанавливается оптимальное проектное решение.

Расчеты оснований по предельным состояниям, определение размеров фундаментов

Проектирование выполняется с учетом требований СП 5.01.01-2023 по двум группам предельных состояний:

- **первая** — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации;
- **вторая** — по деформациям оснований и фундаментов сооружений.

Расчет оснований по деформациям выполняют для всех сооружений, расчет по несущей способности выполняют в следующих случаях:

- а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. д.);
- б) сооружение расположено на откосе или крутопадающем склоне;
- в) основание сложено слабыми, медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами;
- г) основание сложено скальными грунтами.

Проверку не превышения предельных состояний оснований и фундаментов сооружений по несущей способности, эксплуатационной пригодности и назначению размеров плитных (подшвы), свайных (свай, ростверка) и других фундаментов производят, исходя из условий обеспечения выполнения нижеприведенных неравенств, при которых усилия (напряжения) деформации в конструкциях и основаниях от внешних воздействий в любых сочетаниях не превышают их предельных значений:

$$V_d(F_{c,d}) \leq R_d(R_{c,d}),$$

$$\varepsilon \leq \varepsilon_v,$$

где: $V_d(F_{c,d})$ — вертикальное проектное (расчетное) воздействие или вертикальная компонента суммарного усилия от внешних нагрузок, действующих на основание перпендикулярно подошве плитного фундамента V_d (ростверка, сваи $F_{c,d}$) при наиболее невыгодном их сочетании

$R_d(R_{c,d})$ — наименьшее проектное (расчетное) сопротивление основания или материала плитного фундамента нагрузке V_d

ε — абсолютное или среднее значение совместной деформации основания и сооружения

ε_0 — предельное значение совместной деформации основания и сооружения

Для сооружений рассматривают следующие виды совместных деформаций □□ основания и надземных конструкций:

- конечную абсолютную осадку $s < s_u$;
- среднюю осадку $sm < sm_u$;
- относительную осадку $\lambda < \lambda_u$ ($\lambda = \Delta s/L$);
- крен $i < i_u$;
- прогиб-выгиб $K < K_u$;
- кривизну изгибаемого участка сооружения $\rho < \rho_u$;
- относительный угол закручивания $\chi < \chi_u$;
- горизонтальные смещения $v < v_u$.

Расчеты оснований должны производиться на **расчетные значения** нагрузок, которые определяются умножением нормативных значений нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , назначаемый для:

— первой группы предельных состояний — согласно СН 2.01.02-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий;

— второй группы предельных состояний — равным единице.

По чувствительности к деформациям оснований сооружения рекомендуется подразделять на жесткие, ограниченно жесткие, гибкие (нежесткие) и разной жесткости.

К жестким относятся неизгибаемые сооружения с большой вертикальной жесткостью и неизменяемой поверхностью основания в плоскости подошвы фундамента: башни, трубы, элеваторы, опоры мостов, высотные ($H \geq 50$ м) здания башенного типа с отношением длины L к ширине B объекта ($L/B \leq 2$) и др. Деформации таких сооружений допускается считать равномерными и оценивать их абсолютной средней осадкой sm и креном (наклоном) i сооружения.

К ограниченно жестким рекомендуется относить изгибаемые протяженные сооружения, выравнивающие деформации оснований (в пределах допустимых значений) за счет перераспределения усилий в конструкциях: здания и сооружения с рамными и неразрезными железобетонными конструкциями, с несущими продольными и поперечными стенами, с диафрагмами и дисками жесткости в виде железобетонных перекрытий (кирпичные, блочные, крупноблочные, панельные здания и др.).

К гибким (нежестким) сооружениям относятся изгибаемые протяженные объекты, следующие за осадками основания, в конструкциях которых не возникают дополнительные усилия и напряжения: насыпи, малоэтажные здания с осадочными швами, разрезными каркасами, эстакады, галереи и др.

При проектировании фундаментов следует учитывать совместную работу системы основание – фундамент - надземные конструкции.

При проектировании оснований плитных фундаментов выполняются следующие расчеты:

- глубины заложения фундаментов;
- размеров подошвы фундамента;
- расчетного сопротивления грунта;
- осадки и крена фундамента;

- несущей способности основания и горизонтальных смещений (плоский и глубокий сдвиг) фундамента;
- несущей способности слабого подстилающего слоя;

2. ВИДЫ И КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

2.1 Классификация фундаментов мелко заложения

Фундаменты мелко заложения разделяют по материалу, условиям изготовления, форме, условиям работы.

По материалу:

- бетонные;
- железобетонные;
- бутобетонные;
- каменные;

По условиям изготовления:

- монолитные;
- сборные.

Монолитные фундаменты изготавливают на строительной площадке из бетона или железобетона. Для повышения экономичности, снижения трудозатрат и времени строительства монолитные фундаменты рекомендуется возводить в типовой инвентарной опалубке с использованием добавок ускорения схватывания и твердения бетона.

Сборные железобетонные фундаменты состоят из отдельных элементов и, как правило, изготавливаются в заводских условиях с последующим монтажом на строительной площадке.

Ленточные сборные плитные фундаменты состоят из сборных железобетонных плит ФЛ и бетонных блоков ФБС; столбчатые — из фундаментов стаканного типа.

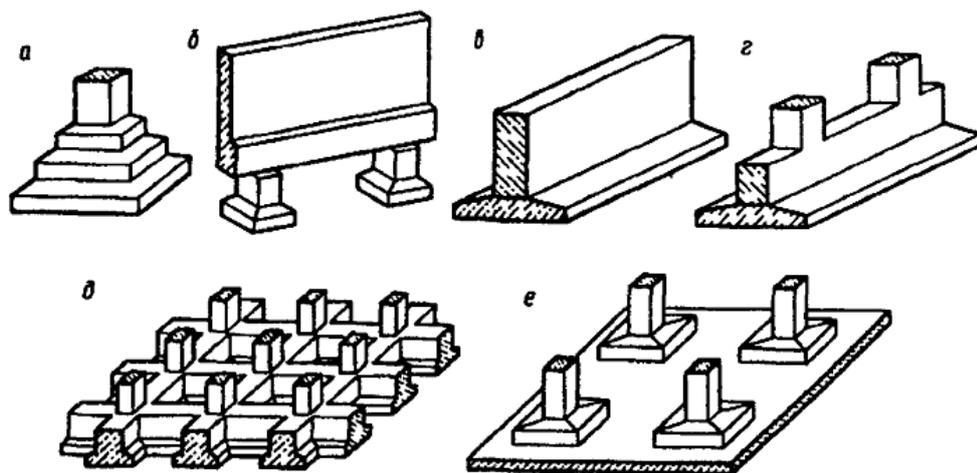
По форме:

- Столбчатые устраиваются под колонны, опоры балок и ферм, иногда под стены (при небольших нагрузках и прочных грунтах основания). Столбчатые фундаменты не увеличивают жесткость сооружения и применяются в случаях, когда неравномерность осадок не превышает допустимых значений.

- Ленточные передают нагрузки на основание от стен и рядов колонн. Выполняются в виде одинарных лент под стены или перекрестных лент под сетку колонн здания.

- Сплошные фундаменты устраиваются под всем зданием в виде ж/б плиты под стены и сетку колонн. По конструктивным решениям могут быть плитными или коробчатыми. Плитные в свою очередь делятся на гладкие и ребристые. Сплошные фундаменты способствуют уменьшению неравномерности осадок сооружения.

- Массивные выполняются в виде жесткого массива под небольшие в плане сооружения (башни, мачты, дымовые трубы, устои мостов и т.д.).

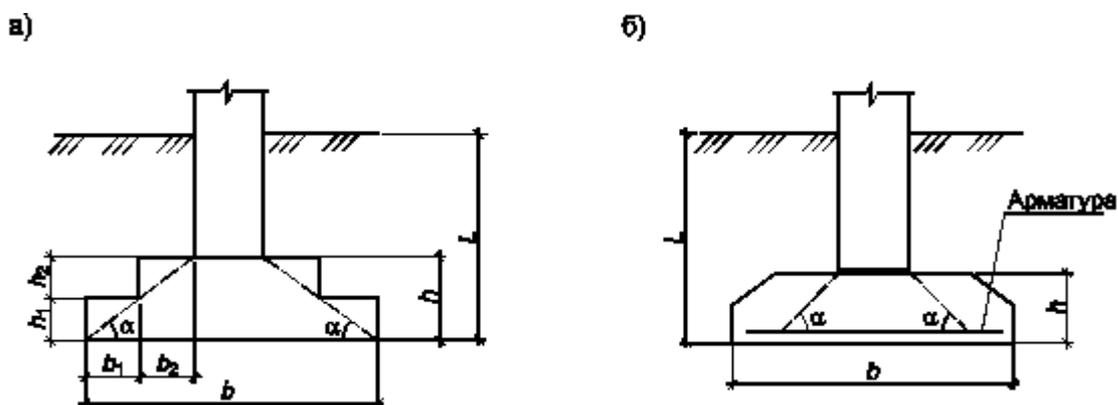


*Рис.2.1. Основные типы фундаментов мелко заложения:
 а – отдельный фундамент под колонну; б – отдельные фундаменты под стену; в – ленточный фундамент; г – то же под колонны; д – то же под сетку колонн; е – сплошной (плитный) фундамент.*

По условиям работы:

- жесткие;
- гибкие.

Жесткие фундаменты рассчитываются только на восприятие напряжений сжатия, а гибкие работают на изгиб и должны дополнительно рассчитываться на восприятие растягивающих, поперечных усилий и на продавливание (срез) по СП 5.01.01-2023 и СНиП II-22.



*Рис. 2.2 — Конструктивные типы фундаментов:
 а) жесткий монолитный неармированный с уширением в виде ступеней;
 б) гибкий (изгибаемый) сборный армированный*

α — угол жесткости, предельный угол наклона, при котором в конструкциях не возникает растягивающих напряжений, $\alpha = 30-40^\circ$ в зависимости от материала, класса бетона и давления, передаваемого на грунт.

Столбчатые фундаменты

Каменные и бетонные фундаменты выполняют жесткими имеют наклонные боковые грани или уширяются к подошве уступами. Размеры уступов определяются углом жесткости α , при котором в теле фундамента не возникает растягивающих напряжений.

Железобетонные фундаменты выполняются монолитными или сборными. Рассчитываются как конструкции на сжимаемом основании. Сечения и арматура подбираются в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ЖБК.

Монолитные столбчатые фундаменты состоят из плитной части и подколонника. Сопряжение с монолитными колоннами осуществляется посредством выпусков арматуры из подколонника, со сборными с помощью стакана, а с металлическими – креплением башмака колонны к анкерным болтам, забетонированным в тело фундамента. Размеры фундаментов в плане принимаются кратными 300мм, а высота ступеней 150мм. При опирании стен на отдельно стоящие фундаменты на их обрезы устанавливаются рандбалки.

При устройстве монолитного фундамента под подошвой выполняется подготовка из бетона или щебня, втрамбованного в грунт и пролитого цементным раствором.

Сборные столбчатые фундаменты проектируются из одной или нескольких плит, уложенных одна на другую на цементном растворе. Сверху устанавливается подколонник и дополнительные опоры под рандбалки. Под сборными фундаментами в глинистых грунтах необходимо устраивать песчаную подготовку.

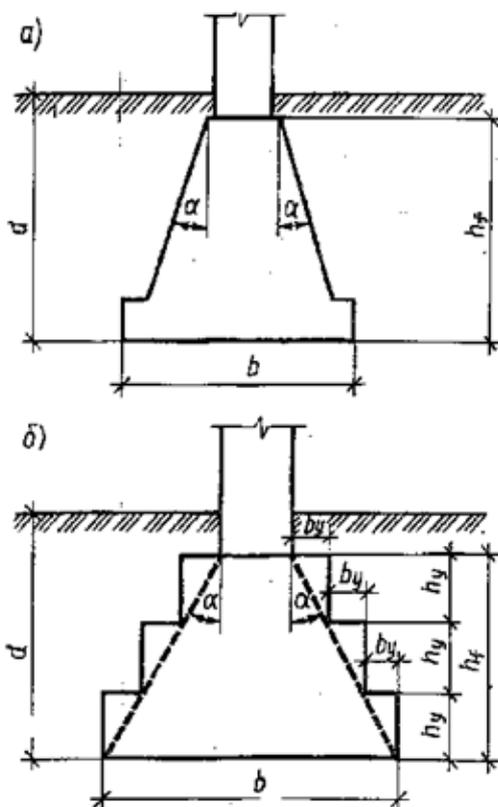


Рис. 2.3 - Конструкция жесткого фундамента: а – с наклонными боковыми гранями; б – уширяющийся к подошве уступами

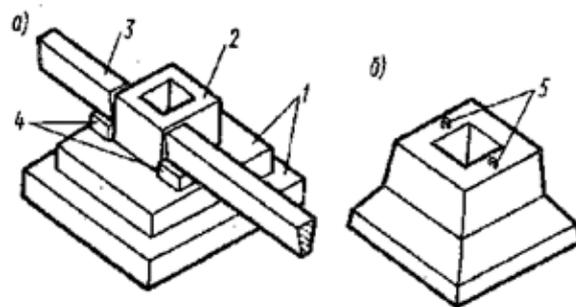


Рис. 2.4 - Сборный фундамент под колонну: а – из нескольких элементов; б – из одного элемента; 1 – фундаментные плиты; 2 – подколонник; 3 – рандбалка; 4 – бетонные столбики; 5 – монтажные петли

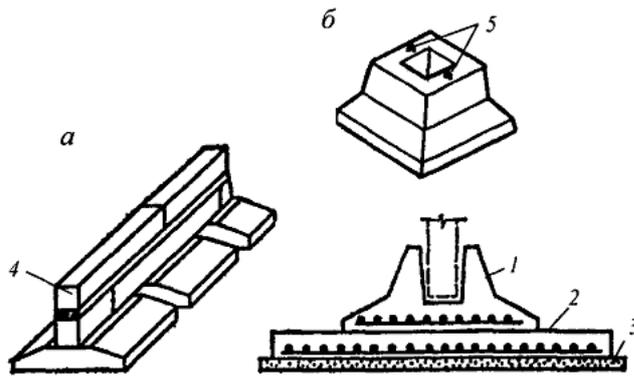


Рис. 2.5 - Сборные фундаменты: а – под стену; б – под колонну:
1 – подколонник; 2 – плита; 3 – песчаная подсыпка; 4 – фундаментные блоки

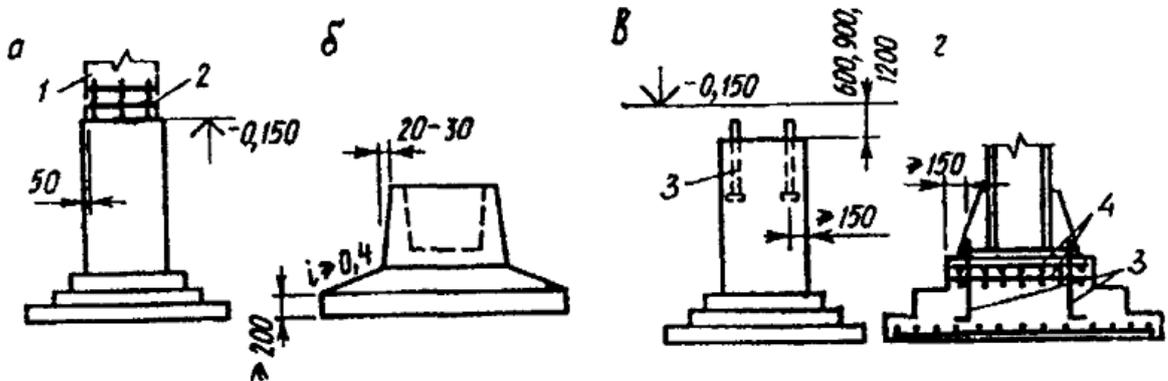


Рис. 2.6 - Типы монолитных фундаментов: а – под монолитную колонну; б – с подстаканником под сборную колонну; в – под сборную колонну с закладными деталями; г – под металлическую колонну;
1 – колонна; 2 – выпуски арматуры; 3 – анкерные болты; 4 – арматурные сетки

Ленточные фундаменты

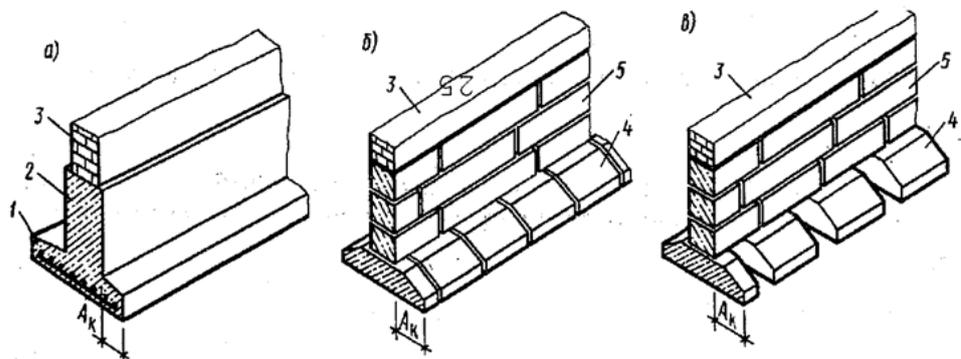


Рис. 2.7 - Ленточные фундаменты: а – монолитный; б – сборный сплошной; в – сборный прерывистый; 1 – армированная лента; 2 – фундаментная стена; 3 – стена здания; 4 – фундаментная подушка; 5 – стеновой блок

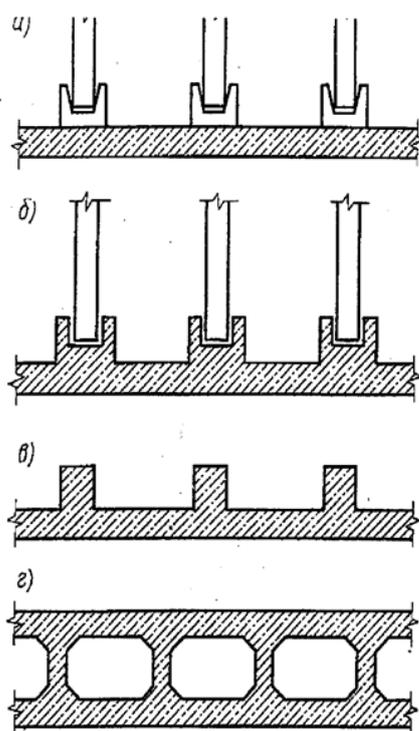
Выполняются монолитными или сборными. Бетонные и каменные ленты устраиваются с наклонными гранями или ступенчатой формы. Монолитные железобетонные в виде нижней армированной ленты и слабоармированной стены. Сборный состоит из ленты собираемой из ж/б плит и стены из ФБС, подбираемых по

сериям. Лента может быть сплошной или прерывистой (в прочные грунтах $E > 25 \text{ МПа}$). ФБС выполняют из тяжелого бетона, керамзит бетона или силикатного бетона. Укладываются на цементном растворе с перевязкой швов. Для повышения жесткости поверх фундаментных плит или верхнего ряда блоков по периметру здания на одном уровне устраивается монолитный железобетонный пояс.

Ленточные фундаменты под колонны устраиваются в виде отдельных или перекрестных лент из монолитного ж/б.

Сплошные фундаменты

Сплошные фундаменты выполняются в основном монолитными. Толщину плиты и армирование определяют исходя из расчетов на продавливание колоннами и расчетами на изгиб в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Опирание колонн выполняется через сборные или монолитные стаканы.



*Рис. 2.8 - Сплошные фундаменты:
а – гладкая плита со сборными стаканами;
б – гладкая плита с монолитными стаканами;
в – ребристая плита; г – плита коробчатого сечения*

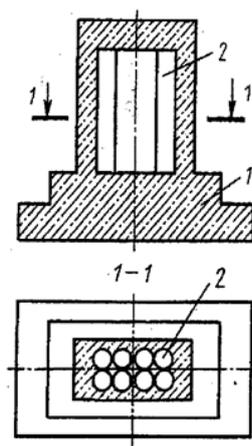


Рис. 2.9 - Массивный фундамент с пустообразователями: 1 – фундамент; 2 – пустообразователи

Толщину защитного слоя бетона подошвы фундаментов, работающих в неагрессивных средах, следует устанавливать:

— для монолитных фундаментов — 80 мм (при наличии бетонной подготовки — 45 мм);

— для сборных фундаментов — не менее 45 мм;

— во всех случаях — не менее диаметра рабочей арматуры и максимального диаметра заполнителя бетона.

2.2 Защита фундаментов от подземных вод и их агрессивного воздействия

При проектировании фундаментов необходимо учитывать гидрогеологические условия площадки:

- естественные сезонные и многолетние колебания УГВ;
- техногенные изменения УГВ;
- возможность образования верховодки;
- агрессивности подземных вод по отношению к материалам конструкций и коррозионную активность грунтов.

Виды воздействий на подземные части сооружений

Водяной пар – передвижение пара происходит в направлении от областей с большими температурами к областям с ее меньшими значениями. В летнее время водяной пар атмосферы мигрирует в сторону подвальных помещений, а в зимнее – наоборот. Путем конденсации пара на поверхности грунтовых частиц и элементов конструкций образуются другие виды воды.

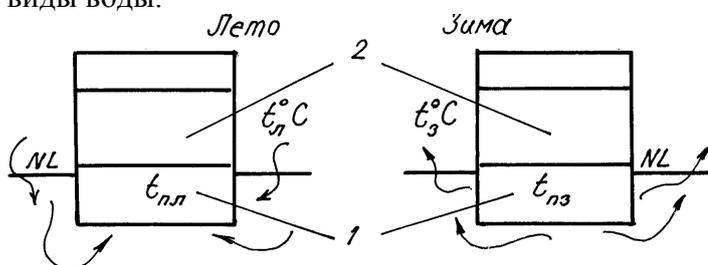


Рис. 2.10 - Миграции водяного пара в грунтовом основании в летнее ($t_n > t_{nл}$) и зимнее время ($t_{нз} > t_з$):
1 - подземная (подвальная) часть; 2 – сооружение

Взвешивающее воздействие воды на подземные части сооружений и на скелет грунта ниже УГВ. Собственный вес элементов сооружения и грунта определяются по формулам:

$$F_{v,g,w} = \gamma_v V - \gamma_w V_w,$$

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) (1 - n),$$

- где V - объем элементов сооружения, m^3 ;
 V_w - объем сооружения (элементов) ниже отметки WL , m^3 ;
 γ_v - вес строительного материала, из которого выполнено сооружение (элемент), kH/m^3 ;
 γ_s - вес грунтовых частиц, $\gamma_s = 26,4 - 26,9 kH/m^3$.

Гидростатическое давление на боковые поверхности подземных сооружений:

$$p_w = \gamma_w z,$$

где z - глубина рассматриваемой точки, m .

Присутствие в воде свободного кислорода, сероводорода, углекислоты, сульфатов, солей аммония, хлора, фенола, гуминовых кислот оказывает разрушающее (агрессивное) влияние на бетон и металл элементов конструкций.

Химическое действие подземных вод на бетонные и металлические конструкции может усиливаться вследствие биологического загрязнения среды бытовыми стоками и разливами химических реактивов. Участие бактерий усиливают протекание различного рода окислительно-восстановительных процессов.

Подземным водам Республики Беларусь присущи, главным образом, следующие виды агрессивности – общекислотная, углекислотная, выщелачивающая и сульфатная. Наиболее агрессивными являются подземные воды Белорусского Полесья на территории Гомельской и Брестской областей.

Бетон железобетонных конструкций зданий и сооружений в агрессивных средах следует принимать марки по водонепроницаемости W4 и выше. При этом необходимо предусматривать следующие виды цементов:

портландцемент, портландцемент с минеральными добавками, шлакопортландцемент (ГОСТ 10178, ГОСТ 1581);
 сульфатостойкие цементы (ГОСТ 22266);
 глиноземистый цемент (ГОСТ 969);
 напрягающий цемент.

Гидроизоляция предназначена для обеспечения водонепроницаемости (антифильтрационная) и защиты от коррозии (антикоррозионная) подземных конструкций.

Гидроизоляцию конструкций необходимо предусматривать выше отметки WL не менее чем на 0,5 м. Еще выше конструкции должны быть изолированы от капиллярной и конденсационной воды. Средние значения величин H_k

Таблица

Виды песчаных грунтов	Высота капиллярного подъема воды, м
Крупнозернистые	От 0,03 до 0,15
Среднезернистые	« 0,15 « 0,35
Мелкие	« 0,35 « 1,00
Пылеватые	« 1,00 « 1,30
Супеси и суглинки легкие	« 1,30 « 2,00

Виды гидроизоляции:

- а) окрасочная (битумная, битумно-полимерная, полимерная);
- б) штукатурная (цементная, холодная асфальтовая, горячая асфальтовая, литая);
- в) оклеечная (рулонная, листовая);
- г) облицовочная (стальные или полиэтиленовые листы);
- д) пропиточная;
- е) инъекционная;
- ж) засыпная (гидрофобная).

Окрасочная гидроизоляция представляет собой сплошное многослойное (от 2 до 4 слоев) водонепроницаемое покрытие, выполняемое окрасочным способом и имеет толщину от 3 до 6 мм. Окрасочная гидроизоляция наносится на изолируемую поверхность с увлажняемой стороны и рекомендуется для защиты от капиллярной и конденсационной воды. Основными видами ее являются битумно-полимерные и полимерные составы на основе нефтяных битумов, различных полимерных вяжущих и смол.

Штукатурные покрытия представляют собою водонепроницаемое покрытие из смеси битумных (горячих или холодных), цементных или полимерных вяжущих с минеральными или органическими наполнителями, устраиваемое на изолируемой поверхности в виде наносимого штукатурным способом слоя толщиной от 6 до 50 мм. Ее необходимо применять на поверхностях жестких сооружений, не подвергающихся деформациям (трещинообразование, изгиб) и вибрациям любого происхождения.

Оклеечная гидроизоляция представляет собой сплошной водонепроницаемый ковер из рулонных или пленочных материалов, наклеиваемых послойно мастиками на огрунтованную поверхность. выполняется только из материалов на синтетической основе. Рулонные материалы на картонной основе (рубероид, толь, пергамин) могут применяться только для временных сооружений

Облицовочная гидроизоляция выполняется из металла или полимерных материалов. Металлическая выполняется в виде сплошного ограждения из стальных листов толщиной $\delta \geq 4$ мм, соединенных с собой при помощи сварки, а с изолируемой конструкцией – анкерами, заделываемыми в бетон. Она обладает высокой прочностью, водонепроницаемостью и долговечностью. Из-за высокой стоимости применяются достаточно редко:

большие значения величины (H_w);

конструкции подвержены воздействию повышенных температур ($T > 80$ °С);

возможность механических воздействий;

прямки сложной конфигурации.

Металлическую гидроизоляцию устраивают как правило, с внутренней поверхности ограждающих конструкций, что дает возможность при эксплуатации устранять течи. При наружном варианте она должна быть защищена от коррозии.

Гидроизоляция из полимерных материалов выполняется в виде однослойный ковра из листов толщиной 2 мм, соединенных между собою в стыках сваркой или склеиванием. Крепление листов к изолируемой поверхности производится дюбелями, гвоздями, прижимными планками или же наклеиваться на мастиках и клеях.

Пропиточная гидроизоляция предназначена для повышения водонепроницаемости изделия из пористых бетонов, кирпича, асбестоцементных листов, натуральных пористых камней (известняк, туфы и др.). В качестве пропиточных материалов используют органические вяжущие (битумы, каменноугольные дегти), термопластичные полимеры и др. Пропитанные изделия обладают высокой водонепроницаемостью, повышенной прочностью. Достаточно пропитать поверхностную корку толщиной от 10 до 15 мм, чтобы изделие приобрело стойкость против замачивания или химически агрессивной среды.

Инъекционная гидроизоляция — заполнение пор грунта или трещин в сооружении, водонепроницаемым материалом путем нагнетания уплотняющего раствора с последующим его твердением. В современной строительной практике инъекцию закрепляющих растворов в поры грунта выполняют через манжетные трубки с обтюраторами. Известно много способов устройства инъекционной гидроизоляции: цементация, битумизация, силикатизация, смолизация.

Гидрофобные засыпки в виде порошков и песков применяются для защиты от конденсационной и капиллярной воды. Порошки представляют собой мелкодисперсный минеральный материал, частицы которого покрыты тончайшей, не смачиваемой водой пленкой поверхностно-активного вещества (ПАВ). При проникании в поры гидрофобного порошка она образует выпуклые мениски, препятствующие дальнейшему ее проникновению в толщу засыпки.

В каждом конкретном случае выбирается наиболее рациональный тип гидроизоляции, обеспечивающий заданный режим влажности в помещениях на весь срок их службы.

Способы устройства гидроизоляции:

1. При защите от капиллярной влаги надземных помещений бесподвальных зданий достаточно выполнить непрерывную водонепроницаемую прослойку на высоте 15 – 20 см от верха отмостки из жирного цементного раствора толщиной 2 – 3 см или 1 – 2 слоев рулонного материала на битумной мастике.

2. Если уровень грунтовых вод находится ниже пола подвала выполняется обмазка за 1-2 раза наружной поверхности заглубленных стен горячим битумом и прокладкой рулонной изоляции в стене на уровне пола подвала.

3. Если уровень грунтовых вод находится выше отметки пола подвала, гидроизоляция устраивается в виде сплошной оболочки снизу и по бокам. Применяется оклеечная гидроизоляция. Стены, как правило, оклеиваются с наружной стороны, чтобы гидроизоляция была прижата к изолируемой поверхности напором грунтовых вод. От механических повреждений при обратной засыпке котлована изоляцию защищают стенкой из кирпича, бетона или блоков. Зазор между изоляцией и стенкой заполняют раствором. Горизонтальная гидроизоляция для защиты помещений снизу наклеивается на гладко выровненную цементную стяжку. Сверху предохраняется цементным или асфальтовым слоем толщиной 3 – 5 см.

Если УГВ пола подвала до 0,5 м гидростатическое давление воды компенсируется весом конструкции пола. Если УГВ выше уровня пола более, чем на 0,5 м давление воды воспринимается специальной конструкцией. Это могут быть заделанные в стены или опоры здания железобетонные плиты, способные так же передавать часть нагрузки от сооружения на грунт.

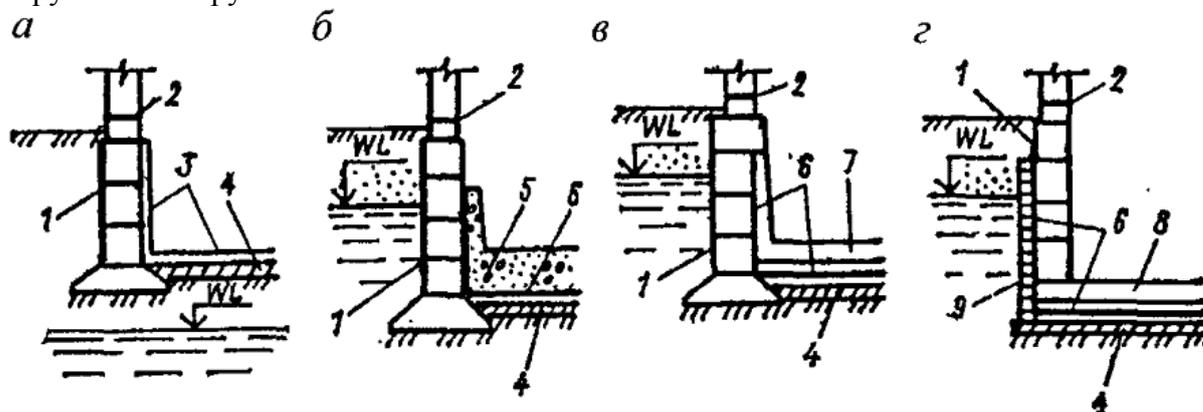


Рис. 2.11 - Гидроизоляция подвальных помещений: 1 – обмазка; 2 – гидроизоляция между фундаментом и стеной; 3 – цементный слой и плитка; 4 – подготовка; 5 – пригрузочный слой бетона; 6 – рулонная гидроизоляция; 7 – железобетонный кессон; 8 – фундаментная плита; 9 – защитная стенка из кирпича

Если подземные воды или промышленные стоки агрессивны по отношению к материалам заглубленных конструкций или могут повысить коррозионную активность грунтов, должны предусматриваться антикоррозионные мероприятия.

Антикоррозионная защита выбирается в зависимости от степени агрессивности подземных вод. Защита здания обеспечивается **антикоррозионной изоляцией**, а также применением **стойких к данному виду агрессивности цементов и плотных бетонов**.

В слабоагрессивных водах защитой может служить глиняный замок из хорошо перемятой и плотно утрамбованной глины, который устраивается от низа фундамента до уровня на 0,5 м выше максимальной отметки УГВ.

В более агрессивных водах стенку перед устройством замка покрывают за два раза битумной мастикой. Перед устройством плиты фундамента выполняется подготовка из утрамбованного в грунт и пропитанного битумом слоя щебня, покрытого сверху за 2-3 раза битумной мастикой.

В сильноагрессивных водах все подземные конструкции предохраняют оклеечной изоляцией из битумных рулонных материалов.

3. РАСЧЁТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

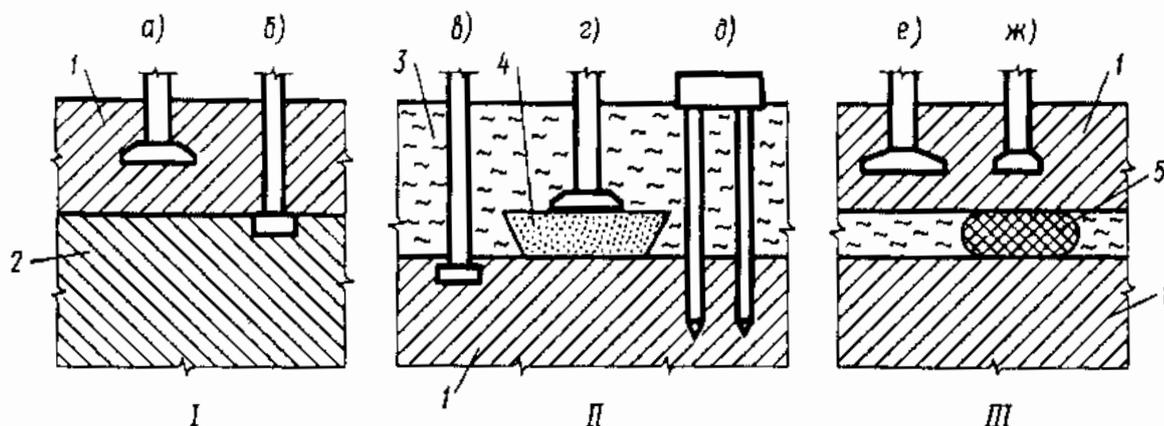
Расчёт ФМЗ начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров (это глубина заложения фундамента и размер его подошвы).

Определение глубины заложения фундамента

Очевидно, что чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения. Однако при выборе глубины заложения фундамента приходится руководствоваться целым рядом факторов:

- Геологическое строение участка и его гидрогеология (наличие воды);
- Глубина сезонного промерзания грунта;
 - Конструктивные особенности здания, включая наличие подвала, глубину прокладки подземных коммуникаций, наличие и глубину заложения соседних фундаментов.

1. Учёт ИГУ строительной площадки заключается в выборе несущего слоя грунта. Этот выбор производится на основе предварительной оценки прочности и сжимаемости грунтов. По геологическим разрезам. Все многообразие напластования грунта можно представить в виде трёх схем:



*Рис. 3.1 — Схемы напластований грунтов с вариантами устройства фундаментов:
1 – нормальный грунт; 2 – более прочный грунт; 3 – слабый грунт; 4 – песчаная подушка; 5 – зона закрепления грунта*

При выборе типа и глубины заложения фундамента придерживаются следующих общих правил:

- Минимальная глубина заложения фундамента принимается не менее 0,5 м от планировочной отметки;
- Глубина заложения фундамента в несущий слой грунта должна быть не менее 10-15 см;

- По возможности закладывать фундаменты выше УГВ для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ;
- В слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с близкой прочностью и сжимаемостью. Если это условие невыполнимо, то размеры фундаментов выбираются главным образом из условия выравнивания осадок.

2. Глубина сезонного промерзания грунта.

Проблема заключается в том, что многие водонасыщенные глинистые грунты обладают пучинистыми свойствами, т.е. увеличивают свой объем при замерзании, за счет образования в них прослоек льда. Замерзание сопровождается подсосом грунтовой воды из ниже лежащих слоев, за счет чего толщина прослоек льда еще более увеличивается. Это приводит к возникновению сил пучения по подошве фундамента. Которые могут вызвать подъем сооружения. Последующее оттаивание таких грунтов приводит к резкому их увлажнению, снижению их несущей способности и просадкам сооружения.

Наибольшему пучению подвержены грунты, содержащие пылеватые и глинистые частицы. К непучинистым грунтам относят: крупнообломочный грунт с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности, глубина заложения фундаментов в них не зависит от глубины промерзания (в любых условиях).

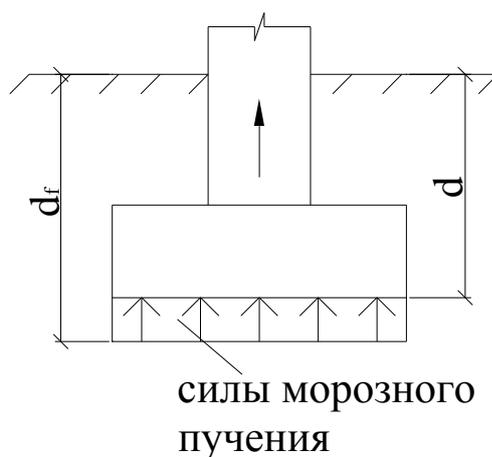


Рис. 3.2 — Схема морозного пучения основания

d_f – глубина сезонного промерзания грунтов.

Если $d < d_f$ – фундамент поднимается.

Надо пройти мощность промерзания грунта и заложить фундамент на большую глубину (например, в Подмосковье это 1,4 м). $d > d_f$

Для малых зданий (дачные постройки) настоящий бич – боковые силы пучения грунта:

$$d_f = K_h \cdot d_{fn}$$

K_h – коэффициент, учитывающий тепловой режим подвала здания.

d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t}$$

M_t – коэффициент, численно равный \sum абсолютных значений (-) температур за зиму в данном районе.

d_o – коэффициент, учитывающий тип грунта под подошвой фундамента.

3. Конструктивные особенности сооружения.

Основными конструктивными особенностями возводимого сооружения, влияющими на глубину заложения его фундамента, являются:

- Наличие и размеры подвальных помещений, прямков или фундамента под оборудование;
- Глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений;
- Наличие и глубина прокладки подземных коммуникаций и конструкций самого фундамента.

Глубина заложения фундамента принимается на 0,2-0,5 м ниже отметки пола подвала (или заглубленного помещения), т.е. на высоту фундаментного блока.

Фундаменты сооружения или его отсека стремятся закладывать на одном уровне.

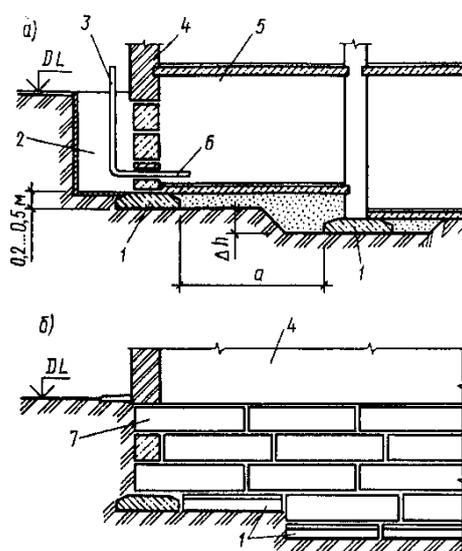


Рис. 3.3 – Выбор глубины заложения фундамента в зависимости от конструктивных особенностей сооружения: а – здание с подвалом в разных уровнях и прямком; б – изменение глубины заложения ленточного фундамента; 1 – фундаментные плиты; 2 – прямок; 3 – трубопровод; 4 – стена здания; 5 – подвал; 6 – ввод трубопровода; 7 – стеновые блоки

В других случаях, разность отметок заложения расположенных рядом фундаментов (Δh) не должна превышать:

$$\Delta h \leq a \cdot \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{C_1}{P} \right),$$

a – расстояние в свету между фундаментами;

p – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента.

Фундаменты проектируемого сооружения, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется закладывать на одном уровне, либо проведение специальных мероприятий (шпунтовые стены).

Ввод коммуникаций (трубы водопровода, канализации) должен быть заложен выше подошвы фундамента.

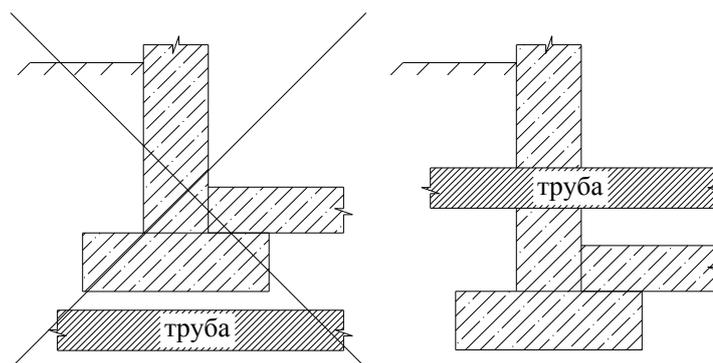


Рис. 3.4 -- Схема неправильного и правильного ввода коммуникаций

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

Форма и размер подошвы фундамента

Форма бывает любая (круглая, кольцевая, многоугольная, квадратная, прямоугольная, ленточная, тавровая, крестообразная и более сложная форма), но, как правило, она повторяет форму опирающейся на нее конструкцию.

Площадь подошвы предварительно может быть определена из условия:

$$P_{\text{п}} \leq R, \text{ где}$$

$P_{\text{п}}$ – среднее давление под подошвой фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям;

R – расчётное сопротивление грунта основания, определяемое по ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования

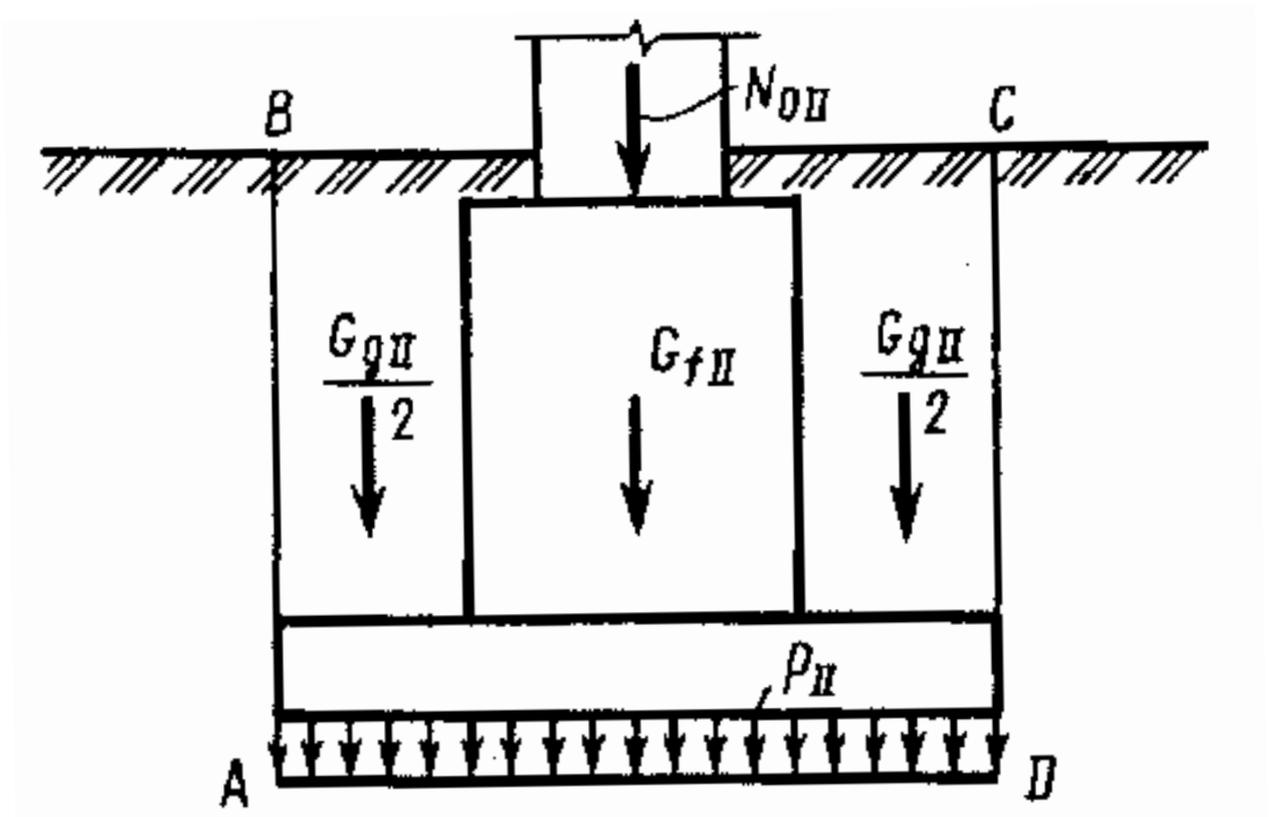


Рис. 3.5 — Расчетная схема центрально нагруженного фундамента.

Реактивная эпюра отпора грунта при расчете жестких фундаментов принимается прямоугольной. Тогда из уравнения равновесия:

$$N_{II} + G_f + G_g = A \cdot R_o$$

Сложность в том, что обе части выражения содержат искомые геометрические размеры фундамента. Но в предварительных расчетах вес грунта и фундамента в ABCD заменяют приближенно на:

$$G_f + G_g = \gamma_m \cdot d \cdot A, \text{ где}$$

γ_m – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах; $\gamma_m=20 \text{ кН/м}^3$;

d – глубина заложения фундамента, м.

$$N_{II} + \gamma_m \cdot A \cdot d = A \cdot R_o \Rightarrow A = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_m \cdot d} - \text{необходимая площадь подошвы}$$

фундамента. Тогда ширина подошвы (b):

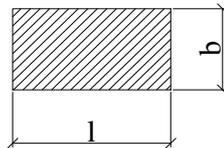
а) в случае ленточного фундамента; $A=b \cdot l_{п.м.}$:

$$b = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_m \cdot d}$$

б) в случае столбчатого квадратного фундамента; $A=b^2$:

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_o - \gamma_m \cdot d}}$$

в) в случае столбчатого прямоугольного фундамента:



$\frac{l}{b} = n$ - задаемся отношением длины фундамента (l) к его ширине (b) (т.к. фундамент повторяет очертание опирающейся на него конструкции).

$$\text{Отсюда: } l = nb \Rightarrow A = lb = nb^2 \Rightarrow b = \sqrt{\frac{A}{n}}$$

в) в случае столбчатого круглого фундамента:

$b = D$ – диаметр фундамента.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

После предварительного подбора ширины подошвы фундамента $b=f(R_o)$ необходимо уточнить расчетное сопротивление грунта – $R=f(b, \varphi, c, d, \gamma)$.

Зная точное R. Снова определяют b. Действия повторяют, пока два выражения не будут давать одинаковые значения для R и b.

После того. Как был подобран размер фундамента с учетом модульности и унификации конструкций проверяют действительное давление на грунт по подошве фундамента.

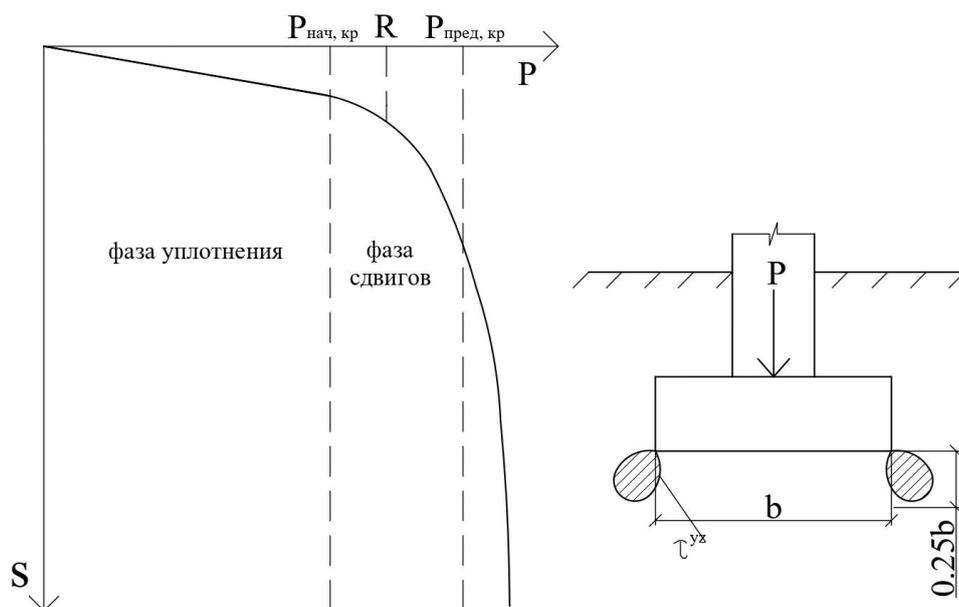


Рис. 3.6 – Фаза уплотнения и фаза сдвигов при уточнении расчетного сопротивления грунта – R

$$P_{II} = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} \leq R$$

Чем ближе значение P_{II} к R , тем более экономичное решение.

Этой проверкой мы проверяем возможность расчета по линейной теории деформации грунта.

Если условие не соблюдается, тогда расчет необходимо вести по нелинейной теории, что значительно его усложняет.

3.1 Расчет внецентренно нагруженных фундаментов

Внецентренно нагруженные фундаменты это такие фундаменты, у которых равнодействующая внешних нагрузок (сил) не проходит через центр тяжести его подошвы.

Давление на грунт по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимается изменяющимся по линейному закону, а его крайевые значения определяются по формулам внецентренного сжатия.

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Учитывая, что $A = l \cdot b$; $W = \frac{b^2 l}{6}$; $M = N_{II} \cdot l$,

Приходим к более удобному для расчета виду:

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right), \text{ где}$$

N_{II} – суммарная вертикальная нагрузка, включая G_f и G_g ;

e – эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести подошвы;

b – размер подошвы фундамента в плоскости действия момента.

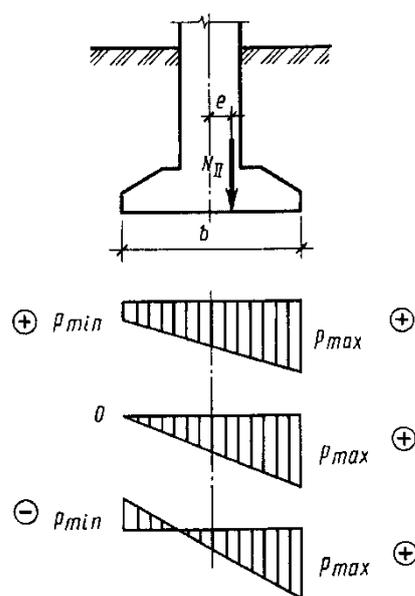


Рис. 3.7 - Эпюры давлений под подошвой фундамента при действии внецентренной нагрузки

Двузначную эпюру стараются не допускать, т.к. в этом случае образуется отрыв фундамента от грунта.

Поскольку в случае действия внецентренного нагружения максимальное давление на основание действует только под краем фундамента, при подборе размеров подошвы фундамента давление допускается принимать на 20% больше расчетного сопротивления грунта, т.е.

$$P_{\max} \leq 1,2R, \text{ но } P_{cp} = \frac{\Sigma N_{II}}{A} \leq R$$

В тех случаях, когда точка приложения равнодействующей внешних сил смещена относительно обеих осей фундамента (рис 3.8), давление под ее угловыми точками находят по формуле:

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

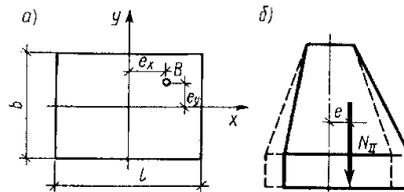


Рис. 3.8 - Внецентренное нагружение фундамента относительно двух главных осей инерции:
а – смещение равнодействующих внешних сил; б – устройство несимметричного фундамента

Поскольку в этом случае максимальное давление будет только в одной точке подошвы фундамента, допускается, чтобы его значение удовлетворяло условию:

$$P_{\max}^c \leq 1,5R, \text{ но при этом проверяются условия:}$$

$$P \leq R; P_{\max} \leq 1,2R - \text{ на наиболее нагруженной части.}$$

Порядок расчета внецентренно нагруженного фундамента

1. Определяют размеры подошвы как для центрально нагруженного фундамента.

$$A = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_m \cdot d}; P \leq R$$

2. Для принятых размеров подошвы определяют краевые напряжения при внецентрном приложении нагрузки

$$\frac{P_{\max}}{\min} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

3. Проверяется условие $P_{\max} \leq 1,2R$
4. Если равнодействующая сил смещена относительно обеих осей, тогда еще определяют краевые напряжения в угловых точках фундамента

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

5. Проверяют условие $P_{\max}^c \leq 1,5R$

3.2 Проверка давления на слабый подстилающий слой грунта (проверка подстилающего слоя)

При наличии в сжимаемой толщии слабых грунтов необходимо проверить давление на них, чтобы убедиться в возможности применения при расчете основания (осадок) теории линейной деформативности грунтов.

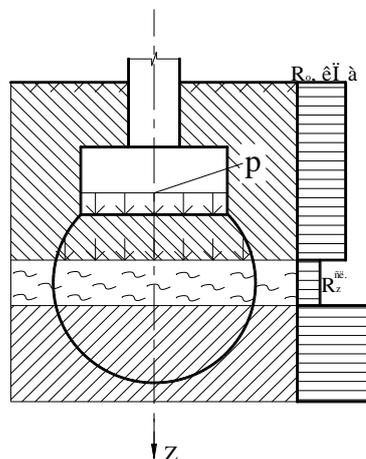


Рис. 3.9 - Наличие в основании сжимаемой толщии слабых грунтов

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

$$G_{zp} + G_{zg} \leq R_z, \text{ где}$$

G_{zp} и G_{zg} - дополнительное и природное вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента;

R_z - расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого слоя, определяют по формуле СНиП, как для условного фундамента шириной \underline{b}_z и глубиной заложения d_z .

Все коэффициенты в формуле (γ_{c1} , γ_{c2} , k , M_q , M_g и т.д.) находят применительно к слою слабого грунта.

$$G_{zg} = \gamma(d + z) ; G_{zp} = \alpha \cdot p_o ; p_o = p - G_{zg, o}$$

$$P = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A}; \alpha = f\left(\frac{2z}{b}; \frac{l}{b}\right)$$

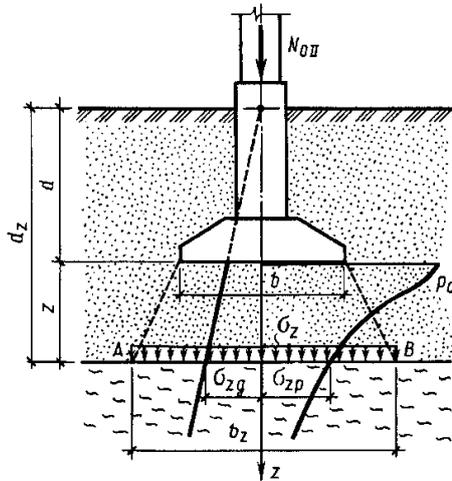


Рис. 3.10 - Расчетная схема к проверке давления на подстилающий слой слабого грунта

Ширину условного фундамента b_z назначают с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной z . Если принять, что давление G_{zp} действует по подошве условного фундамента AB , то площадь его подошвы будет составлять:

$$G_{zp} = \frac{N_{II}}{A_z} \Rightarrow A_z = \frac{N_{II}}{G_{zp}}, \text{ где}$$

N_{II} – вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента;

- для ленточного фундамента $b_z = \frac{A_z}{1n.m.}$

- для квадратного фундамента $b_z = \sqrt{A_z}$

- для условного прямоугольного фундамента $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$,

$a = \frac{(l - b)}{2}$, где l и b – размеры подошвы проектируемого фундамента.

Если проверка подстилающего слоя не выполняется, необходимо увеличить размер подошвы фундамента.

3.3 Расчет фундаментов на грунтовых (песчаных) подушках

Если несущий слой грунта оказывается слабым, и его использование в качестве естественного основания оказывается невозможным или нецелесообразным, то приводят

замену слабого грунта другим, обладающим высоким сопротивлением сдвигу и имеющим малую сжимаемость, который образует, так называемую, грунтовую подушку.

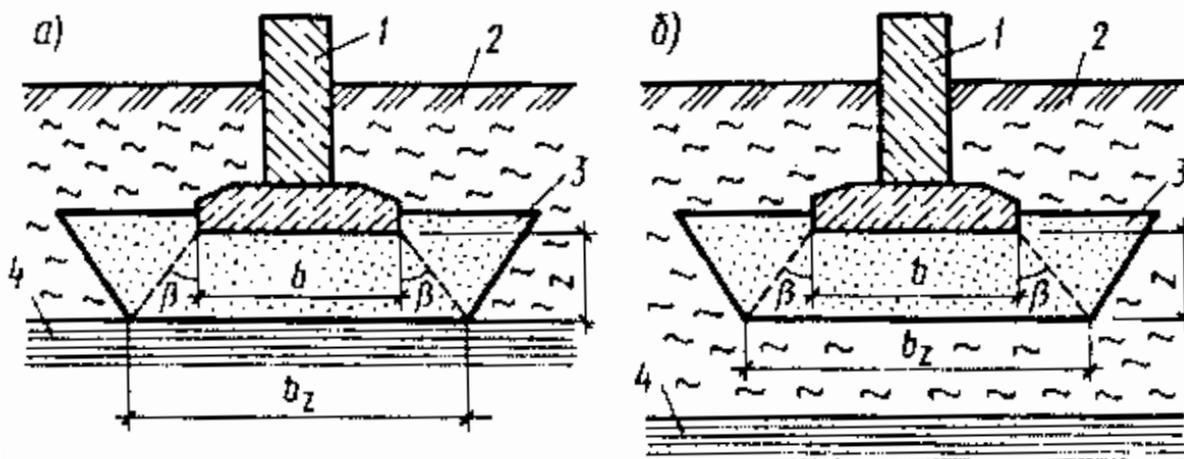


Рис. 3.11 - Устройство песчаных подушек при малой (а) и большой (б) толще слабых грунтов:
1 – фундамент; 2 – слабый грунт; 3 – песчаная подушка; 4 – плотный подстилающий грунт

- Подушки делают из:
 - Крупнообломочные грунты (гравий, щебень);
 - Пески крупные и средней крупности (удобнее и легче использовать);
 - Шлак;
 - В лессах – местный перемолотый грунт.
- Чаще всего грунтовые подушки имеют толщину 1...3 м (>3м не целесообразно).
- Используют подушки: (см. рис.)
 - При малой толще слабых грунтов - обыкновенная песчаная подушка;
 - При большой толще слабых грунтов - висячая песчаная подушка;
- Такая форма песчаной подушки объясняется тем, что в ее зоне необходимо уместить все виды напряжений.

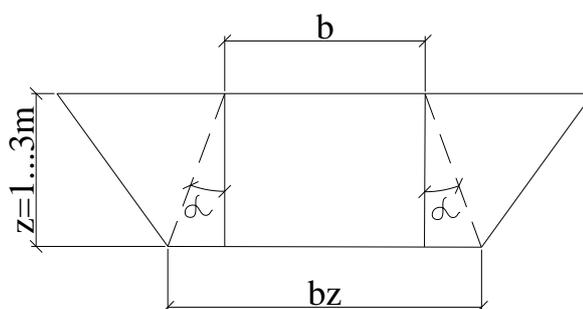


Рис. 3.12 – Параметры песчаной подушки в разрезе

Пески: $\alpha=30^\circ \dots 35^\circ$;

Гравий: $\alpha=40^\circ \dots 45^\circ$.

Тогда $b_z = b + 2z \cdot \operatorname{tg} \alpha$

- Подушки отсыпаются слоями по 10...15 см, с уплотнением каждого слоя до $\gamma_d = 16 \dots 16,5 \text{ кН/м}^3$.

Последовательность расчета фундамента на песчаной подушке

1. Задаемся характеристиками нового грунтового основания (т.е. характеристиками песчаной подушки)

$$\gamma=19 \text{ кН/м}^3; \varphi=35^\circ; c=0$$

2. Определяют размеры подошвы фундамента как фундамента, стоящего на грунте с выше перечисленными характеристиками.

$$P \leq R$$

3. Проверяем подстилающий слой

$$G_{zp} + G_{zg} \leq R_z$$

Если это условие не выполняется, то увеличивают высоту висячей подушки.

4. Далее производится расчет деформаций основания. Совместная деформация песчаной подушки и подстилающего слоя S должна быть меньше S_u .

$$S \leq S_u$$

Если это условие не выполняется. То также увеличивают высоту висячей подушки (или размеры фундамента).

– Применение песчаной подушки приводит к следующим положительным эффектам:

1) Поскольку модуль общей деформации песчаной подушки $E > 20 \text{ МПа}$, то их применение приводит к уменьшению осадок сооружения.

2) Поскольку песчаные подушки имеют большой коэффициент фильтрации (сильноводопроницаемы), то резко сокращается время консолидации основания.

3) Песчаные подушки устраиваются из непучинистых грунтов (материалов), поэтому есть возможность уменьшить глубину заложения фундамента d из условия учета глубины сезонного промерзания грунта d_f .

3.4 Расчет деформаций фундаментов

В соответствии с действующими нормами расчет осадок производится из условия

$$s < S_u$$

где s — расчетная осадка;

s_u — допускаемая осадка по приложению В СП 5.01.01-2023 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Общие положения»;

Рекомендуется применять следующие методы расчета конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундаментов (далее — осадка), возможных в период строительства и эксплуатации сооружения:

а) метод послойного суммирования с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства, ограниченного условной глубиной сжимаемой толщи H_c ;

б) метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины

Осадку s при использовании расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства с ограничением глубины сжимаемой толщи H_c (см. рисунок 5.7) по методу послойного суммирования определяется как сумма осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i};$$

$$\sigma_{zg,i} = \alpha \rho_{zg,0},$$

Крен фундамента i от действия внецентренной нагрузки, приложенной в пределах ядра сечения фундамента, рекомендуется определять по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} \cdot k_e \cdot \frac{Ne}{\left(\frac{a}{2}\right)^3},$$

где E и ν — соответственно модуль деформации, МПа, и коэффициент поперечной деформации грунта основания. Для неоднородного слоистого основания значения E и ν находятся осреднением их значений в пределах сжимаемой толщи;

k_e — коэффициент, зависящий от направления действия момента.

N — вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы, МН;

e — эксцентриситет приложения нагрузки, м;

a — диаметр круглого или размер стороны прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент (для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью A принимают $a = 2\sqrt{A/\pi}$), м;

k_m — коэффициент, учитываемый при расчете крена фундаментов по схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

4. СВАИ И СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

4.1 Общие сведения

4.1.1. Свайные фундаменты в строительстве.

Свайный фундамент представляет собой конструкцию, состоящую из одной сваи или нескольких свай, объединённых в группу при помощи распределительной плиты или балки. Свая представляет собой элемент свайного фундамента в виде тонкой (размеры поперечного сечения во много раз меньше длины) стойки из прочного материала, предназначенная для передачи нагрузки на более глубокие слои грунтового основания. В отличие от плитных фундаментов мелкого заложения нагрузка на основание передаётся как за счёт сопротивления грунта под нижним концом сваи, так и за счёт трения по боковой поверхности. При этом сваи устраиваются непосредственно с поверхности грунта, что исключает необходимость вскрытия котлована на всю глубину её заложения.

Свайные фундаменты при строительстве различных зданий и сооружений применялись с древнейших времён. В античные времена (II век до н.э.) был построен мост через реку Дунай опоры которого опирались на деревянные сваи, рис. 4.1. Здания и сооружения Венеции, Санкт-Петербурга, культовые сооружения Московского Кремля также возводились с применением деревянных свай, изготавливаемых из лиственницы или дуба.

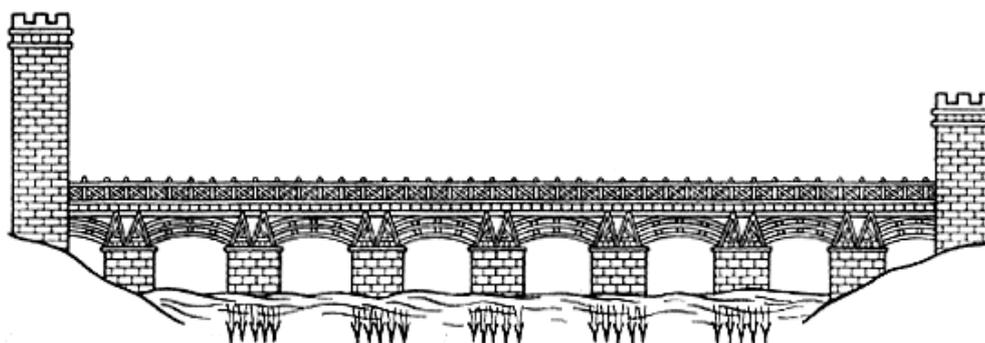


Рис.4.1 - Мост через реку Дунай (мост Траяна) на деревянных сваях (II век до н.э.)

Свайные фундаменты широко применяются в современном строительстве. В настоящее время здания и сооружения выше 5 этажей, как правило, возводятся на свайных фундаментах. Свайные фундаменты также применяются под несущие колонны и стены промышленных зданий, торговых центров, спортивных сооружений. В последнее время свайные фундаменты широко применяются при строительстве малоэтажных сельскохозяйственных зданий, домов усадебного типа, коттеджей. В малоэтажном строительстве применение коротких свай (микросвай) позволяет снизить материальные затраты и сроки строительства.

Учитывая современную тенденцию к увеличению этажности строящихся зданий, необходимость освоения территорий, сложенных слабыми грунтами доля свайных фундаментов в общем объёме капитального строительства будет только расти.

4.1.2 Преимущества и недостатки свайных фундаментов

Широкое применение свайных фундаментов обуславливается рядом преимуществ, среди которых необходимо выделить следующие:

- возможность передачи нагрузки на более глубокие и, как правило, более прочные слои грунтового основания, получения более высокой несущей способности фундамента;
- при устройстве отдельных видов свай с применением соответствующей

технологии происходит уплотнения грунта вокруг свай, что дополнительно увеличивает несущую способность фундамента;

- для бесподвальных зданий применение свай существенно снижает затраты на устройство котлованов, крепления его стенок, организацию водоотлива и водопонижения;
- при устройстве свай имеется возможность контролировать несущую способность практически каждой сваи и своевременно корректировать проектное решение, если геологические условия и несущая способность свай не соответствует проектным.

К недостаткам свайных фундаментов можно отнести необходимость применения специализированной техники и соответствующего дорогостоящего оборудования и как следствие более высокая стоимость работ. Кроме того, на качество свай существенное влияние оказывает уровень квалификации рабочего персонала, строгое соблюдение технологии устройства свай. При этом брак при устройстве свай зачастую можно выявить только с применением соответствующего специализированного оборудования.

4.2. Классификация свай

В настоящее время насчитывается более 200 видов свай, отличающихся конструктивными особенностями, технологией изготовления, характером взаимодействия с грунтовым основанием.



Рис.4.2 - Виды свай

4.2.1 Виды свай по характеру взаимодействия с грунтом

По характеру взаимодействия с грунтом сваи подразделяют на сваи-стойки и сваи, защемленные в грунте (сваи трения). Сваи стойки передают нагрузку на основание за счет сопротивления грунта под нижним концом сваи, рис.4.3а. Согласно действующим нормам

к свая стойкам относят сваи нижний конец которой опирается на малосжимаемые грунты с модулем деформации $E \geq 50 \text{ МПа}$.

Грунты с таким высоким модулем деформации в РБ встречаются достаточно редко. Поэтому большинство применяемых на практике свай – сваи заземлённые в грунте (сваи трения). Нагрузка на основание в этом случае передается как за счет сопротивления грунта под нижним концом сваи, так и за счет трения по боковой поверхности, рис.4.3б.

4.2.2 Виды свай по способу устройства

В зависимости от способа устройства сваи подразделяются на *сваи погружаемые в грунт* (готовые, сборные, предварительно изготовление на заводе или полигоне), сваи *изготавливаемые в грунте* (набивные), а также *сборно-набивные*. Сваи погружаемые в грунт представляют собой изготовленные вне строительной площадке (на заводе, полигоне) готовые конструкции, которые доставляются на строительную к месту погружения и погружаются на проектную глубину механическим способом (забивкой, вдавливанием, вибропогружении, завинчиванием). Сваи изготавливаемые в грунте устраиваются непосредственно в месте своего проектного положения путем устройства скважины и заполнения ее соответствующим материалом (бетоном, раствором).

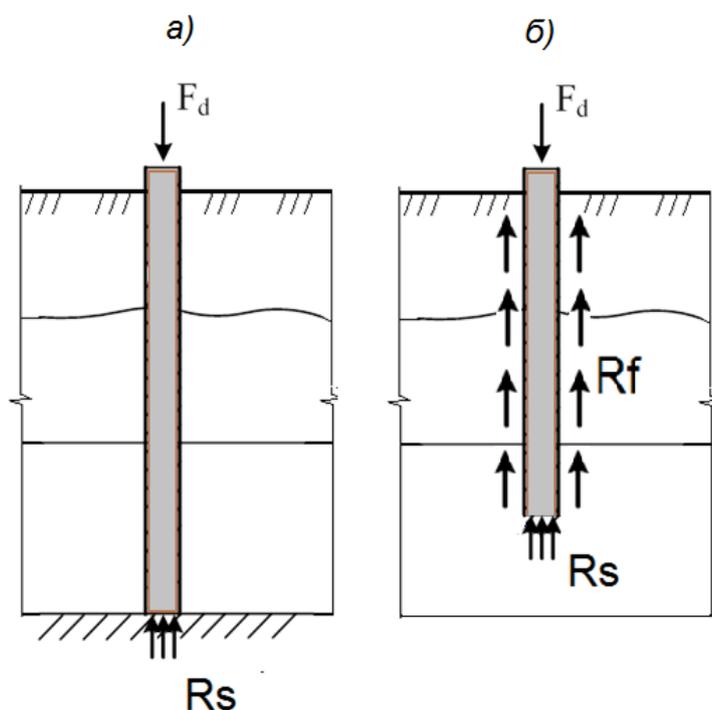


Рис. 4.3 – Виды свай по характеру передачи нагрузки на основание: а) – свая-стойка; б) – свая заземленная в грунте (свая трения)

4.2.3 Виды свайных фундаментов и свайных ростверков

Важным элементом свайного фундамента является *ростверк*. Ростверк объединяет группу свай в один фундамент и обеспечивает их совместную работу на действие нагрузок от вышележащих конструкций. В зависимости от глубины заложения ростверки подразделяются на *низкий, повышенный и высокий*, рис.4.4. Ростверки изготавливаются из монолитного бетона.

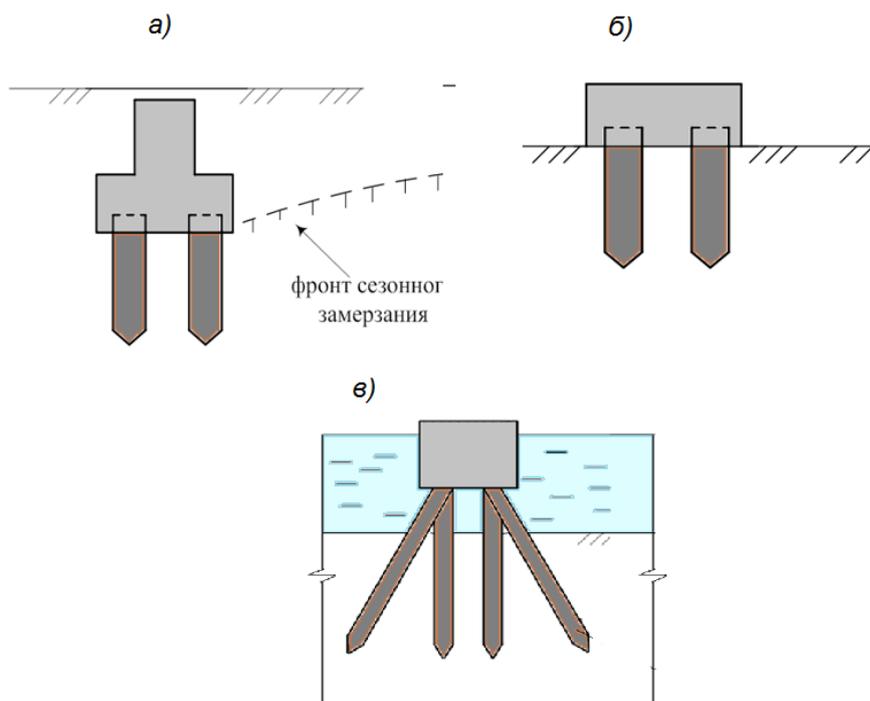


Рис.4.4 – Типы свайных ростверков: а)- низкий; б) – повышенный; в) – высокий

Низкий ростверк применяют при наличии пучинистых грунтов. Глубину заложения таких ростверков выбирают с учетом глубины сезонного промерзания грунта. Повышенный ростверк применяют в непучинистых грунтах. При этом объем земляных работ при проведении работ нулевого цикла будет минимальным. Повышенный ростверк допускается применять в слабопучинистых грунтах, с устройством противопучинистого зазора или противопучинистой подушки, рис.4.5 а,б.

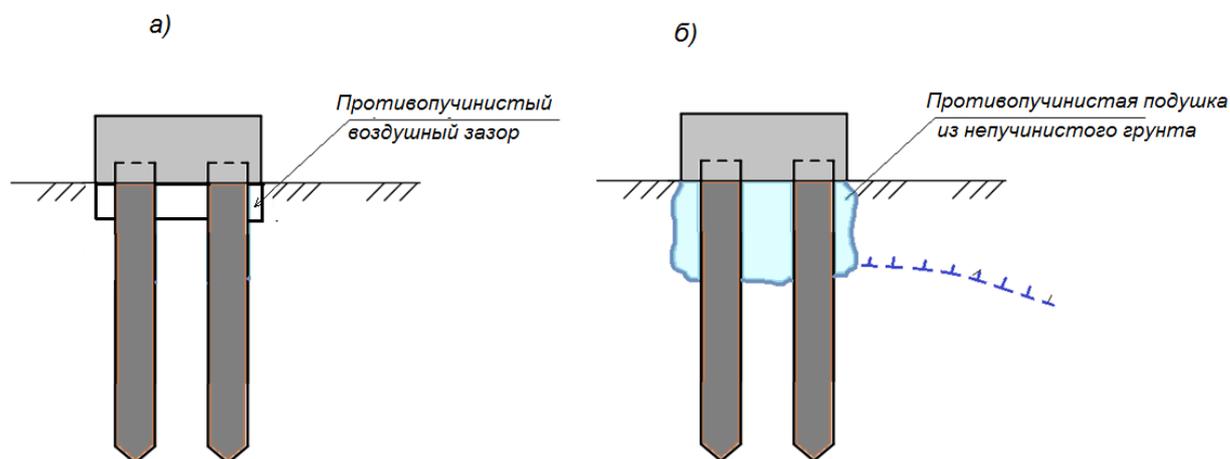


Рис.4.5 – Устройство повышенных ростверков с применением противопучинистых мероприятий: а) – с применением противопучинистого зазора; б) – с применением противопучинистой подушки

В практике строительства можно также встретить так называемые безростверковые фундаменты в виде одиночных свай, выполняющих роль как фундамента так и несущей конструкции (колонны). При прокладке надземных коммуникаций готовая свая заводского изготовления одновременно может выполнять роль сваи и опоры трубопровода, рис. 4.6а.

В технической литературе можно также встретить предложение по устройству так называемых свай-колонн, рис.4.6б. Однако примеров практического применения такого решения найти достаточно сложно. Связано это с тем, что при погружении свай практически невозможно добиться установку такой конструкции (в плане и по вертикали), с требуемой для колонн точностью. Отклонение свай при забивке может достигать нескольких сантиметров. Точность установки колонн определяется миллиметрами.

В будущем такое решение может найти применение при устройстве сборно-набивных свай. Когда готовая свая погружается в заранее пробуренную скважину, после чего выверяется ее положение в пространстве и затем омоноличивается бетоном.

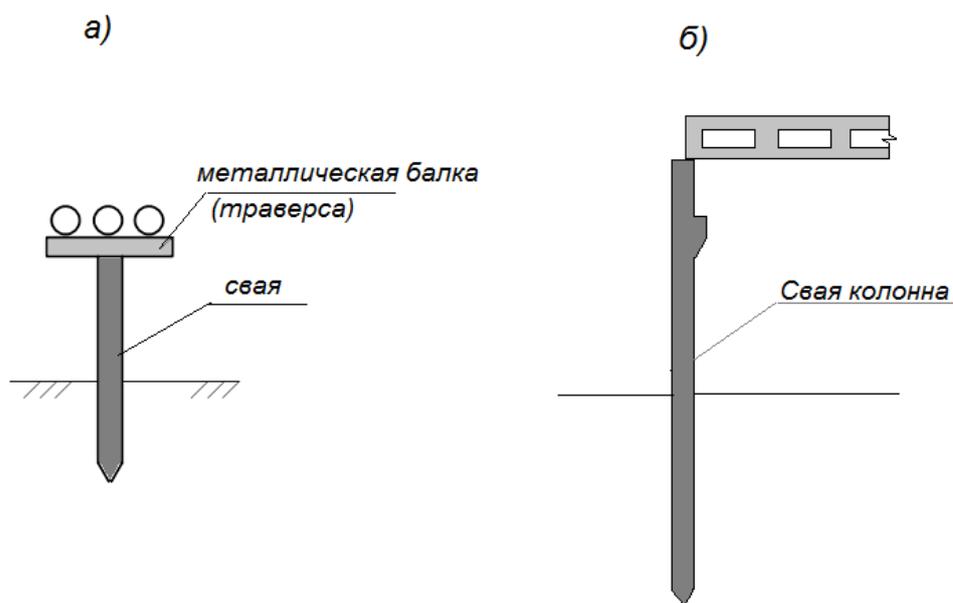


Рис.4.6 – Примеры безростверковых фундаментов: а) – при прокладке надземных коммуникаций; б) - при устройстве свай-колонн

Сваи, объединенные ростверком, могут образовывать **свайный ленточный фундамент**, **свайный куст** или **сплошное свайное поле**. Свайный ленточный фундамент применяют под стеновые конструкции. Сваи в ленточном фундаменте могут располагаться в один, два, реже три ряда. При многорядном расположении целесообразнее применять шахматное расположение свай, рис.4.7.

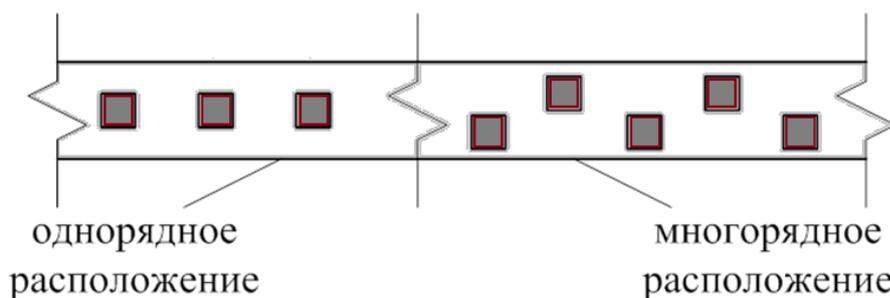


Рис.4.7 – Ленточный свайный фундамент

Фундаменты из свайных кустов применяют в основном при значительных сосредоточенных нагрузках (под колонны, различные опоры). Под колоннами большинства промышленных и гражданский зданий может быть от 2 до 8 свай. (в редких

случаях 10 свай). Сваи располагают симметрично относительно геометрических осей ростверка, по возможности соблюдая шахматную схему расстановки, рис.4.8

При значительных нагрузках применяют свайный фундамент в виде сплошного свайного поля с единым монолитным ростверком. Такие фундаменты еще называют свайно-плитными фундаментами, рис.4.9.

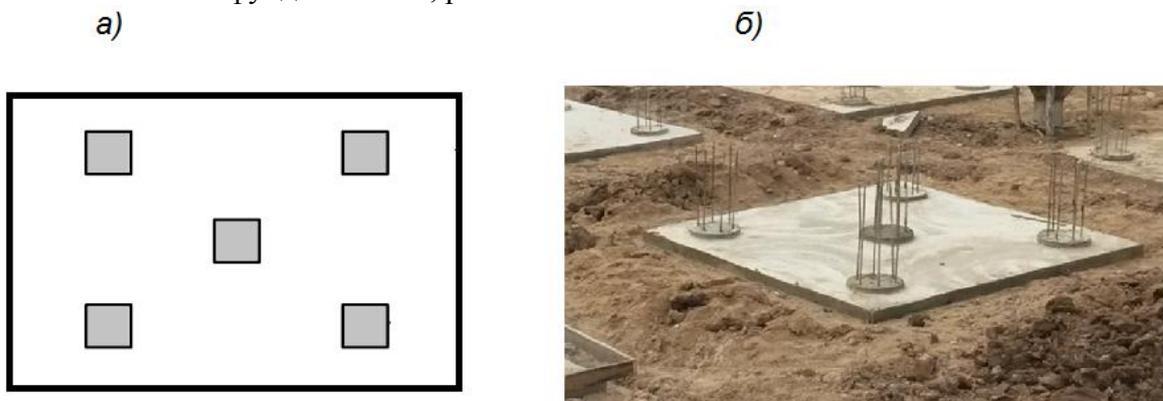


Рис. 4.8 – Свайный куст: а) – схема расположения свай в кусте из пяти готовых свай; б) – свайный куст из набивных свай

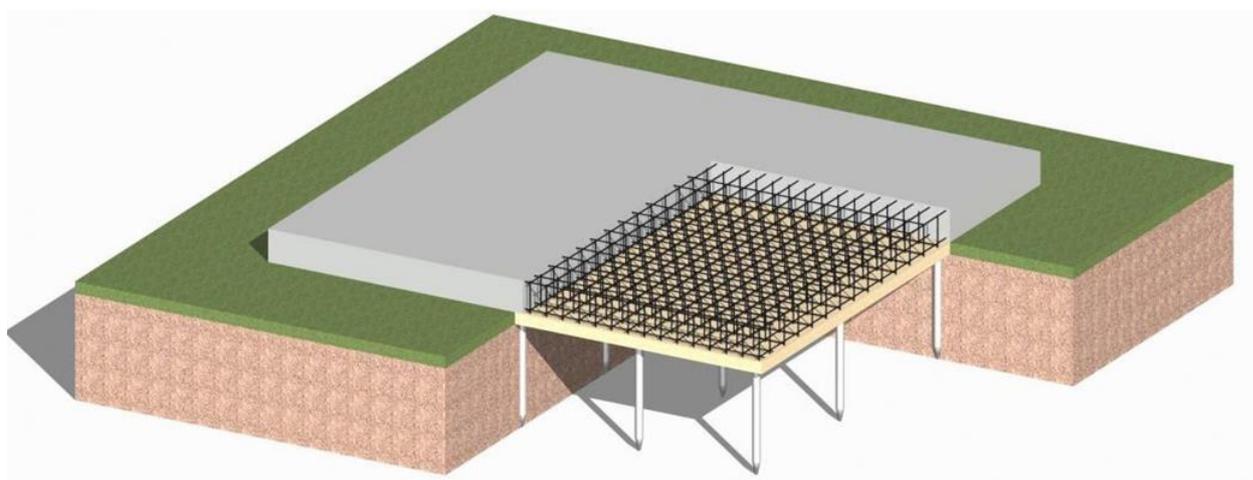


Рис. 4.9 – Свайно- плитный фундамент (ustanovkasvai.ru)

4.3 Сваи погружаемые в грунт

4.3.1 Виды свай погружаемых в грунт

Сваи погружаемые в грунт представляют собой готовые сваи, как правило, заводского изготовления или на специально оборудованном полигоне. На строительную площадку сваи доставляются автомобильным или железнодорожным транспортом. Погружение свай в грунт производится механизированным способом при помощи специального оборудования.

Сваи могут изготавливаться из железобетона, металла и дерева. Основная масса готовых свай изготавливается из железобетона. Такие сваи имеют высокую прочность и долговечность. Бетон на основе цементного вяжущего, как известно, является

универсальным материалом, который во влажных условиях грунтовой среды со временем только набирает прочность. Армирование свай может выполняться с применением ненапрягаемой или напрягаемой арматурой, с поперечным армированием или без него. Выбор способа армирования и количество арматуры определяется характером действующих на сваю монтажных и эксплуатационных нагрузок.

Металлические сваи для капитальных строение практически не применяются. В грунтовых условиях металл сильно подвержен коррозии и стоимость его существенно выше чем бетона. Область применения металлических свай ограничивается необходимостью срочного закрепления аварийных конструкций, выполнением противооползневых мероприятий, временным закреплением грунта при устройстве котлованов. В малоэтажном строительстве все большее применение находят винтовые металлические сваи. При соответствующей антикоррозионной обработке металлических поверхностей срок их службы может быть существенно увеличен.

Деревянные сваи в наше время используются редко. Известные примеры применения деревянных свай связаны с освоением труднодоступных районов при отсутствии капитальных дорог и заводов ЖБИ, а также где лес является природным строительным материалом. Дерево в этом случае обрабатывается специальными антибактериальными составами. Кроме того, в анаэробных условиях (ниже уровня грунтовых вод) срок службы таких свай, как показывает опыт применения деревянных свай с древнейших времен, может исчисляться сотнями лет.

Готовые сваи заводского изготовления могут иметь самую различную форму поперечного и продольного сечения, рис.4.10.

По форме поперечного сечения сваи бывают:

- квадратные;
- прямоугольные сплошные, прямоугольные с круглой полостью;
- тавровые, двутавровые;
- круглые с полостью.

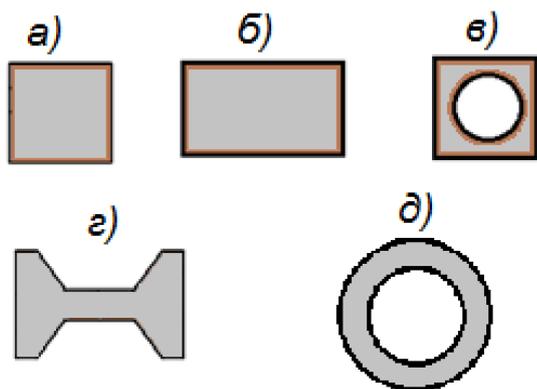


Рис.4.10 – Поперечные сечения готовых свай заводского изготовления: а)- квадратные; б) – прямоугольные; в) - квадратные с круглой полостью; г) – двутавровые; д)- круглые с полостью(сваи оболочки)

Готовые сваи могут иметь различную форму продольного сечения, рис.4.11

По форме продольного сечения сваи бывают:

- призматические;
- пирамидальные;
- ромбовидные;
- винтовые (лопастные).

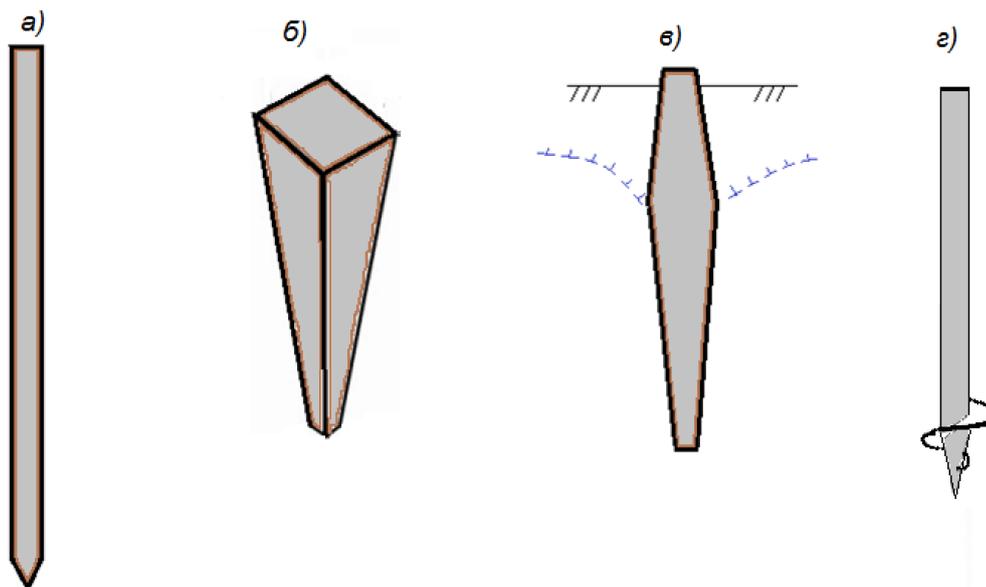


Рис.4.11 – Основные виды готовых свай по форме продольного сечения: а) – призматические; б) – пирамидальные; в) – ромбовидные; з) – винтовые (лопастные)

На практике наибольшее применение нашли призматические сваи квадратного сплошного сечения. Заводы железобетонных изделий выпускают квадратные сваи с размерами поперечного сечения 0,2х0,2м, 0,25х0,25м, 0,3х0,3м, 0,35х0,35м, 0,4х0,4м. Наиболее массово выпускают сваи с сечением 0,3х0,3м.

Сваи сечением 250×250мм принимаются длиной 3...6м, сечением 300×300мм – длиной 6...12м, сечениями 350×350 и 400×400мм – длиной 4...16м с изменением длины через один метр. Сваи длиной до 6м по требованию заказчика допускается изготавливать с интервалом 0,5м по длине.

Максимальная длина сваи 16м определяется ограничениями длины автопоезда при транспортировке свай от завода к месту строительства, а также техническими параметрами сваепогружаемого оборудования. При необходимости применения свай длиной более 16м их стыкуют из нескольких звеньев (секций).

Прямоугольные, тавровые и двутавровые сваи применяют при значительных горизонтальных нагрузках. За счет развитого поперечного сечения в направлении действия горизонтальных сил (распора) такие сваи имеют большую несущую способность по материалу, чем сваи квадратного сечения. Кроме того, у таких свай соотношение площади боковой поверхности к площади поперечного сечения выше, чем у квадратной сваи и, следовательно, выше несущая способность за счет трения и сцепления сваи о грунт. С другой стороны, такие сваи более сложны в изготовлении и для их погружения требуется более мощное сваепогружающее оборудование.

Пирамидальные сваи нашли свое применение при устройстве зданий и сооружений сельскохозяйственного назначения. Основное преимущество таких свай заключается в том, что при их погружении одновременно происходит уплотнение грунта вокруг сваи. Такие сваи часто называют сваями уплотнения. За счет уплотнения грунта достигается более высокая несущая способность свай. С другой стороны, по наклонным граням сваи могут развиваться значительные силы морозного пучения способные привести к значительным неравномерным осадкам фундамента. Поэтому такие сваи, при наличии пучинистых грунтов, необходимо заглублять ниже глубины сезонного промерзания.

Верхняя часть пирамидальной сваи (голова сваи) одновременно может служить опорой для вышележащих конструкций (вариант безростверкового фундамента), рис.4.12.



Рис.4.12 – Пирамидальная свая с нишей для опоры вышележащих конструкции

Ромбовидные сваи, так же как и пирамидальные, имеют более высокую несущую способность за счет уплотнение грунта при погружении. Обратный скос граней в верхней части свай выполняют как с целью экономии бетона, так и для снижения сил морозного пучения при смерзании грунта с поверхностью бетона в зимнее время, (см. рис.4.11в).

К недостаткам пирамидальных и ромбовидных свай можно отнести сложность их изготовления и погружения. Длина таких свай, как правило, не более 4м. Для их погружения требуется специальные приспособления и оборудование. Все это сдерживает массовое применение пирамидальных и ромбовидных свай в строительстве.

Винтовые сваи применяют в основном для восприятия выдёргивающих нагрузок (свая-анкер). Винтовые сваи выполняют из металлической трубы с лопастями в нижней части. Лопаста выполняются в виде винта, что существенно облегчает погружение таких свай путем их завинчивания. Металлические сваи в виде швеллеров, двутавров, шпунта, труб с открытым или закрытым концом применяют в основном для устройства ограждения котлованов, разделительных стенок, временного закрепления оползневых склонов.

В последнее время все большую популярность в индивидуальном строительстве приобретают фундаменты с применением металлических винтовых свай. Применение фундаментов из винтовых свай позволяет получить существенную экономию средств и времени по сравнению с бетонными фундаментами. Устройство свайного поля под жилой дом коттеджного типа занимает всего лишь одну-две рабочие смены. Проблема защиты металла от коррозии также может быть решена с применением специальных защитных материалов. Обработка металлических поверхностей свай современными защитными составами позволяет давать гарантию от производителя свай более чем на 30лет.

4.3.2 Методы погружения свай

Погружение готовых свай может осуществляться различными методами:

- забивкой;
- вибропогружением;

- вдавливанием;
- звинчиванием (для винтовых свай).

Забивка свай производится при помощи копровых установок, оборудованных сваебойными молотами различного действия. В практике строительства наибольшее распространение получили так называемые дизель-молоты (штанговые, трубчатые), рис.4.13. Их ударная часть приводится в движение за счет сгорания в рабочем цилиндре дизельного топлива. Существуют также паровоздушные молоты одинарного и двойного действия, в которых используется энергия сжатого воздуха. В последнее время на рынке строительных машин можно встретить гидравлические сваебойные молоты (гидромолоты), приводимые в действие гидравлической жидкостью, находящейся под высоким давлением.

Забивка свай может применяться практически во всех грунтах кроме очень прочных и плотных. При необходимости прохождения плотных прослоек грунта забивку можно производить в лидерные скважины или применять метод подмыва. Лидерные скважины рекомендуется также применять при наличии прослоек погребенных, слаборазложившихся торфов. Подмыв производят при наличии плотных песков путем подачи под давлением воды под острие сваи через специальные трубки, прикрепленные к свае. Подмыв грунта необходимо прекратить до момента достижения сваей проектной глубины.



Рис. 4.13 – Копровая установка с трубчатым дизель-молотом (<https://www.turbosquid.com/ru/3d-models/3d-pile-driver-model-1403757>)

Вибропогружение менее распространённый метод погружения свай. Данный метод в основном применяется при погружении свай и свай-оболочек в водонасыщенные песчаные грунты. При вибрационном воздействии водонасыщенные пески разжижаются и переходят в состояние вязкой жидкости. Погружение свай в этом случае происходит фактически под собственным весом. В связанных и маловлажных песчаных грунтах вибропогружение применяют для свай из металлических труб, швеллеров и для погружения шпунта.

Вибропогружение производится при помощи вибраторов направленного действия. Благодаря парному расположению эксцентриков (маховиков со смещенным центром

тяжести), вращающихся в противофазе, возмущающая сила в таких вибраторах направлена строго в вертикальной плоскости (вниз и вверх), рис.4.14.

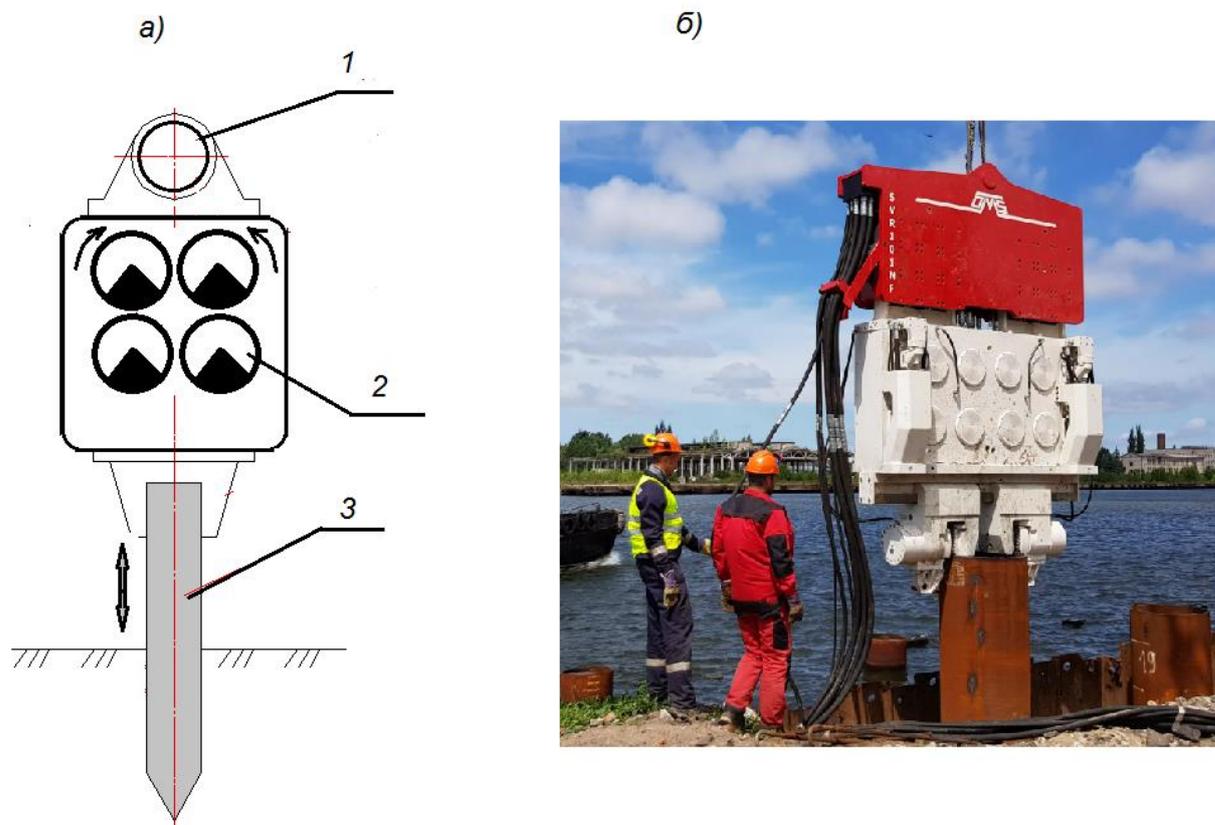


Рис.4.14 – Вибропогружатели направленного действия: а) – принцип действия вибропогружателя с 2-мя парами эксцентриков; б) - общий вид вибропогружателя с 4-мя парами эксцентриков (https://vibrodrilltech.ru/wp-content/uploads/20180629_141630.jpg). 1- электропривод, 2- маховики со смещенным центром тяжести (эксцентрики), 3- погружаемая свая.

При погружение свай забивкой и с использованием вибропогружателей возникают значительные динамические и вибрационные колебания, под воздействием которых механические свойства грунта существенно ухудшаются. Особенно это касается, так называемых, чувствительных грунтов, прочностные свойства которых значительно снижаются даже при однократном механическом воздействии. Кроме того, вибрационные колебания, распространяясь в грунтовой среде на значительные расстояния, могут оказать неблагоприятное воздействие на грунты основания близлежащие здания и сооружения, вызвать развитие неравномерных осадок и как следствие повреждений в наземных конструкциях. Поэтому указанные выше методы погружения не рекомендуется применять вблизи существующих зданий и сооружений, в непосредственной близости от подземных коммуникаций, на бровке грунтовых откосов, а также в грунтах, чувствительных к динамическому воздействию (ленточные глины).

Вдавливание свай производят при помощи специальных сваевдавляющих установок (СВУ), оснащенных гидродомкратами большой грузоподъемности. При погружении свай в этом случае динамические и вибрационные воздействия отсутствуют, природная структура грунта максимально сохраняется. В процессе задавливания появляется реальная возможность контролировать несущую способность каждой свай, фиксируя величину усилия, создаваемого гидродомкратами.

Широкое применение данного метода на практике сдерживается сложностью и громоздкостью оборудования для задавливания свай. Перевозка установок СВУ

производится, как правило, частями в разобранном виде. Для обеспечения безопасного передвижения установки (масса которой вместе с пригрузом может достигать 200 и более тонн) должна быть хорошо спланирована и подготовлена. Перемещение установки в пределах строительной площадки производится на специальных опорах по «шагающему» принципу.



Рис.4.15 – Общий вид сваедавливающей установки (СВУ) (<https://dismeg.ru/wp-content/uploads/3/8/e/38e9d99039d4bd4ec464a8f12131db73.jpeg>)

Завинчивание свай применяют только для металлических винтовых свай, имеющих в нижней части лопасти в виде винта. Погружение свай в этом случае производят с помощью различного рода вращателей, устанавливаемых на буровые машины или подвешиваемые на стрелу экскаватора или крана, рис.4.16



Рис.4.16 – Погружение свай методом завинчивания при помощи вращателя, подвешиваемого на стрелу крана

4.4 Сваи, изготавливаемые в грунте (набивные сваи)

4.4.1 Виды набивных свай

Сваи, изготавливаемые в грунте, выполняют непосредственно на строительной площадке в соответствии с ее проектным положением. Для этого в грунте при помощи специальных механизмов образуется полость (скважина, выштампованное ложе и т.п), которая заполняется твердеющим материалом, как правило, на основе цементного вяжущего (бетоном, раствором, сухой цементно-песчаной смесью). При устройстве грунтовых свай скважина может заполняться уплотненным гравием, песком или щебнем.

Набивные сваи стали широко применяться с конца 19 века. С появлением строительных машин и механизмов появилась возможность устраивать сваи различной длиной и размерами поперечного сечения. Одним из первых выполнять сваи непосредственно в грунте предложил российский инженер А.Э. Страуса (1899г). При помощи желонки (специального бурового инструмента) выбуривалась скважина с одновременным креплением обсадной трубой. Заполнение скважины жесткой бетонной смесью производилось порциями. Каждая порция уплотнялась трамбовкой, рис.4.17.

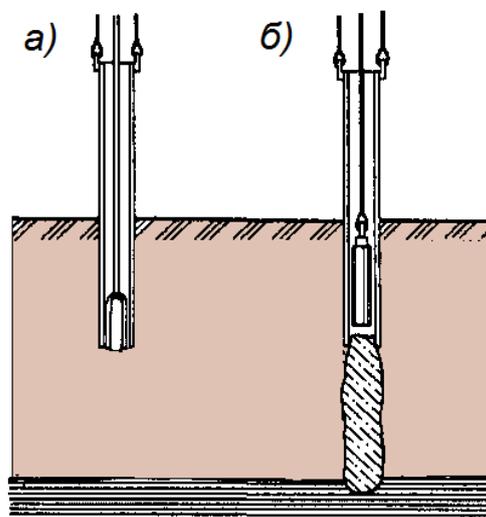


Рис.4.17 – Схема устройства свай Страуса: а) - бурение скважины при помощи желонки; б) – заполнения скважины бетоном с одновременным уплотнением трамбовкой

В современном строительстве применяется большое количество различных типов набивных свай. Все они отличаются по способу образования скважины в грунте, способом крепления ее стенок от обрушения, способом уплотнения забоя (нижней ее части скважины), применяемым материалам и способом заполнения твердеющим материалом.

Условно все сваи, изготавливаемые в грунте условно можно разделить на две большие группы:

- с выемкой грунта из объема скважины (полной или частичной)
- без выемки грунта.

В первом случае в процессе бурения грунт извлекается на поверхность, а образовавшаяся полость заполняется твердеющим материалом. Во втором случае грунт на поверхность не извлекается а вдавливается в окружающий массив грунта, дополнительно упрочняя его. Такие сваи называют еще сваями уплотнения.

Методы бурения скважин

Другое отличие известных технологий по устройству набивных свай заключается в методе образования полости в грунте. К наиболее распространенным методам относятся:

- **буро-вращательный;**
- **буро-раздвижной;**

- *вибрационно-погружной;*
- *забивной (выштамповка).*

Буро-вращательное бурение производится при помощи шнеков (шнековое бурение) или при помощи шарошки (колонковое бурение с промывкой или продувкой). Данные методы отличаются тем, что разбуриваемые породы грунта удаляются из выбуриваемого объема скважины либо по шнеку, либо с буровым раствором, подаваемым через шарошку в забой под давлением.

При буро-раздвижном методе, грунт на поверхность практически не выносится. При вращении бурового инструмента специальной формы (раскатчика) разбуренный грунт вдавливаются в стенки скважины (раскатывается), дополнительно уплотняя массив грунта, окружающий сваю.

При вибрационно-погружном методе скважина образуется при помощи вибраторов направленного действия, способных погрузить в грунт специальный скважино-образователь в виде трубы или металлического пуансона. Грунт в этом случае также не извлекается на поверхность, а вдавливаются в окружающий массив.

При буровых методах образуется полость (скважина) цилиндрической формы, постоянного по всей длине сечения или с уширением в нижней части. Вибрационно-погружной и забивной метод в зависимости от применяемого рабочего инструмента (пуансона) позволяет получить полости цилиндрической, конической, трапециевидной, призматической и более сложной формы (см раздел 4.3).

Методы крепления стенок скважин

Свай, изготавливаемые в грунте также отличаются способом крепления стенок скважин от обрушения. Образующая полость в грунте должна сохранять свою форму и размеры вплоть до момента заполнения ее твердеющим материалом. За редким исключением устройство свай без крепления стенок скважины допускается в устойчивых глинистых грунтах.

Существуют два основных метода крепления стенок скважин:

- *при помощи обсадной трубы;*
- *при помощи глинистого раствора.*

Обсадные трубы погружаются одновременно с выбуриванием грунта и после заполнения скважины бетоном извлекаются. При устройстве свай с поверхности воды, на береговой зоне рек и морей, а также при наличии напорных грунтовых вод обсадные трубы, как правило, не извлекаются.

Бурение под защитой глинистого (бурового) раствора производят в основном там, где нет возможности применить обсадные трубы. Буровой раствор применяется так же при колонковом бурении, при бурении ниже уровня грунтовых вод, при наличии прослоек очень прочных грунтов. Буровой раствор за счет более высокой, чем вода плотности создает положительное гидростатическое давление на стенки скважины, предотвращая их обрушение. При колонковом бурении буровой раствор также необходим для промывка скважины от выбуренного грунта.

Буровой раствор, как правило, изготавливается из бентонитовой глины. В качестве бурового раствора иногда применяют раствор сапропеля с добавлением кальцинированной соды. К недостаткам применения глинистого раствора при устройстве свай следует отнести высокую загрязненность и обводненность площадки строительства, сложность применения в зимнее время, возможность заваливания грунта (валунов) в тело скважины до момента бетонирования /Мангушев 2011/.

Методы уплотнения забоя скважины

Уплотнение забоя скважин является одним из важных технологических этапов при устройстве набивных свай. При буровращательном методе устройства скважин в нижней ее части (*в забое скважины*) образуется прослойка рыхлого грунта (*шлама*), способная существенно снизить несущую способность свай.

К наиболее распространенным методам уплотнения относятся:

- **механическое уплотнение трамбовками;**
- **инъекционное закрепление цементным раствором;**
- **опрессовкой давлением подаваемого в скважину бетона.**

Уплотнение забоя при помощи трамбовок применяется для уплотнения маловлажных песчаных и глинистых грунтов. Трамбовки в виде трубы с заглушенным концом, круглого бревна подвешиваются к лебедке буровой установки, оснащенной фрикционной лебедкой, которая позволяет поднимать и сбрасывать трамбовку с определенной высоты. При устройстве свай небольшого диаметра и глубины могут применяться ручные трамбовки в виде металлической круглой плиты, подвешенной на веревку. В этом случае грунт под пятой сваи может быть дополнительно уплотнен путем трамбовывания порции щебня или гравия.

Инъекционное закрепление цементным раствором производится после заполнения скважины бетоном и набора им минимальной прочности. Для этого к арматурному каркасу сваи крепится инъекционная трубка диаметром 25-32мм. Трубка крепится таким образом, чтобы ее нижний конец находился в уровне забоя скважины. После того как бетон схватится, через инъекционные трубки производится нагнетание цементного раствора под давлением непосредственно под пяту сваи. Таким образом, под пятой сваи создается зона упрочненного грунта, рис.4.18.

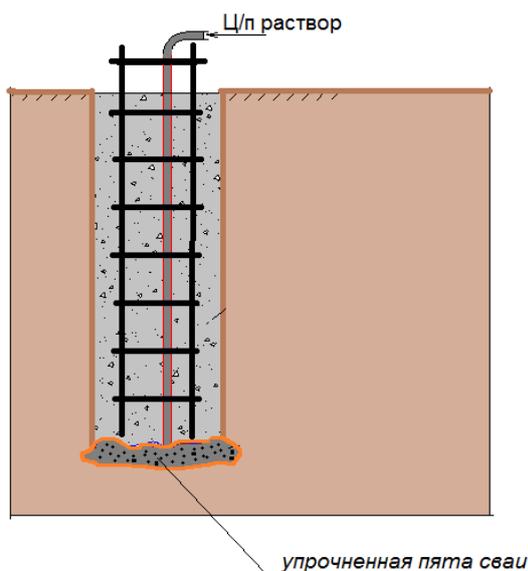


Рис. 4.18 – Инъекционное закрепление пяты сваи

Уплотнение забоя как отдельная технологическая операция не требуется, если подача бетонной смеси производится под давлением.

В этом случае шлам в забое уплотняется за счет опрессовки грунта давлением подаваемого бетона.

Шлам в нижней части скважины также не образуется при устройстве набивных свай с теряемым наконечником, при вибро-погружном или забивном методе устройства скважин.

4.4.2 Устройство свай с выемкой грунта

4.4.2.1 Набивные сваи с использованием шнекового метода бурения

Наибольшее распространение в современном строительстве нашел шнековый метод бурения. Это достаточно дешевый и высокопроизводительный способ устройства скважины, позволяющий выполнять цилиндрическую полость в грунте диаметром от 0,2

до 1.2м. Глубина бурения зависит от мощности буровой установки, грунтовых условий и диаметра сваи.

Бурение скважины может производиться либо *шнековой колонной* (рис. 4.19а), либо при помощи *штанги Келли* (рис.4.19б). Шнековая колонна собирается из отдельных шнеков на всю глубину бурения. Бурение до требуемой глубины в этом случае производится фактически за одну проходку, что значительно ускоряет процесс устройства скважины. При этом выбуриваемый грунт удаляется из скважины по лопастям шнека. Данный метод бурения применяется лишь в устойчивых грунтах при отсутствии грунтовых вод. Глубина бурения шнековой колонной редко превышает 10-14м.

При использовании *штанги Келли* глубина бурения может достигать до 40м. Штанга Келли представляет собой трубчатую телескопическую конструкцию, состоящую из нескольких звеньев (от 2-х до 5-и) различного диаметра, рис. 4.19 а,б. По мере углубления звенья выдвигаются одно из другого, что позволяет существенно увеличить глубину бурения. При этом шнеком оснащается только первая штанга, поэтому в процессе бурения через каждые 1,5-2м шнек должен подниматься на поверхность и очищаться от разбуренного грунта. В слабых и обводненных грунтах одновременно с бурением производят погружение инвентарной обсадной трубы, защищающей стенки скважины от обрушения. При высоком уровне грунтовых вод глубина погружения обсадной трубы должна опережать глубину забоя скважины на 1-1,5м, рис.4.19в.

а)



б)



Рис.4.19 - Методы шнекового бурения:
а) – при помощи шнековой колонны; б) - при помощи штанги Келли

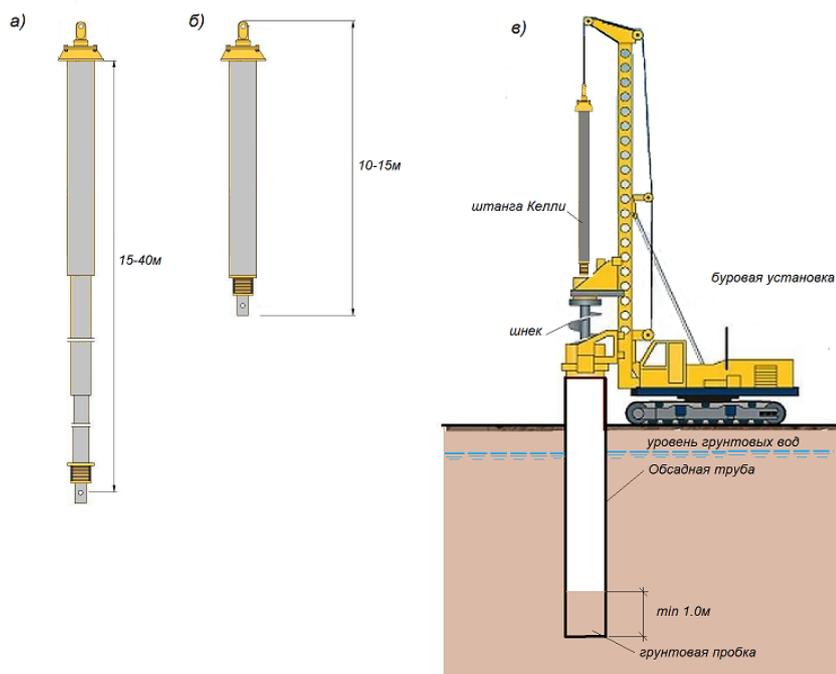


Рис.4.20 – Бурение скважин при помощи штанги Келли: а) – штанга Келли в разложенном состоянии; б) - то же в собранном; в) – бурение в обсадной трубе в водонасыщенных грунтах

Среди преимуществ технологии устройства свай с использованием шнекового бурения под защитой обсадных труб следует отметить следующие:

- высокое качество сплошности стволов свай;
- возможность разбуривания грунтов с включениями валунов;
- возможность устройства свай больших размеров и сверхвысокой несущей способности;
- отсутствие вибрационных и динамических воздействий;
- гарантированное обеспечение защитного слоя арматуры.

К недостаткам следует отнести низкую производительность и высокую себестоимость работ, ограниченность использования при стесненности строительной площадки, особенно по высоте /Попов 2021/.

Устройство свай по технологии непрерывного полого шнека (CFA)

Широкое распространение при устройстве набивных свай получила технология с применением непрерывного полого шнека (**CFA**). В данном случае шнековая колонна собирается из шнеков с центральной полый трубой, через которую может подаваться бетон непосредственно в забой скважины. Устройство свай в этом случае производится в 3 этапа, рис.4.21.

На первом этапе шнековая колонна выполняет роль бурового инструмента, а также удерживает стенки скважины от обрушения. По достижении проектной глубины через полость шнеков производится закачивание бетонной смеси под давлением с одновременным поднятием шнековой колонны. На этом этапе шнековая колонна выполняет роль бетонолитной трубы. Так как бетон закачивается под высоким давлением (1-1,5МПа) грунт вокруг сваи дополнительно уплотняется и частично закрепляется в контактной зоне.

Данный метод отличается высокой производительностью и технологичностью (все операции механизированы). Сваи за счет уплотнения и закрепления грунта имеет более высокую несущую способность.

В тоже время данная технология имеет ряд существенных недостатков. В частности армирование тела сваи производится после заполнения скважины бетоном и подъема шнековой колонны. Арматурный каркас в этом случае погружается в свежееуложенный бетон (рис.4.21). При этом невозможно проконтролировать толщину защитного слоя арматуры. При погружении каркаса сверху высока вероятность того, что часть его выйдет за пределы ствола скважины. При малейшей задержке в процессе бетонирования арматурный каркас зачастую невозможно погрузить на проектную глубину даже при помощи вибраторов. При наличии в основании плотных грунтов с валунными включениями может произойти отклонение ствола скважины от проектного положения вплоть до поломки буровой колонны.

Кроме того, при работе в слабых водонасыщенных грунтах на поверхность может извлекаться объем грунта, значительно превышающий геометрический размер скважины, что помимо избыточного (до 2 раз) расхода бетона способствует выносу грунта из-под фундаментов близкорасположенных зданий и сооружений /Попов 2021/.

Противопоказано применение данной технологии при наличии напорных грунтовых вод и при интенсивной фильтрации воды через поры грунта. Учитывая, что при устройстве свай по данной технологии применяются практически литые бетонные смеси (подвижностью П4-П5), интенсивное движение грунтовых вод может привести к вымыванию из свежееуложенного бетона цементного молока до момента его схватывания и как следствие к значительному снижению прочности ствола сваи.

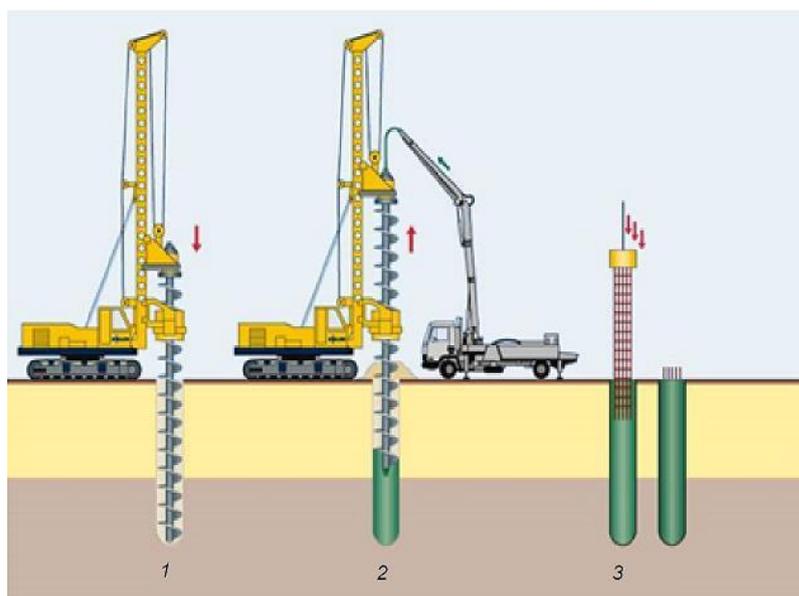


Рис.4.21 – Последовательность устройства свай по технологии CFA: 1- бурение скважины колонной из полых шнеков; 2- заполнение скважины бетоном через полость шнеков; 3- погружение арматурного каркаса

Разновидностью технологии CFA является технология с использованием непрерывного проходного шнека и инвентарной обсадной трубы (*технология CCFA*). Бурение скважины в этом случае происходит при одновременном закручивании обсадной трубы и шнека. При этом труба вращается в одну сторону, а шнек в другую. Все остальные технологические операции такие же, как и в предыдущем методе.

Устройство набивных свай с использованием колонкового метода бурения.

Колонковый метод бурения выполняется при помощи колонны трубчатых штанг (буровые штанги) со специальным наконечником (буровой коронкой) из твердосплавного материала, способного рыхлить, дробить и резать не только дисперсные грунты и скальные породы, но и бетон, раствор, кирпич. Возможность выполнять сваи через тело фундамента особенно ценно при реконструкции зданий и сооружений, когда необходимо усилить существующие фундаменты путем пересадки их на сваи.

Буровые коронки в зависимости от типа разбуриваемой породы и диаметра сваи применяются различных видов. Некоторые из них показаны на рис. 4.22.



Рис. 4.22 – Типы коронок для колонкового бурения: а) - шарошечное долото; б) - кольцевая коронка; в) – трехлопастная коронка.

Удаление выбуренного коронкой грунта при колонковом методе бурения производится при помощи сжатого воздуха, а в водонасыщенных и неустойчивых грунтах путем промывки скважины буровым раствором. Буровой раствор подается под давлением непосредственно в забой скважины, захватывает разбуренную породу и выносит на поверхность, рис.4.23.

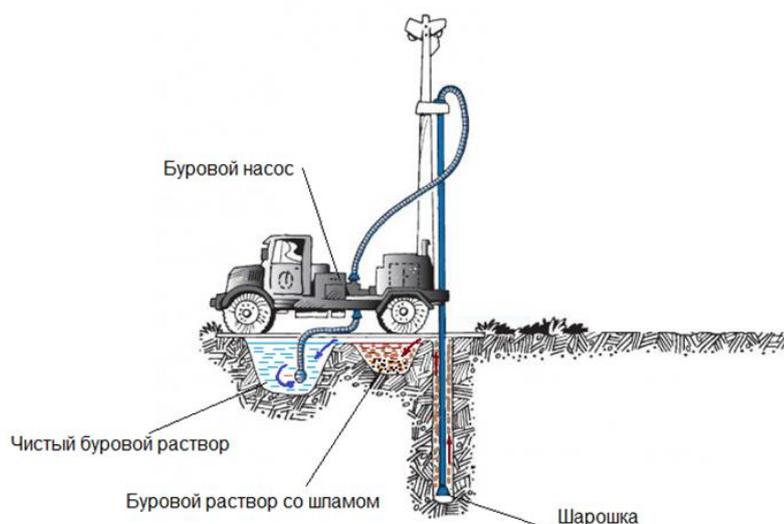


Рис. 4.23 – Колонковое бурение скважин с промывкой буровым раствором.

Буровой раствор, в качестве которого чаще всего применяют раствор бентонитовой глины, также удерживает стенки скважины от обрушения (см. выше) и охлаждает буровой

инструмент. Бетонирование свай в этом случае производится методом вертикально-поднимающейся трубы (ВПТ) снизу вверх. По мере заполнения скважины бетоном раствор бентонитовой глины выдавливается на поверхность.

Колонковое бурение нашло широкое применение при устройстве **буроинъекционных свай** диаметром 150-300мм. В этом случае скважина заполняется цементным раствором, подаваемым под давлением. За счет давления закачки и дальнейшей опрессовки давлением, цементный раствор не только создает тело сваи но и проникает в окружающий грунт уплотняя и закрепляя его.

Широкое применение в практике строительства нашли **буроинъекционные сваи типа Титан**. При устройстве свай по данной технологии бурение и закачка цементного раствора производится за один технологический цикл. При бурении цементный раствор выполняет роль бурового раствора, а при достижении требуемой глубины материалом для создания тела сваи. Буровые штанги в этом случае не извлекаются и остаются в теле сваи как армирующие элементы, рис.4.24.

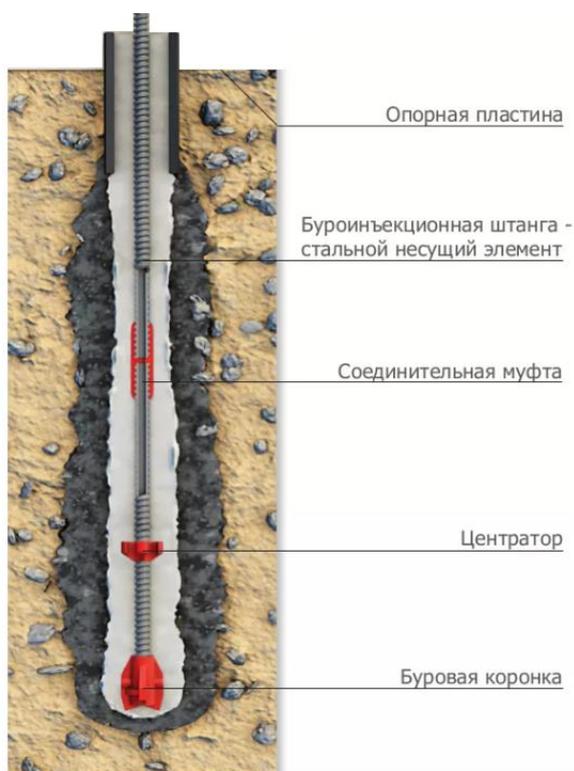


Рис.4.24 – Конструкция буроинъекционной сваи типа Титан

4.4.3 Устройства набивных свай с использованием буро-раздвижного метода бурения

При бурораздвижном методе скважины образуются при помощи бурового инструмента (раскатчика), имеющего форму винта конической формы (технология DDS), рис.4.25а. Для свай небольшого диаметра применяют раскатчики в виде набора конических катков ось вращения которых смещена в относительно оси вращения центральной штанги, рис.4.25 (б, в).

В данном случае разбуренный грунт не извлекается на поверхность, а вытесняется в стороны (раскатывается). Вокруг сваи образуется уплотненная зона, размер которой зависит от типа грунта и конструкции раскатчика. Несущая способность таких свай

существенно выше, чем свай, выполненных по традиционной технологии (до 30% /Мангушев 2011/).

В технологии DDS заполнение скважины бетоном осуществляется аналогично, как и в технологии CFA при помощи бетононасосов через внутреннюю полость раскатчика. Погружение каркаса также производится в свежеложенную бетонную смесь после извлечения бурового инструмента, рис.4.20. В слабых водонасыщенных грунтах крепление стенок скважины производится при помощи обсадных труб.

В глинистых грунтах устройство набивных свай при боровращательном методе бурения может производиться без обсадной трубы. Стенки скважины, уплотненные таким образом, могут находиться в устойчивом положении в течение длительного времени, достаточного для установки каркаса и бетонирования свай.

Преимуществом буро-раздвижного метода является также то, что в этом случае сводятся к минимуму затраты на удаление и утилизации выбуренного грунта (шлама). Весь выбуренный грунт вдавливаются в окружающий массив. При этом следует отметить, что в этом случае появляется опасность подъема дна котлована, выпора близлежащих свай, фундаментов, смещение подземных коммуникаций.

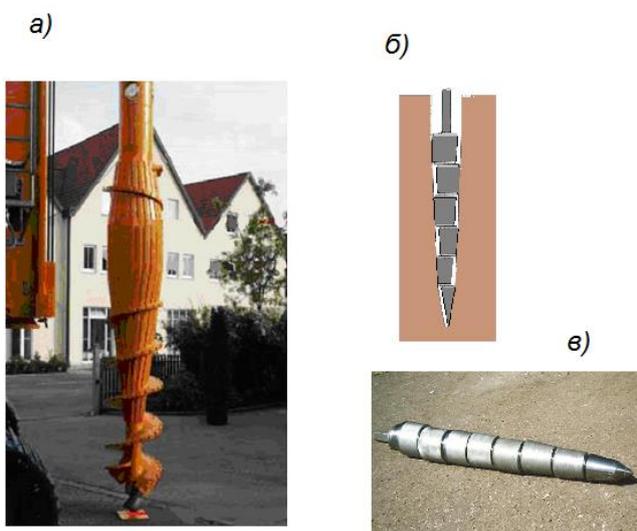


Рис.4.25 – Типы раскатчиков для образование скважины буро-раздвижным методом: а) – в виде винта конической формы; б),в) - в виде набора катков со смещенной осью вращения.

Кроме того, данный метод бурения малопригоден в плотных грунтах с большим содержанием гальки и валунов, при устройстве свай длиной более 12м и свай большого диаметра. Применяемая для данного метода бурения буровая техника должна быть оснащена мощным вращателем, способным создавать вращающий момент, достаточный для разбуривания грунта и вытеснения его в стороны. Поэтому буровые установки, применяемые в данном случае имеют, как правило, значительные габариты и массу, что затрудняет их использование в стесненных условиях.

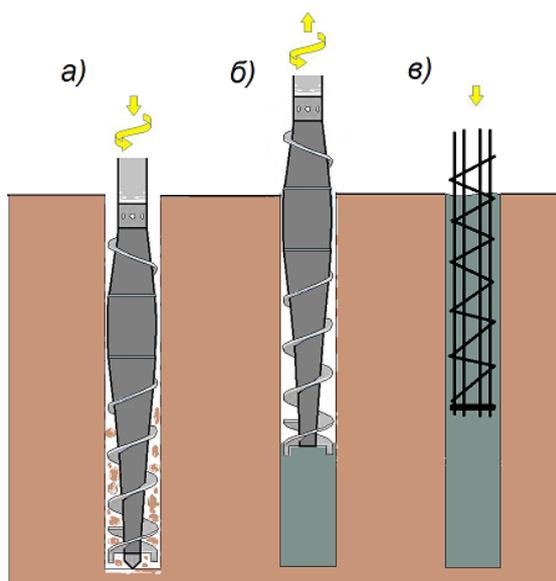


Рис. 4.26 – Последовательность устройства свай по технологии DDS: а) - образование скважины; б) - заполнение скважины бетоном под давлением; в) - погружение каркаса

Бурение без выемки грунта также может выполняться при закручивании обсадной трубы со специальным теряемым наконечником винтообразной формы (технология **FUNDEX**), рис.4.28. Наконечники являются расходным материалом (другое название - **теряемый баушмак**) и изготавливается, как правило, из чугуна или металла. Путем вращения и постепенного вдавливания обсадная труба вместе с наконечником погружается в грунт до проектной отметки. Далее устанавливается арматурный каркас, производится бетонирование и извлекается обсадная труба. Наконечник в этом случае остается в теле сваи, рис.4.28.

Сваи, изготавливаемые по технологии FUNDEX хорошо зарекомендовали себя при устройстве фундаментов вблизи существующих зданий и сооружений. Устройство свай по данной технологии не сопровождается вибрацией и динамическим воздействием, грунт из массива окружающего грунта не выносится на поверхность, полость обсадной трубы до момента бетонирования всегда сухая даже при очень высоком уровне грунтовых вод (за счет плотного прилегания наконечника к торцу трубы).



Рис.4.27 – Металлический теряемый наконечник винтовой формы

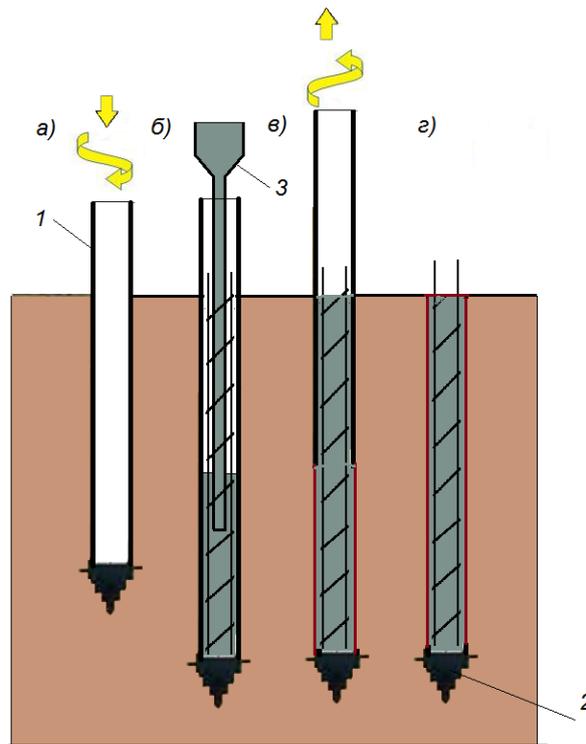


Рис.4.28 – Последовательность устройства свай по технологии FUNDEX: а) - погружение обсадной трубы с теряемым наконечником; б) – заполнение скважины бетоном; в) - извлечение обсадной трубы; г) – готовая свая. 1- обсадная труба, 2-теряемый наконечник, 3-бетонолитная труба

4.5 Расчет и проектирование свайных фундаментов

4.5.1 Основные положения по расчету свайных фундаментов

Свайные фундаменты как и все строительные конструкции рассчитываются по предельным состояниям согласно действующим техническим нормативным правовым актам (ТНПА). На данный при проектировании свайных фундаментов проектировщики должны руководствоваться следующими ТНПА:

1. СП 5.01.03-2022 Свайные фундаменты.
2. ТКП EN 1997-1-2009. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила. (Нормативный документ, разработанные на основании Евронорм);

Расчет свайных фундаментов в соответствии с действующими ТНПА выполняется по предельным состояниям:

а) первой группы:

- по несущей способности грунтов основания свай;
- по прочности материала свай и ростверков;

б) второй группы:

- по деформациям грунтов оснований свай и свайных фундаментов от действия вертикальных, горизонтальных и выдергивающих нагрузок;
- по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций.

Проектирование свайных фундаментов производится в следующей последовательности:

- Анализ инженерно-геологических условий площадки строительства;
- Определение глубины заложения ростверка;
- Выбор типа, вида, и размеров свай;
- Расчет несущей способности сваи по грунту и ее прочности по материалу;
- Подбор числа свай в фундаменте;
- Размещение свай в плане;
- Проверка несущей способности наиболее нагруженной сваи (в случае действия изгибающего момента);
- Конструирование ростверка и проверка его прочности на продавливание и изгиб;
- Определение деформаций свайного фундамента и проверка требований II группы предельных состояний.

Глубина заложения ростверка выбирается исходя из конструктивных особенностей здания (наличие подвалов, приямков, глубины расположения коммуникаций и т.д.).

При наличии пучинистых грунтов учитывается глубина промерзания либо предусматриваются мероприятия для исключения пучения грунтов под подошвой ростверка (устройство противопучинистой подготовки, зазора, теплой отмостки и т.п.).

4.5.2 Основные требования к инженерно-геологическим изысканиям при проектировании свайных фундаментов.

Проектирование свайных фундаментов необходимо начинать с анализа инженерно-геологических условий площадки строительства.

Всегда необходимо помнить, что полнота и достоверность данных об инженерно-геологических условиях площадки строительства является *определяющим фактором* обеспечения фундаментальных требований надежности и долговечности свайных фундаментов.

Проектирование свайных фундаментов без инженерно-геологических изысканий (ИГИ) не допускается;

Полнота и достоверность исходных данных об инженерно-геологических условиях площадки строительства обеспечивается строгим соблюдением требований нормативных документов в части определения объема и методов проводимых исследований грунтовых оснований, анализа геоморфологических особенностей исследуемой территории и опыта строительства в аналогичных условиях.

Требования к составу и объему инженерно-геологических изысканий приведены в СН 1.02.01-2019 Инженерные изыскания для строительства.

Среди наиболее важных требований к составу и объему работ при проведении инженерно-геологических изысканий необходимо выделить следующие:

1. Глубина исследования должна быть на 10 диаметров свай (или стороны) глубже ее нижней отметки, рис.4.29, но не менее 5м;
2. Грунтовая толща должна быть в обязательном порядке исследована методами статического или динамического зондирования.

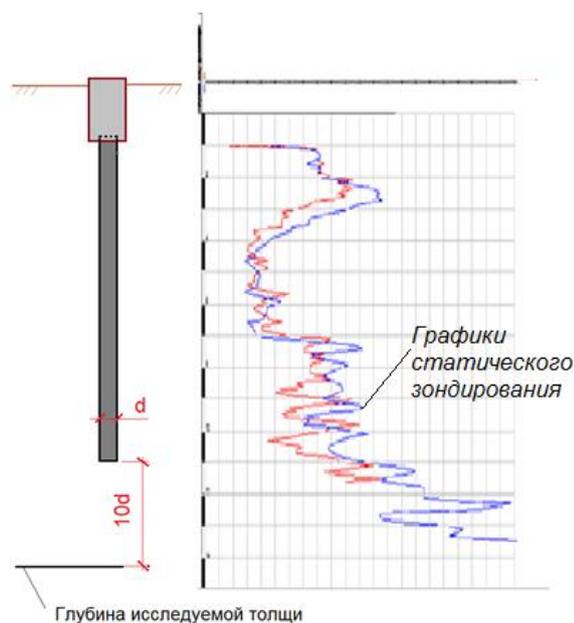


Рис.4.29 – Определение глубины исследуемой толщи для свайного фундамента

4.5.3 Выбор типа и размеров свай

На следующем этапе проектирования фундаментов выбирается тип свайного фундамента и размеры свай. Выбор типа свай производится исходя из конкретных условий строительной площадки, в частности:

- инженерно-геологических условий;
- расчетных нагрузок;
- опыта проектирования и строительства;
- наличия в данном регионе специализированной техники.

Основной критерий при выборе типа и размеров свайных фундаментов: *наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материала свай*, что возможно только на основе технико-экономического сравнения различных вариантов.

Размеры поперечного сечения железобетонных свай заводского изготовления принимают с учетом номенклатуры железобетонных изделий, выпускаемых местными заводами ЖБИ. Наиболее массово выпускаются призматические сваи квадратного сечения с размерами 0,3х0,3м. По специальному заказу могут быть изготовлены сваи с размерами 0,25х0,25м, 0,35х0,35м, 0,4х0,4м.

Диаметр набивных свай может быть самым различным и определяется технологией их изготовления и применяемого оборудования. В практике строительства наибольшее применение нашли буронабивные сваи диаметром от 0,3 до 0,8м. Диаметр буроинъекционных свай варьируется от 0,1м до 0,5м.

Длину свай обычно находят как сумму:

$$l = l_1 + l_2 + l_3 \quad ,$$

где l_1 - глубина заделки свай в ростверк, которая при шарнирной заделке для свайных фундаментов с вертикальными нагрузками должна быть не менее 5 см, а для жесткой заделки определяется с учетом действующих горизонтальных, выдергивающих нагрузок и необходимой длины анкеровки арматуры в теле ростверка (но не менее наибольшего размера поперечного сечения свай);

l_2 - расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя;

l_3 - заглубление в несущий слой. 0,5м в гравелистый, 1м в песчаный и 2м в глинистый.

4.5.4 Определение несущей способности сваи по материалу

После выбора типа и размеров сваи определяется ее несущая способность. Несущая способность сваи определяется по материалу и по грунту. При расчете по материалу определяется предельная нагрузка, при которой происходит разрушение конструкции сваи по материалу как сжатый, сжато-изгибаемый, изгибаемый или растянутый (для свай анкеров) конструктивный элемент с учетом соответствующих норм для того материала из которого свая изготовлена (металл, железобетон, дерево).

Определение внутренних усилий в теле сваи допускается находить как для жестко защемленной стойки с расчетной длиной $L_c + 2/a$, где L_c - свободная длина сваи, рис.4.30, a - коэффициент деформации принимаемый по СП 5.01.03-2022.

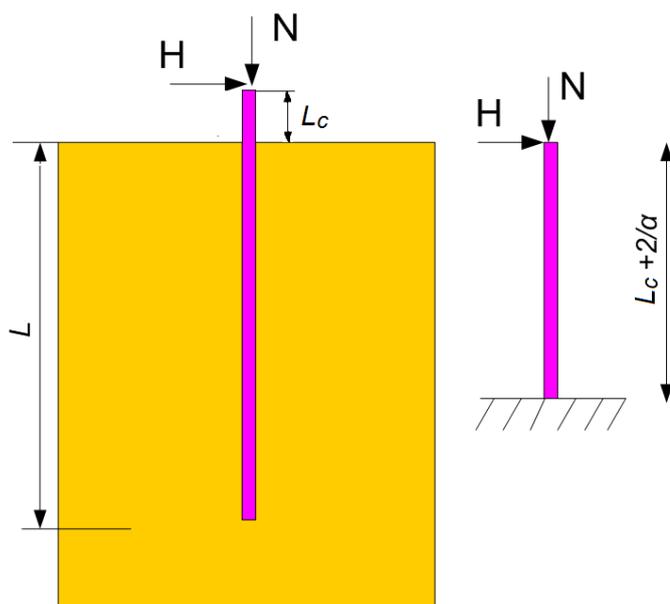


Рис.4.30 – Расчетная схема при определении несущей способности сваи по материалу.

4.5.5 Определение несущей способности сваи по грунту.

При расчете по несущей способности грунтов основания сваи определяется предельная нагрузка, при которой грунт вокруг сваи теряет устойчивость и перемещения сваи становятся недопустимыми.

Несущую способность грунтов в основании одиночной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, в составе фундамента и вне его рассчитывают исходя из условия:

$$F_d \leq \frac{R_{cd}}{\gamma_k}, \quad (4.1)$$

где F_d — проектное значение соответственно вертикального воздействия (расчетная нагрузка), передаваемого на сваю. Расчетная нагрузка определяется с учетом коэффициентов надежности по нагрузке, принимаемых для I группы предельных состояний;

R_{cd} — проектная (расчетная) величина сопротивления воздействию грунта основания одиночной сваи (расчетная несущая способность).

γ_k — коэффициент надежности метода определения, принимаемый по СП 5.01.03-2022 и СП 5.01.01-2022.

Значение данного коэффициента для обычных фундаментов изменяется от 1.2 до 1.4, для мостовых опор от 1.2 до 1.75. Чем точнее метод определения несущей способности сваи, тем меньше значение коэффициента γ_k .

4.5.6 Методы определения несущей способности сваи по грунту

Несущая способности сваи по грунту R_{cd} может быть определено следующими методами:

1. **Табличным методом** (с использованием опытных данных о прочностных свойствах грунтов в зависимости от их типа и физического состояния);
2. По данным испытания грунтов **динамическим** или **статическим зондированием**;
3. По результатам **динамического** испытания натуральных свай;
4. По результатам испытания грунтов сваей **статической нагрузкой**.

Наиболее точное значение несущей способности сваи по грунту определяют в ходе испытания натурной сваи статической нагрузкой. В тоже время это самый дорогой и затратный метод, требующий привлечения специального оборудования, техники и специалистов сертифицированной лаборатории. Однако, для зданий и сооружений I уровня ответственности (класса геотехнического риска Б, Н, У) данный метод является безальтернативным.

Табличный метод позволяет оценить несущую способность сваи в зависимости от типа грунта и его физических характеристик. В тоже время, это один из наиболее грубых методов, позволяющий оценить несущую способность свай лишь в первом приближении. Данный метод допускается применять при расчете свай на стадии обоснования инвестиций, а также для зданий и сооружений III уровня ответственности (класса геотехнического риска А, Б).

Основным методом расчета свай считается метод, использующий результаты статического или динамического зондирования. Данный метод допускается применять для большинства зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения с нормальным уровнем ответственности.

4.5.7 Определение несущей способности сваи при вдавливающей нагрузке табличным методом

Определяется в зависимости от характера передачи нагрузки от сваи на грунт:

1. свая-стойка;
2. свая, защемленная в грунте, рис.4.31.

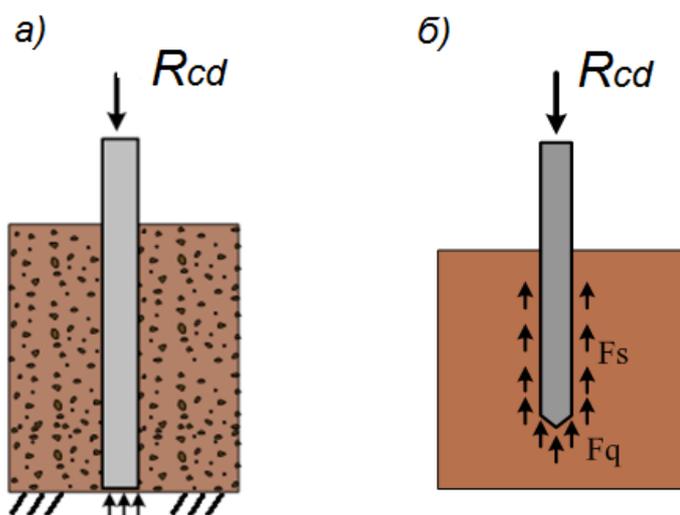


Рис. 4.31 – Расчетные схемы к определению несущей способности свай: а) – для свай-стойки; б) – для свай, заземленной в грунте

Несущую способность R_{cd} свай стойки на действие вдавливающей нагрузки определяют по формуле:

$$R_{cd} = \gamma_c RA \quad (4.2)$$

- Где R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай-стойки, (для свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты допускается принимать равным 20МПа);
 A - площадь опирания на грунт свай, м²;
 γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте, равный 1.

Несущую способность грунта основания свай, заземленной в грунте на действие вдавливающих нагрузок определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под ее нижним концом и на боковой поверхности по формуле:

$$R_{cd} = \gamma_c(\gamma_{cr}RA + \sum \gamma_{cf} U_i h_i R_{fi}), \quad (4.3)$$

- Где γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте принимаемый равным 1; для грунтов I типа по просадочности и для биогенных грунтов равен 0,8
 γ_{cr}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения свай на расчетные сопротивления грунта; принимают по таблице 5.1 СП 5.01.03-2022;
 R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа; принимают по таблице 5.2 СП 5.01.03-2022, для биогенных и моренных грунтов — согласно 8.1 и 8.4
 A - площадь опирания на грунт свай, м²; принимают равной площади поперечного сечения брутто свай.
 U_i - усредненный периметр поперечного сечения ствола свай в i -м слое грунта, м.
 h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м.

R_{fi} - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа; принимают по таблице 5.3 СП 5.01.03-2022, для биогенных и моренных грунтов — согласно 8.1 и 8.4

4.5.8 Определение несущей способности свай по данным статического зондирования.

Статическое зондирование грунтов является одним из основных методов исследования грунтовой толщи при помощи которого можно достаточно точно определить несущую способность грунтов основания свай различного типа. Зонды для статического зондирования подразделяются на три типа:

- Тип I. Механический. Используется система внутренних штанг для передачи усилия на наконечник;
- Тип II. Электрический. Усилия под наконечником и в муфте трения определяются при помощи тензодатчиков;
- Тип III. Специальный. Зонд позволяет определять дополнительные параметры грунта.



Рис. 4.32 – Схема зонда II типа.

В процессе зондирования определяют:

- q_s - удельное сопротивление грунта под нижним концом зонда;
- f_s - удельное сопротивление грунта по боковой поверхности.

На геологическом разрезе результаты статического зондирования представляют в виде графиков, где по оси Oz откладывают глубину зондирования, а по оси Ox — значения q_s и f_s в МПа и кПа соответственно, рис.4.33.

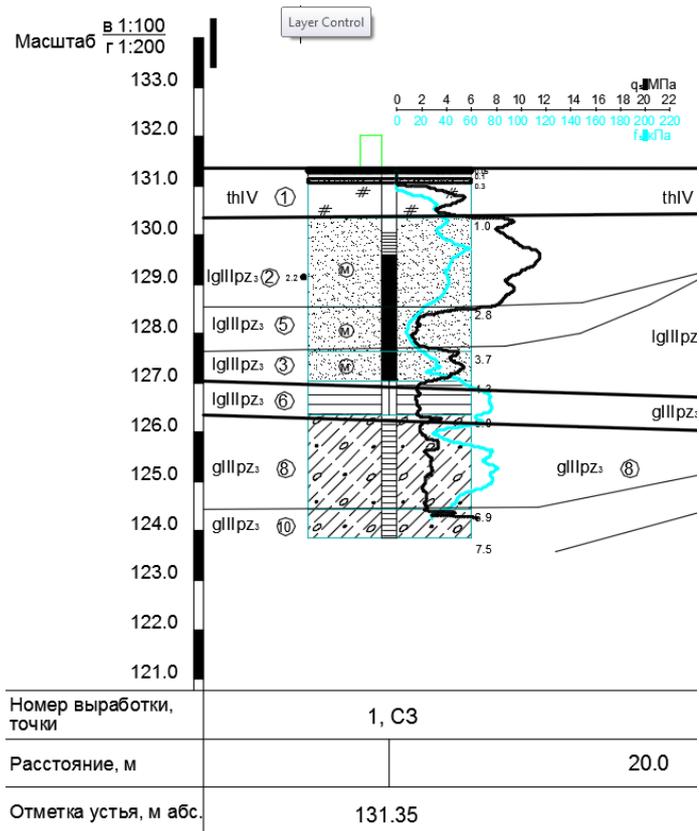


Рис.4.33 – Пример инженерно-геологической колонки с графиками статического зондирования

При определении несущей способности свай по данным зондирования сначала необходимо определить расчетную зону грунта под сваей z , которая равна одному диаметру выше и 4-м диаметрам ниже пяты сваи, рис.4.34.

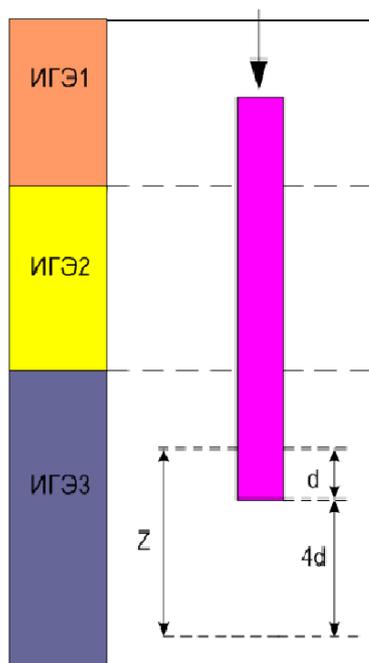


Рис.4.34 – Определение расчетной зоны под пятой сваи

По результатам зондирования частное значение несущей способности сваи с постоянным по длине сечением определяется по формуле:

$$R_{i,m} = R_s A + R_{fs} h U, \quad (4.4)$$

где R_s — среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

A — площадь поперечного сечения забивной сваи, м²;

R_{fs} — среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

h — глубина погружения сваи в грунт, м;

U — периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Чтобы определить сопротивление грунта под нижним концом сваи необходимо вычислить среднее значение величины q_s в пределах расчетной зоны. Для этого основание расчетной зоны z разбивается на отдельные элементарные слои, а криволинейный график q_s заменяется кусочно-линейным, рис. 4.35.

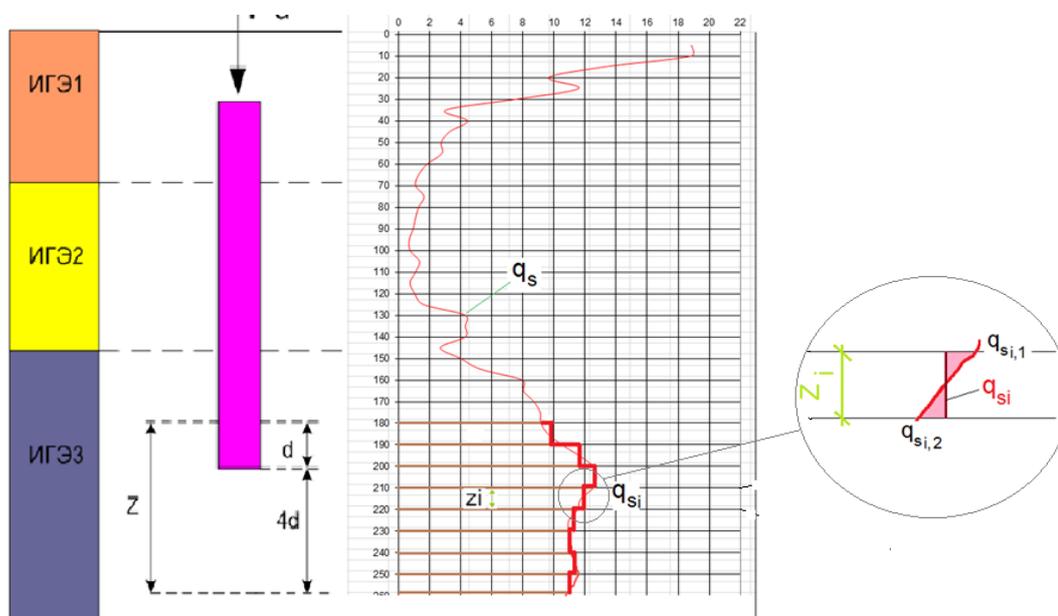


Рис.4.35 – Пример расчетной схемы для определения R_s

Среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке R_s , МПа, определяют по формуле

$$R_s = \sum \beta_{li} \bar{q}_{si} \cdot \frac{z_i}{z}, \quad (4.5)$$

где β_{li} — коэффициент перехода от q_s к \bar{R}_s для i -го слоя грунта в пределах участка z ; принимают в зависимости от типа сваи, вида грунта и типа зонда по таблицам 4.7, 4.8 СП 5.01.03-2022;

\bar{q}_{si} — среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта под наконечником зонда в пределах элементарно слоя, рис.4.35б;

z_i — толщина i -го элементарного слоя грунта;

z — толщина расчетной зоны.

По аналогичной методике определяется значение сопротивление грунта по боковой поверхности R_{fs} :

$$R_{fs} = \sum \beta_{2i} \bar{f}_{si} \cdot \frac{h_i}{h}, \quad (4.6)$$

где β_{2i} — коэффициент; принимают по таблице 4.7, 4.8 СП 5.01.03-2022;

\bar{f}_{si} — среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, в пределах глубины погружения сваи h , рис.4.36;

h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

h — расчетная высота боковой поверхности сваи, м.

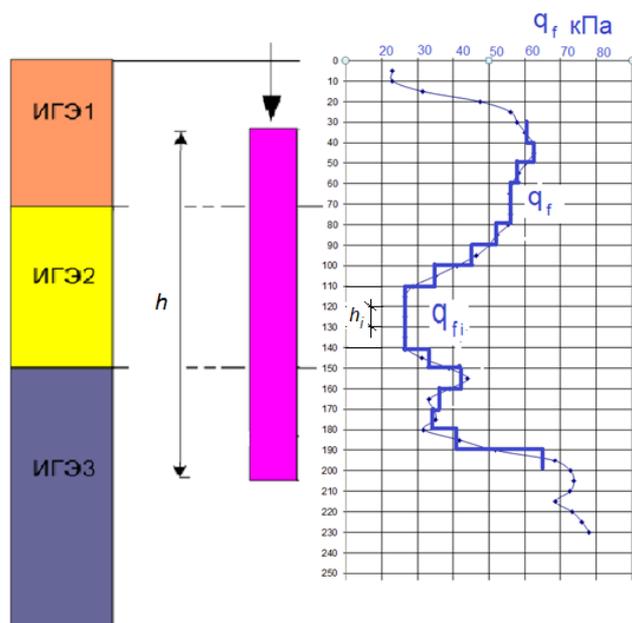


Рис.4.36 – Пример расчетной схемы для определения R_{fs}

Методика определения несущей способности свай по данным динамического зондирования аналогична рассмотренной выше. К качеству исходных данных в данном случае служат графики динамического зондирования с указанием удельного сопротивления грунта под наконечником зонда. Удельное сопротивление грунта по боковой поверхности при данном методе не определяется.

4.5.9 Определение несущей способности свай по данным испытания статической нагрузкой.

Испытание грунта основания сваи статической нагрузкой производится согласно требованиям СТБ 2242-2011. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. Испытание может проводится с использованием:

- натурной сваи;
- инвентарной сваи;
- сваи-зонда;
- самоанкерующейся свай-штампом.

В зависимости условий работы сваи в проектируемом фундаменте испытания проводят:

- вдавливающей нагрузкой;
- выдергивающей нагрузкой;
- горизонтальной нагрузкой;
- комбинированной нагрузкой.

Испытание натурной сваей проводится непосредственно на строительной площадке в местах с наиболее неблагоприятными грунтовыми условиями. Испытания могут проводиться на стадии изысканий и на стадии строительства. Схема испытательной установки на действие вдавливающей нагрузки показана на рис.4.37.

На стадии изысканий определяется фактическая несущая способность грунтов основания сваи, что позволяет запроектировать фундаменты в полной мере отвечающие требованиям надежности и экономичности. Испытания на стадии строительства позволяют оценить возможность восприятия сваей проектных нагрузок с учетом качества их изготовления.

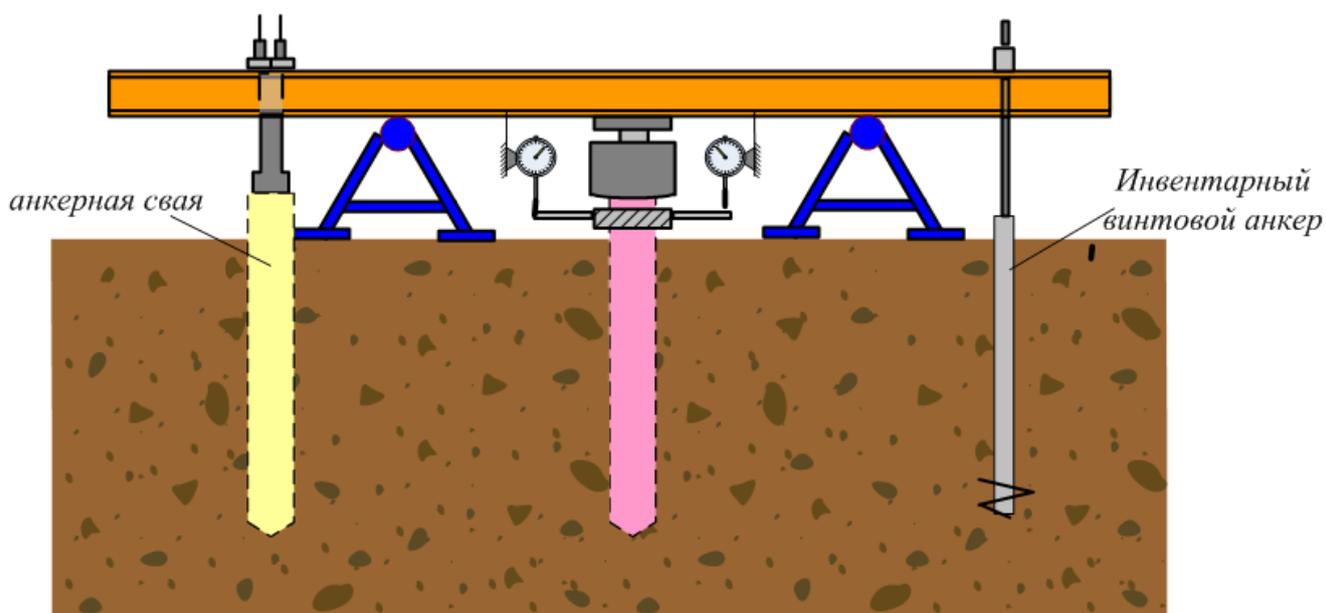


Рис.4.37 – Схема испытания натурной сваей с применением а)- анкерной сваи или б)- винтового анкера: 1- испытываемая свая; 2- домкрат; 3- датчики деформаций; 4- упорная рама.

Схемы испытания сваей штампом, сваей зондом и многосекционной сваей штампом приведены на рис.4.38. Испытания сваей штампом и многосекционной сваей штампом проводятся для свай большого диаметра (более 1м) и при значительных проектных нагрузках на сваю (более 1 МН).

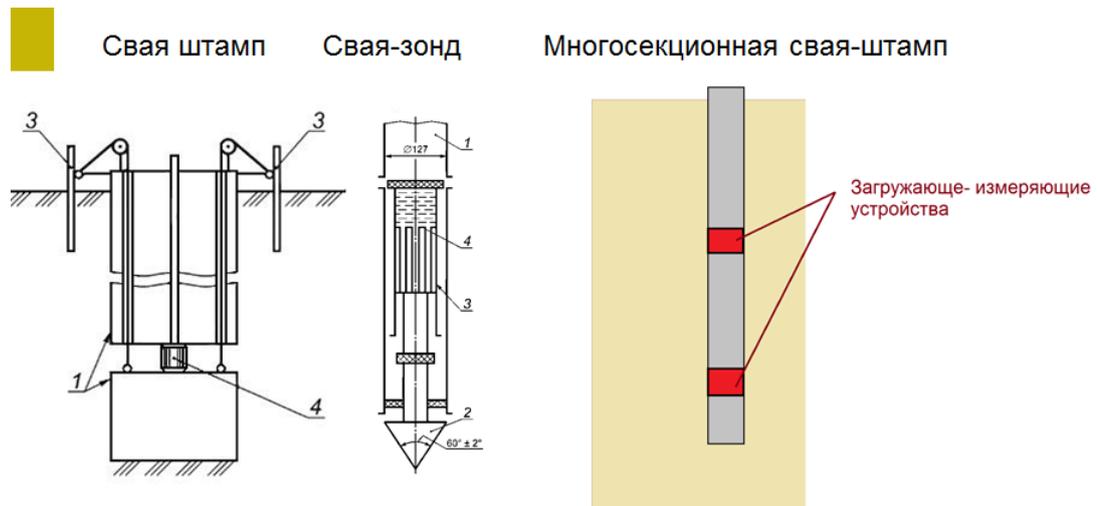


Рис.4.38 – Схема испытаний а)- свай штампом; б)- свай зондом; в)- многосекционной свай штампом.

В процессе испытания свай вдавливающая нагрузка прикладывается ступенями равными 1/10 от предполагаемой несущей способности. В процессе испытаний фиксируется величина нагрузки R , кН и деформации осадки сваи s , мм. Каждая ступень нагрузки выдерживается до наступления условной стабилизации осадки сваи (к примеру для глинистых грунтов мягкопластичной и текучей консистенции 0.1мм за 2 часа).

По результатам испытаний строится график зависимости осадки сваи s от нагрузки R , рис.4.39. В зависимости от грунтовых условий график зависимости $s-R$ может иметь вид кривой 1 или 2. В первом случае при достижении предельной нагрузки фиксируется резкое нарастание значений осадки сваи при неизменной величине вдавливающей нагрузки. В этом случае за частное значение несущей способности грунта основания сваи принимают нагрузку R_{im1} , соответствующую ступени нагрузки, предшествующей резкому нарастанию деформаций.

Если осадки сваи нарастают постепенно и на каждой ступени фиксируется достижение условной стабилизации деформаций (график 2) за частное значение несущей способности грунта основания сваи принимают нагрузку R_{im2} , соответствующую осадке сваи $s = \zeta * s_{u,mt}$, где $s_{u,mt}$ - предельная средняя осадка фундамента здания, ζ -коэффициент перехода, принимаемый согласно СП 5.01.01-2022 (изменяется от 0.2 до 0.5)

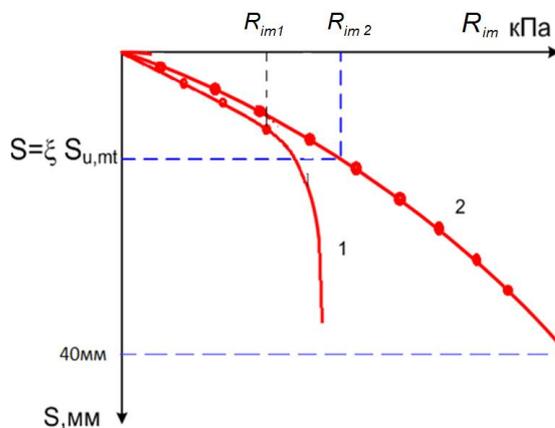


Рис.4.39 – График зависимости осадки сваи от вдавливающего давления

4.5.10 Учет отрицательного трения при расчете свайных фундаментов

В рассмотренных выше методах расчета силы трения между грунтом сваей обеспечивают значительную долю несущей способности сваи. В случае, если свая прорезает слабые сильно сжимаемые грунты могут развиваться силы отрицательного (негативного) трения, которые пригружают сваю дополнительной нагрузкой, рис.4.40.

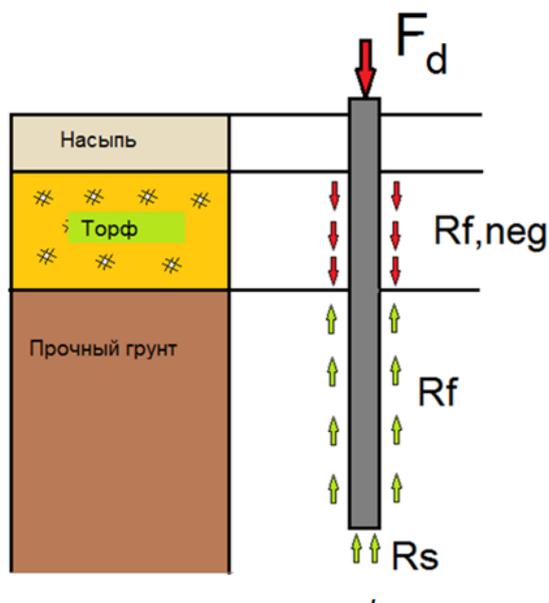


Рис. 4.40 – Схема действия сил негативного трения.

Силы отрицательного трения развиваются в случае, если собственные деформации слабых грунтов больше, чем деформации осадки сваи. Собственные деформации слабых грунтов могут развиваться вследствие:

- Пригрузка околосвайного пространства в результате устройства насыпи, планировки отсыпкой, складирования материалов рядом со свайным полем;
- Самоуплотнения рыхлых песков при вибрационном или динамическом воздействии или при снятии взвешивающего действия воды (см. уплотнение грунтов водопонижением);
- Развития деформаций просадки лессовых грунтов при их водонасыщении;
- Механической или химической суффозии грунта.

Суммарное значение отрицательного трения на боковой поверхности свай $R_{f,neg}$ определяется по формуле:

$$R_{f,neg} = \gamma_c \sum U_i \gamma_{cf} h_i R_{fi} \quad (4.7)$$

Все обозначения в формуле (4.7) те же, что и в формуле (4.3).

Уравнение для определения несущей способности грунта основания сваи с учетом негативного трения в этом случае будет иметь вид:

$$R_{di} = \gamma_c \left(\gamma_{cr} R A + \sum U_i \gamma_{cf} h_i R_{fi} \right) - R_{f,neg} \quad (4.8)$$

Если несущая способность свай определяется в ходе испытаний статической нагрузкой, то из полученного значения несущей способности сваи необходимо вычесть величину отрицательного трения дважды:

$$R_{di} = R_{im} - 2R_{f,neg}$$

При первом вычитании учитывается возможность развития отрицательного трения при деформировании слабого слоя в процессе эксплуатации здания, а при повторном вычитании учитывается положительное влияние трения на результаты испытания, так как в момент испытаний самоуплотнение слабого слоя, как правило, не происходит, рис.4.41.

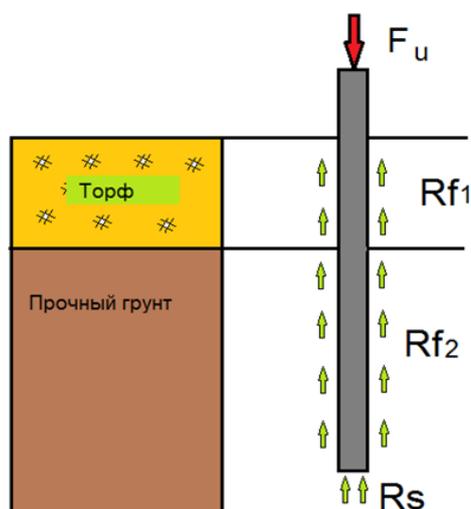


Рис.4.41 – Схема действия сил трения при испытании статической нагрузкой.

4.5.11 Определение количества свай в ростверке и проверка несущей способности наиболее нагруженной сваи

Определив несущую способность грунта основания сваи R_d , определяют количество свай в ростверке, необходимое для восприятия нагрузок от вышележащих конструкций.

Количество свай в фундаменте под колонну определяется по формуле:

$$n = \frac{\gamma_k \cdot F_{IF}}{R_d}, \quad (4.9)$$

где F_{IF} – суммарное значение расчетной нагрузки на уровне подошвы ростверка (с учетом веса ростверка и грунта на его уступах), определяемой с учетом коэффициентов запаса для I группы предельных состояний;

γ_k – коэффициент, зависящий от способа определения несущей способности грунта основания сваи, принимаемый согласно СП 5.01.03-2022.

Полученное по формуле (4.8) значение n округляется до целого.

Коэффициент γ_k часто называют коэффициентом надежности метода определения несущей способности. Как уже отмечалось выше самое точное значение несущей способности сваи можно получить в ходе испытания статической нагрузкой. В этом случае $\gamma_k=1.2$. При расчете табличным методом γ_k принимается равным от 1.4 до 1.6.

В случае ленточного фундамента количество свай определяется аналогичным способом по формуле (5.9) с учетом того, что нагрузка в этом случае, как правило, задается на 1мп длины фундамента. Полученное по формуле (4.9) значение (которое может быть дробным) показывает, сколько свай должно быть на 1м.п. длины фундамента. Соответственно можно определить расстояние между осями свай:

$$l_p = \frac{1мп \cdot n}{n}$$

Полученный результат округляют до кратного 5 см. В зависимости от количества свай на 1мп назначается число рядов свай. Различают однорядное или двухрядное

расположение свай. При двухрядном расположении свай их располагают в шахматном порядке.

В случае если фундамент загружен внецентренно дополнительно проверяется несущая способность наиболее нагруженной сваи по формуле:

$$F_{l,\max} = \left(\frac{F_l}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \right) \leq \frac{R_d}{\gamma_k} \quad (4.10)$$

где M_x M_y – значения изгибающих моментов в уровне подошвы ростверка в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

x , y – координаты наиболее нагруженной сваи;

x_i , y_i – координаты i -той сваи (определяются для всех свай в ростверке),
рис.4.42

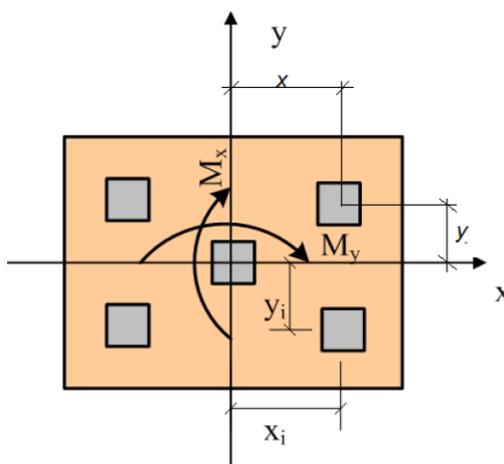


Рис.4.42 – Расчетная схема для определения нагрузки на наиболее нагруженную сваю

4.5.12 Конструирование ростверка

При проектировании ростверка необходимо придерживаться следующих конструктивных требований:

- сваи равномерно распределяются по длине и ширине ростверка. Рекомендуется симметричное расположение свай для отдельно стоящих фундаментов, одно-, двухрядное расположение свай для ленточных фундаментов;
- расстояние между осями свай принимается не менее $3d$ и не более $6d$ (где d – сторона поперечного сечения сваи);
- размеры ростверка в плане принимаются кратными 100 мм;
- расстояние от наружной грани сваи до грани ростверка принимается в зависимости от размера поперечного сечения сваи, но не менее 100мм;
- размеры ростверка в плане рекомендуется назначать на 150-200 мм больше размеров вышележащих фундаментных конструкций (для столбчатых фундаментов это размеры стакана под колонну);
- высота ростверка принимается по расчету на продавливание, но не менее 400мм;
- класс бетона принимается не менее C25/30.

Основные требования к конструированию ростверка приведены на рис.4.43

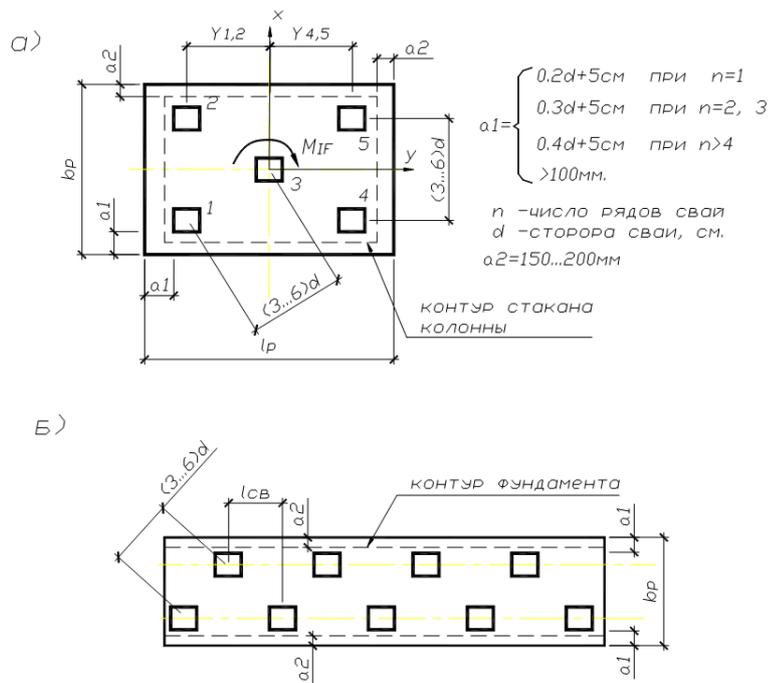


Рис.4.43 – Конструктивные требования при проектировании ростверков: а) – столбчатого фундамента; б) - ленточного фундамента.

Армирование ростверка и подколонника выполняется с учетом рекомендаций /5/. При этом рабочая арматура устанавливается:

- по подошве ростверка в виде сварных сеток из арматуры периодического профиля класса S500. Диаметр стержней и шаг определяется расчетом на продавливание, но не менее 12мм;
- у наружных граней стакана в виде арматурных каркасов. Диаметр продольных (вертикальных) стержней принимается не менее -12 мм, горизонтальных -8мм.
- Косвенное армирование выполняется в виде горизонтальных сеток из арматуры не менее 8мм, устанавливаемых в стенках стакана и по дну стакана.

4.5.13 Определение осадки свайного фундамента

Осадка свайного фундамента определяется с использованием методов линейно-деформируемой среды:

- Метод послойного суммирования;
- Метод эквивалентного слоя

Определение осадки в данном случае производится так же как и осадки плитного фундамента. При этом свайный фундамент рассматривается как условный фундамент, включающий сваи, грунт между ними и грунт в зоне влияния в единый, абсолютно жесткий элемент, рис.4.44. Деформациями грунта, находящегося в межсвайном пространстве в данном случае пренебрегаем.

Схемы для определения границ условного фундамента для низкого и высокого ростверка, а также при наличии слабого слоя грунта приведены на рис.4.45.

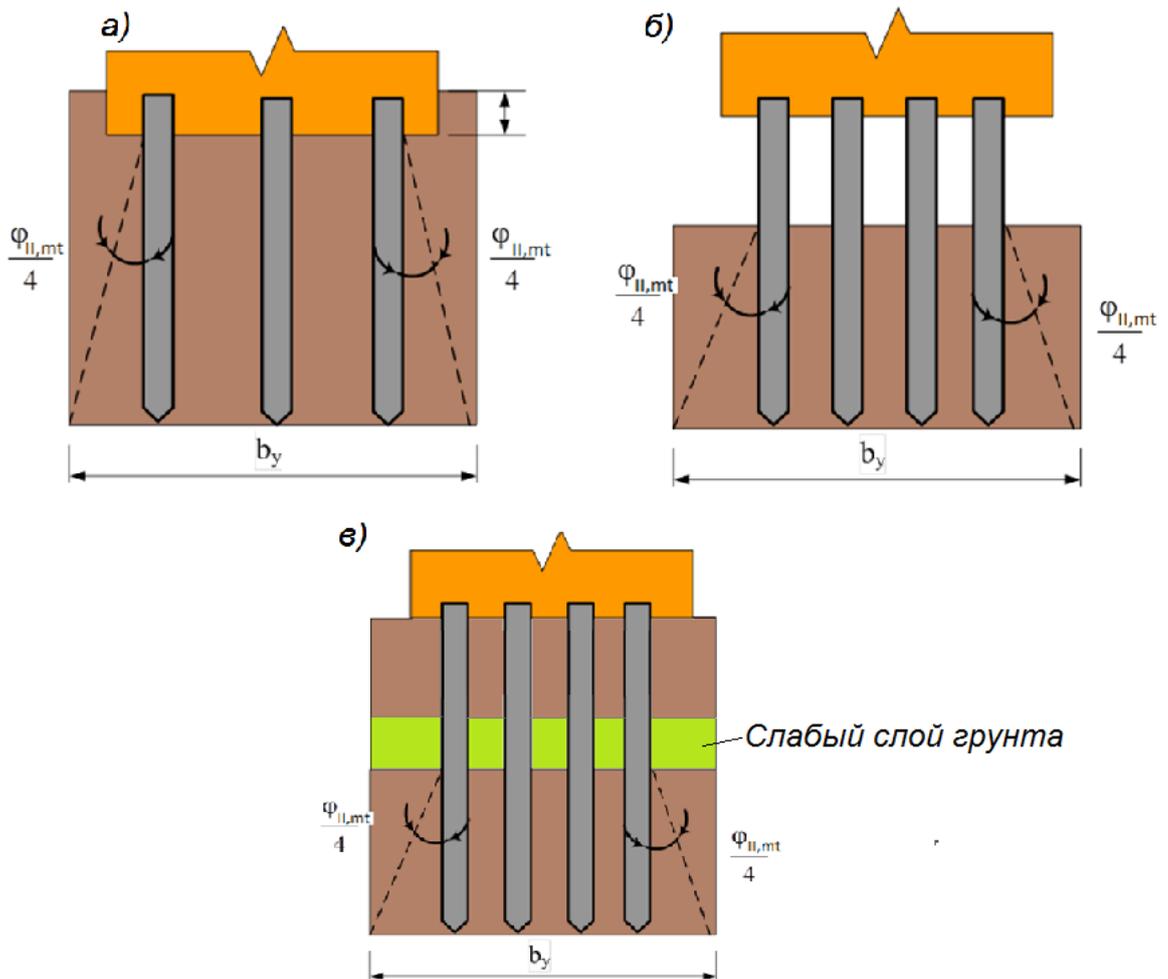


Рис.4.44 – Определение границ условного фундамента: а) – для низкого ростверка; б) - для высокого ростверка; в) – при наличии слабой прослойки грунта.

Ширина и длина условного фундамента l_y и b_y определяется по формуле:

$$l_y = l_p + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt}/4)$$

$$b_y = b_p + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt}/4) \quad (4.11)$$

где l_p , b_p – расстояние между наружными гранями крайних свай по длине и ширине свайного куста;

h - длина свай;

$\varphi_{II,mt}$ - средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунтов, определяемое как сумма произведений углов внутреннего трения каждого слоя на его толщину и поделенная на сумму слоев грунта, прорезаемых свай:

$$\varphi_{II,mt} = (\sum \varphi_{II,i} h_i) / \sum h_i \quad (4.12)$$

После определения границ условного фундамента его осадка определяется аналогично как и плитного фундамента методом послойного суммирования с проверкой давления под подошвой условного фундамента, построением эпюр природного и дополнительного давления, нахождением границы сжимаемой толщи и расчетом осадки по формуле.

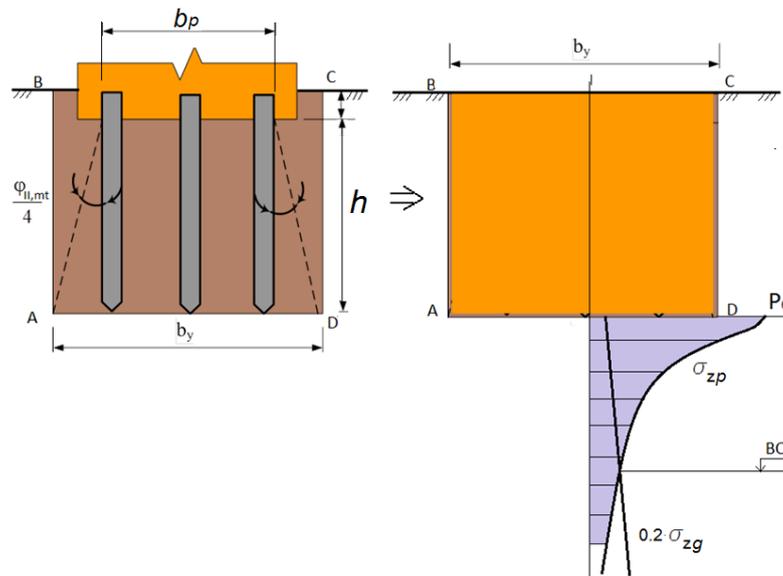


Рис.4.45 – Принцип перехода от свайного фундамента к условному при определении его осадки.

5. МЕТОДЫ ИСКУССТВЕННОГО УЛУЧШЕНИЯ ОСНОВАНИЙ

Методы преобразования строительных свойств грунтов оснований

Методы преобразования строительных свойств основания можно разделить на три группы:

1. – Конструктивные методы, которые не улучшают свойства самих грунтов, а создают более благоприятные условия работы их как оснований за счет регулирования напряженного состояния и условий деформирования, когда их отрицательные свойства не могут проявиться;
2. – Уплотнение грунтов, осуществляется различными способами и направлено на уменьшение пористости грунтов, создание более плотной упаковки минеральных агрегатов;
3. – Закрепление грунтов, заключающееся в образовании прочных искусственных структурных связей между минеральными частицами.

- Выбор метода преобразования структурных свойств грунтов зависит от:
 - типа грунта (его физических свойств);
 - характеристика напластований;
 - особенности будущего сооружения, т.е. интенсивности передаваемых им нагрузок;
 - решаемых инженерных задач;
 - технологических возможностей строительной организации.

Конструктивные мероприятия

- Замена грунта основания (грунтовые подушки)
- Шпунтовые ограждения
- Армирование грунтов
- Боковые пригрузки

Грунтовые подушки

Если в основании залегают слабые грунты и их использование оказывается невозможным или нецелесообразным, то экономичной может оказаться замена слабого грунта другим, т.е. применяют т.н. грунтовые подушки.

Порядок применения и проектирования грунтовых (песчаных) подушек описан ранее.

Шпунтовые конструкции

Используются для улучшения условий работы грунтов как ограждающие элементы в основании сооружений. Шпунт погружают через толщу слабых грунтов в относительно плотный грунт. И на песчаной подсыпке (дренирующий слой) в сопряжении со шпунтовым ограждением возводится сооружение.

Такое техническое решение исключает возможность выпирания грунта в сторону из-под фундамента, т.е. увеличивает его несущую способность и приводит к уменьшению осадок.

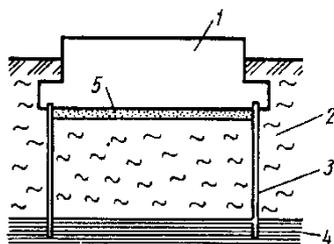


Рис. 5.1 – Усиление основания с помощью шпунтового ограждения:

1 – фундамент; 2 – слабый грунт; 3 – шпунтовое ограждение; 4 – плотный грунт; 5 – песчаная подушка (дренирующий слой)

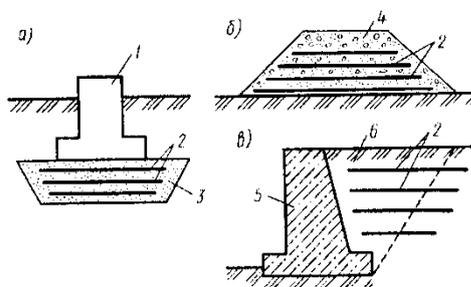


Рис. 5.2 – Армирование грунта в искусственном основании фундамента (а), при устройстве насыпи (б), при воздействии засыпок (в):

1 – фундамент; 2 – армирующие элементы; 3 – песчаная подушка; 4 – насыпь; 5 – подпорная стенка; 6 – призма обрушения

Армирование грунта

Метод армирования грунта заключается в введении в него специальных, армирующих элементов, уменьшающих его сжимаемость и увеличивающих его прочность. Армирование производится в виде лент или сплошных матов, выполненных из геотекстиля. Армирующие элементы должны обладать достаточной прочностью и обеспечивать необходимое сцепление с грунтом, для чего их поверхность делается шероховатой.

Боковые пригрузки

Устройством пригрузок основания и нижней части откосов можно повысить устойчивость откосов, а также основание грунта под ее подошвой. Пригрузки выполняются из крупнообломочных или песчаных грунтов

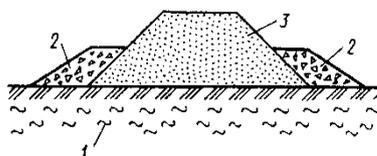


Рис. 5.3 – Увеличение устойчивости насыпи на слабых грунтах методом боковой пригрузки:

1 – слабый грунт; 2 – боковая пригрузка; 3 – насыпь

Уплотнение грунтов

Методы уплотнения грунтов подразделяют на:

- поверхностные, когда уплотняющие воздействия прикладываются на поверхности и приводят к уплотнению сравнительно небольшой толщи грунтов
- глубинные, когда уплотняющие воздействия передаются значительные по глубине участки грунтового массива.

Поверхностное уплотнение производится

- укаткой;
- трамбовкой;
- вибрационными механизмами (виброуплотнением)
- подводными взрывами;
- вытрамбовыванием котлованов.

К методам глубинного уплотнения относят

- устройство песчаных, грунтовых и известковых свай;
- глубинное виброуплотнение;
- уплотнение статической пригрузкой в сочетании с устройством вертикального дренажа;

- водопонижение;
- глубинные (камуфлетные взрывы зарядов ВВ или электро-взрывы).

Любое уплотнение можно производить только до определенного предела (до отказа), после достижения которого дальнейшее воздействие не производят к заметному уплотнению

Уплотняемость грунтов, в значительной степени зависит от их влажности и определяется максимальной плотностью скелета уплотняемого грунта и относительной влажностью W_{opt}

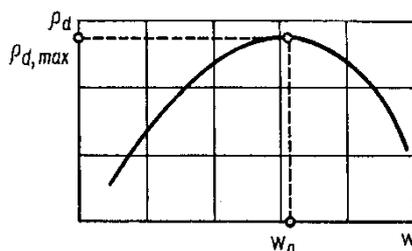


Рис. 5.4 – Зависимость плотности скелета уплотняемого грунта от влажности при стандартном уплотнении

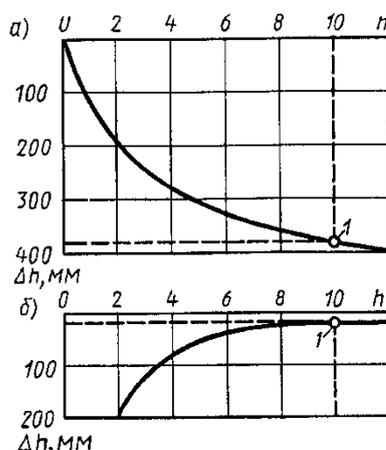


Рис. 5.5 – Понижение уплотняемой поверхности в зависимости от числа ударов (проходов):
а - от общего числа ударов; б - от каждых двух ударов; 1 - точка уплотнения до отказа

Оптимальная влажность – влажность соответствующая наилучшему уплотнению грунта. Она определяется в приборе стандартного уплотнения.

Укатка и вибрирование

Уплотнение укаткой производится самоходными и прицепными катками на пневматическом ходу, груженными скреперами, автомашинами, тракторами. Помимо укатки используют виброкатки и самопередвигающиеся вибромашины. Укаткам можно

уплотнить грунты только на очень небольшую глубину, поэтому этот метод в основном применяется при послойном возведении грунтовых подушек, планировочных насыпей, земляных сооружений, при подсыпке оснований под полы. Уплотнение достигается многократной проходкой уплотняющих механизмов. Влажность грунтов при этом должна соответствовать оптимальной.

Трамбовка

- Ручные легкие трамбовки (при ограниченном фронте работ)
- Тяжелые трамбовки

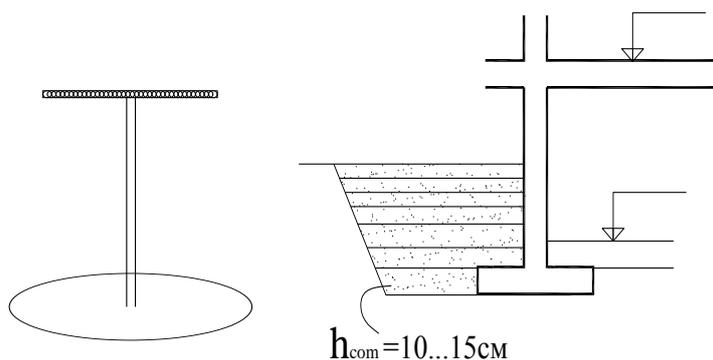


Рис. 5.6 – Ручные легкие трамбовки

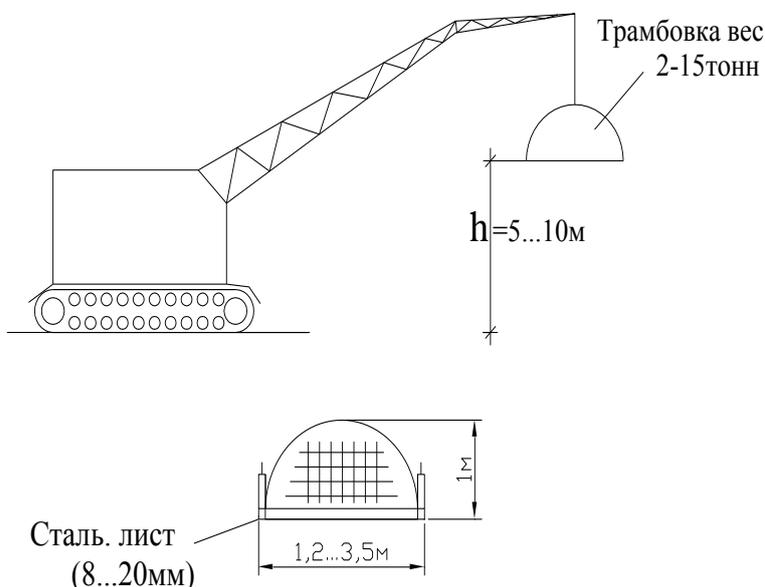


Рис. 5.7 – Тяжелые трамбовки

Тяжелая трамбовка изготавливается из ж/б и имеет в плане форму круга или многоугольника (>8 сторон). Применяется для уплотнения всех видов грунтов в

природном залегании (пылевато-глинистых при $S_r < 0,7$), а также искусственных оснований и насыпей.

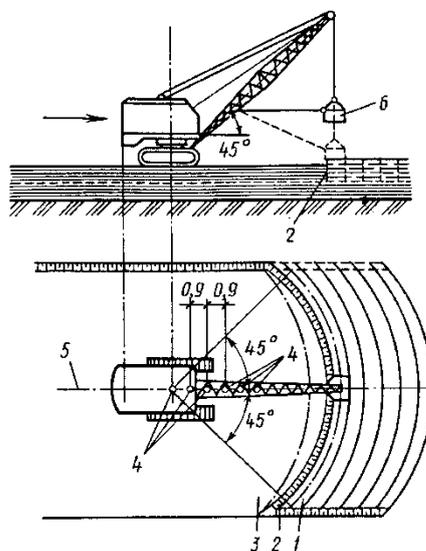


Рис. 5.8 – Схема поверхностного уплотнения грунта тяжелой трамбовкой.

1-уплотняемая полоса; 2-полоса перекрытия; 3-уплотняемая полоса; 4-место стоянки экскаватора; 5-ось проходки экскаватора; 6-трамбовка

Имеется опыт применения сверхтяжелых трамбовок весом >40 т, сбрасываемых с высоты до 40м.

Часто уплотнение производится до определенной степени плотности, выражаемой через коэффициент уплотнения k_{com} , равный отношению заданного или фактически полученного значения плотности скелета уплотненного грунта $\rho_{d,com}$ к его максимальному значению по стандартному уплотнению $\rho_{d,max}$, т.е. $k_{com} = \rho_{d,com} / \rho_{d,max}$.

При этом k_{com} под пятном застройки здания принимают $\approx 0,95 \dots 0,98$

Трамбование производится с перекрытием следов.

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.

Метод эффективен тем, что во время вытрамбовывания, грунт вокруг образуемой полости уплотняется, за счет чего увеличивается несущая способность основания и снижается деформируемость, а сооружение монолитной фундаментной конструкции не требует применения опалубки.

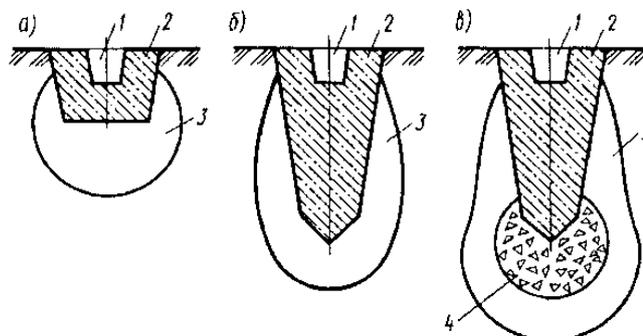


Рис. 5.9 – Схемы устройства методом вытрамбовывания котлованов фундаментов с плоской подошвой (а), с заостренной подошвой обычного типа (б) и с уширенным основанием (в): 1 – стакан для установки колонны; 2 – фундамент; 3 – зона уплотнения; 4 – втрамбованный жесткий грунтовый материал

Вытрамбовывание выполняют путем сбрасывания трамбовки весом 1,5...10т (до 15т) по направляющей мачте с высоты 3...8(м) в одно место. (≈10...20 ударов)

Трамбовку изготавливают из листовой стали толщиной 8...10(мм) в форме будущего фундамента и заполняют ее бетоном до заданной массы.

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.

Песчаные сваи

Применяются для уплотнения сильно сжимаемых пылевато-глинистых грунтов, рыхлых песков, заторфованных грунтов на глубину до 18...20(м).

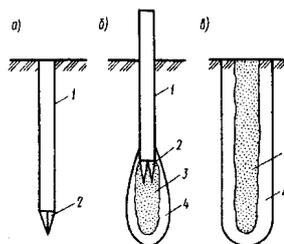


Рис. 5.10 – Схема устройства песчаных свай: а – погружение обсадной трубы; б – извлечение обсадной трубы и засыпка скважины песком; в – схема песчаной сваи; 1 – обсадная труба; 2 – самораскрывающийся наконечник; 3 – песчаная свая; 4 – зона уплотнения

Применяется также метод «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 (получается погрузить до $0,8h_{св}$), снова засыпается порцией песка, и труба постепенно извлекается.

Получившиеся песчаные сваи, помимо уплотнения грунта, играют роль вертикальных дрен, за счет чего существенно ускоряется процесс консолидации водонасыщенных глинистых оснований.

Сваи размещают обычно в шахматном порядке с пересечением зон уплотнения.

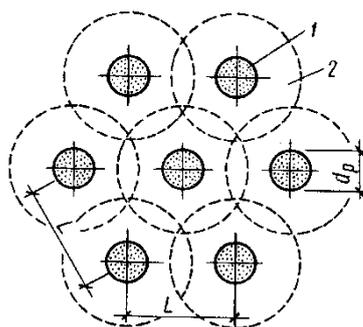


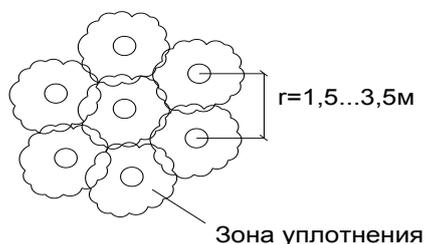
Рис. 5.11 – Схема размещения песчаных свай в плане: 1 – песчаная свая; 2 – зона уплотнения

Грунтовые сваи

Применяются для уплотнения и улучшения строительных свойств просадочных макропористых и насыпных пылевато-глинистых грунтов на глубине до 20(м).

Суть метода: устраивается вертикальная скважина (полость) путем погружения металлической трубы (пробойника) $d \approx 40$ (см), которая затем засыпается местным грунтом с послойным уплотнением.

В результате образуется массив уплотненного грунта, характеризующийся повышенной прочностью и более низкой сжимаемостью, в просадочных грунтах устраняются просадочные свойства.



Известковые сваи применяются для глубинного уплотнения водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтов. Устраивают их также как грунтовые или песчаные сваи.

Пробуренную скважину $d_{скв} = 320 \dots 500$ (мм) (или с обсадной инвентарной трубой) заполняют негашеной комовой известью трамбованием.

Негашеная известь (при взаимодействии с поровой водой) гасится и в процессе гашения увеличивается в объеме. Общее увеличение объема сваи (за счет трамбования и гашения) составляет 1,6...2 раза.

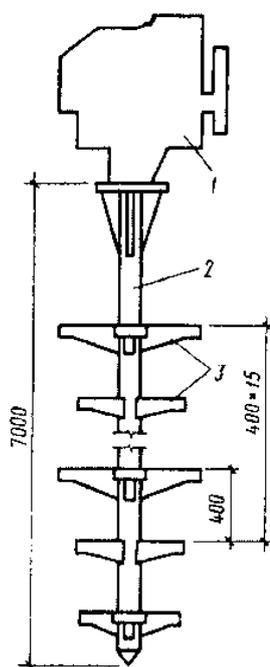
Температура тела сваи при гашении достигает $160^{\circ}\dots 300^{\circ}\text{C}$. Соответственно происходит частичное испарение поровой воды, в результате чего уменьшается влажность грунта (осушение примыкающей зоны) и ускоряется уплотнение.

Также происходит физико-химическое закрепление грунта в зонах примыкающих к поверхности сваи, увеличиваются прочностные и деформационные характеристики грунта.

Стоимость известковых свай довольно низкая, поэтому они относятся к одним из самых дешевых способов улучшения свойств слабых водонасыщенных оснований.

Глубинное виброуплотнение

Применяют для уплотнения рыхлых песчаных грунтов естественного залегания, а также при укладке насыпных несвязных грунтов, устройстве обратных засыпок и т.п.



*Рис. 5.12 – Схема виброустановки ВУУП – 6:
1 – вибропогружатель В – 401; 2 – трубчатая штанга; 3 – стальные ребра*

При вибрации в сыпучих грунтах связь между частицами нарушается, и они начинают перемещаться под действием инерционных сил вибрации и сил тяжести. В результате грунты уплотняются.

Предварительное уплотнение оснований статической нагрузкой

Используют для уплотнения (улучшения строительных свойств) слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов и торфов, но на небольших площадках.

При использовании этого метода при уплотнении слабых грунтов с мощностью более 10м требуется длительное время (для завершения процессов консолидации и стабилизации осадок). Для ускорения процесса уплотнения используют вертикальные дрены различных конструкций:

- Песчаные дрены
- Бумажные комбинированные дрены и др.

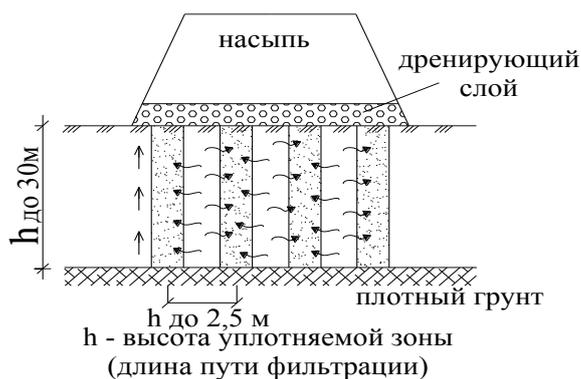


Рис. 5.13 – Схема уплотнения грунтов с помощью вертикальных дрен

Время уплотнения грунтов t обратно пропорционально коэффициенту фильтрации K_f и квадрату высоты зоны уплотнения $-h^2$.

$t=f(K_f; h^2)$ – за счет изменения K_f многократно уменьшается время.

Технология устройства вертикальных песчаных дрен аналогична технологии изготовления песчаных свай.

Уплотнение грунта водопонижением эффективно при уплотнении водонасыщенных грунтов (лучше мелкие или пылеватые пески) на больших площадях. Для этого площадку, на которой предполагается уплотнить грунт, окружают (протыкают) иглофильтрами при $K_f=0,05\dots 0,002$ см/с или при $K_f<0,002$ см/с – ижекторные иглофильтры (понижение УГВ до глубины 25м) или с помощью электроосмоса.

Понижение УГВ приводит к снятию взвешивающего действия воды на скелет грунта. В объеме грунта возникает дополнительная массовая сила равная разнице $(\gamma - \gamma_{взв})$, которая вызывает уплотнение грунтового массива.

Закрепление грунтов

Основано на искусственном преобразовании строительных свойств грунтов (создание более прочных связей между частицами) в условиях их естественного залегания разнообразными физико-химическими методами.

Это достигается за счет инъецирования в грунт и последующего твердения определенных реагентов. Важным условием применимости инъекционных методов закрепления является достаточно высокая проницаемость грунтов.

Метод цементации служит для закрепления (упрочнения) насыпных грунтов, галечниковых отложений, средних и крупнозернистых песков (сухих и влажных при $K_f > 80$ м/сутки). Так же используют для заполнения карстовых пустот, закрепления и уменьшения водопроницаемости трещиноватых скальных грунтов.

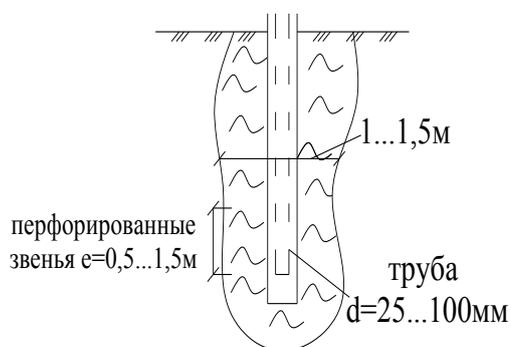


Рис. 5.14 – Схема цементации

Цементный раствор нагнетаемый в грунт имеет В/Ц отношение 0,4...1,0, часто в раствор добавляют песок.

Применяют забивные иньекторы – тампоны, опускаемые в пробуренные скважины. Цементация возможна и в водонасыщенных грунтах, но там, где вода стоячая; если есть течение, то цементный раствор уносит.

Метод цементации применим также для усиления конструкций самих фундаментов. Для этого в теле фундамента пробуривают шпур, через которые в материал или кладку фундамента под высоким давлением нагнетается цементный раствор.

Силикатизация применяется для химического закрепления песков с $K_f = 0,5...80$ м/сут, макропористых глинистых просадочных грунтов с $K_f = 0,2...2$ м/сут (лессы), и отдельных видов насыпных грунтов.

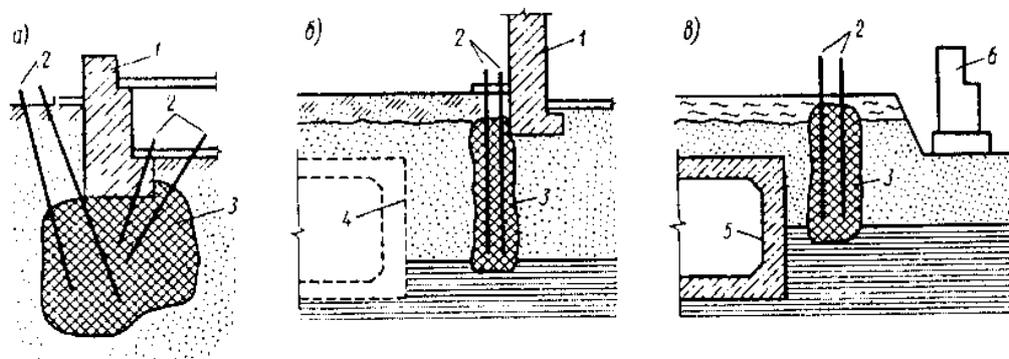


Рис. 5.15 – Схема закрепления методом силикатизации оснований фундаментов (а), защиты фундаментов зданий при строительстве подземных сооружений (б), при возведении зданий (в): 1 – фундамент; 2 – иньекторы; 3 – зоны закрепления; 4 – строящееся подземное сооружение; 5 – существующий тоннель; 6 – строящееся здание

Сущность метода заключается в нагнетании в грунт силиката Na в виде раствора (жидкое стекло), которым заполняется поровое пространство. При соответствующих условиях (при наличии отвердителя), раствор переходит в гелеобразное состояние, затвердевая со временем. Создаются новые связи между частицами, что приводит к увеличению прочности уменьшению сжимаемости грунта.

Силикатизация:

- однорастворная (лессовый грунт)
- двухрастворная (пески)

Смолизация – закрепление грунтов смолами. Сущность метода заключается во введении в грунт высокомолекулярных органических соединений типа карбамидных, фенолформальдегидных и других синтетических смол в смеси с отвердителями – кислотами, кислыми солями.

Через определенное время в результате взаимодействия с отвердителями смола полимеризуется. Достижимая прочность колеблется в пределах 1...5 МПа и зависит в основном от концентрации смолы в растворе.

Организация работ аналогична силикатизации.

Метод относится к числу дорогостоящих.

Глинизацию применяют для уменьшения водопроницаемости песков. Через инъекторы в песок нагнетается водная суспензия бетонитовой глины с содержанием монтмориллонита $\geq 60\%$. Глинистые частицы, выпадая в осадок, заполняют поры песка, в результате чего его водопроницаемость снижается в несколько порядков.

Битумизацию применяют в основном для уменьшения водопроницаемости, закрепления трещиноватых скальных пород, при подземном течении вод.

Через скважины в скальный массив нагнетается расплавленный битум (или специальные его эмульсии). Происходит заполнение трещин и массив становится практически водонепроницаемым.

Термическое закрепление грунтов (обжиг) применяют для упрочнения сухих макропористых пылевато-глинистых грунтов, обладающих газопроницаемостью (лессы).

Сущность: через грунт в течение нескольких суток (5...12 суток) пропускают раскаленный воздух или газы. Под действием высокой температуры ($t \approx 800^\circ\text{C}$) отдельные минералы, входящие в состав скелета, оплавляются. В результате этого образуются прочные водостойкие структурные связи между частицами.

При обжиге грунты теряют большую часть химически связанной воды, что уменьшает просадочность, размокаемость, способность к набуханию. В результате термической обработки получается упрочненный конусообразный массив грунта d поверху 1,5...2,5м понизу 0,2...0,4м глубина 8...10м.

6. ЗЕМЛЯНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

6.1 Классификация. Общие положения по проектированию

Согласно классификации действующих норм Республики Беларусь СП 5.01.01-2023 земляные сооружения подразделяются на:

- насыпи (общая отсыпка, намыв территорий; обратные засыпки; дамбы, искусственные ландшафты; отвалы грунтов; свалки);
- выемки (котлованы, траншеи, канавы и т. д.);
- спланированные откосы и склоны;
- массивы улучшенных грунтов;
- постоянные и временные.

Временные земляные сооружения предназначены для временных промежуточных целей и выполняются в виде выемок (котлованы, траншеи и т.д.), например для устройства фундаментов или коммуникаций, и грунтовых подсыпок и насыпей различного назначения.

Постоянные земляные сооружения эксплуатируются в течение длительного времени (например, спланированные откосы, склоны, отвалы, дамбы, искусственные ландшафты и т.д.).

Земляные сооружения возводят следующими методами:

- разработкой (в том числе котлованов) или отсыпкой (укладкой) грунта (в том числе грунтовых подушек), минеральных отходов различных промышленных производств, смесей грунта с вяжущими материалами;
- устройством систем технической мелиорации, включая дренаж, водопонижение, водоотвод (осушение, водоотлив);
- искусственным улучшением (упрочнением) массива грунта, включая вертикальное, горизонтальное или дисперсное армирование грунтового массива (геомассива).

В состав рабочих чертежей земляных сооружений, с учетом стадии проектирования, входят планы, разрезы земляного сооружения с указанием абсолютных отметок и привязки к осям, в том числе частей сооружения; требования к исходным материалам и их качеству в теле сооружения; мероприятия (при необходимости) по водоотливу или водопонижению, по укреплению стенок котлованов, траншей, склонов, откосов и др., а также по недопущению деформаций существующих сооружений; чертежи креплений и схемы расположения водопонижительных систем; указания о необходимости инженерных изысканий в процессе и по окончании возведения; сведения о комплексе механизмов, машин и их расстановке; данные о потребности в основных материалах; способы и последовательность производства работ; мероприятия по контролю качества в процессе возведения и конечного состояния земляного сооружения; мероприятия по охране окружающей среды.

Для сооружений классов надежности RC2 и RC3 при их объеме более 10 000 м³ или сложных основаниях рекомендуется предусматривать опытные работы, испытания грунтов и инженерные изыскания с привлечением, при необходимости, специализированных и научных организаций.

Расчеты земляных сооружений должны обеспечивать устойчивое состояние грунтового массива при минимальном объеме земляных работ.

Дополнительно учитывают следующие состояния:

- разрушение вследствие суффозии и эрозии (в том числе русловой), приводящее к потере эксплуатационной пригодности;
- разрушение вследствие фильтрационного противодействия из тела сооружения;
- деформации, в том числе перемещения откосов, склонов и тела сооружения, вызывающие повреждения (потерю эксплуатационной пригодности) в соседних сооружениях, на дорогах и в инженерных сетях, расположенных на них;
- выпадение (вывалы) горной породы из сооружений (откосов, склонов и т.д.).

Для всех точек основания земляного сооружения должно выполняться условие прочности:

$$\tau \leq (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg}\varphi_1 + c_1, \quad (6.1)$$

где τ, σ — соответственно касательное и нормальное напряжения, МПа;

u — избыточное давление поровой воды, МПа;

φ_1, c_1 — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения, градус, и сцепления в стабилизированном состоянии, МПа.

Устойчивость грунтовых массивов должна быть обеспечена на время возведения (производства работ) и на весь период эксплуатации сооружения.

При расчете грунтовых массивов водонасыщенными считают грунты, расположенные как ниже уровня подземных вод, так и выше этого уровня на 0,5 м — для песков, на 1,0 м — для глинистых грунтов.

Полную конечную осадку основания земляного сооружения s , м, находят как сумму осадок, возникающих от различных воздействий, по формуле

$$s = s_u + s_{f1} + s_{f2} + s_{f3} + s_{f4} + s_{f5}, \quad (6.2)$$

где s_u — конечная максимальная осадка от дополнительной нагрузки (от сооружений, фундаментов, оборудования и т. д.), воздействующей на основание, м;

s_{f1} — осадка от самоуплотнения, м; при высоте насыпи более 3 м допускается принимать $s_{f1} = 0$;

s_{f2} — осадка за счет уплотнения подстилающих грунтов от воздействия вышележащих слоев, м; допускается не учитывать при давности отсыпки более 1 года — для песков, более 2 лет — для неводонасыщенных пылевато-глинистых грунтов, более 5 лет — для водонасыщенного пылеватого песка и глинистых грунтов;

s_{f3} — осадка основания от его замачивания или снижения уровня подземных вод, м; при высоте насыпи не более 3 м принимают $s_{f3} = 0$;

s_{f4} — осадка основания от его замачивания или снижения уровня подземных вод при условии разложения органического вещества, м;

s_{f5} — осадка за счет геодинамических (природных и техногенных), несилowych, геологических и случайных воздействий на основание, м.

6.1.1 Для нижележащих и подстилающих слоев меньшей прочности производят проверку выполнения условия

$$p_{zp} + p_{zg} \leq R_z, \quad (6.3)$$

где p_{zp}, p_{zg} — вертикальные нормативные давления в грунте на кровлю проверяемого слоя

(на глубине z) соответственно от дополнительной нагрузки фундамента и от собственного веса грунтов, залегающих выше кровли проверяемого слоя, МПа; определяют по ТКП 45-5.01-67;

R_z — наименьшее значение расчетного сопротивления проверяемого грунта на глубине z , МПа; определяют по ТКП 45-5.01-67.

При проектировании земляных сооружений на заторфованных и торфяных грунтах учитывают фактор разложения торфа во времени.

Использование ила и биогенных грунтов в качестве оснований допускается только при их упрочнении и обеспечении соответствующего уровня безопасности объекта.

Для земляных сооружений классов надежности RC2 и RC3 и классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У расчет осадок и их изменения во времени рекомендуется производить по результатам экспериментальных исследований сжимаемости грунтов с учетом напряженно-деформированного состояния сооружений.

6.2 Насыпи

К насыпям относятся искусственные сооружения, которые частично или полностью сложены напластованиями, образованными переукладкой природного грунта или отсыпкой промышленных и бытовых отходов средствами механизации (в том числе гидромеханизации).

Классификация, характеристика и область применения насыпей приведены в таблице «Классификация, характеристика и область применения насыпей»:

Таблица. 6.1. Классификация, характеристика и область применения насыпей

Вид насыпи	Условия и область применения	Способ устройства и материал
I Конструкционные		
<p>I.1 Стабилизированные (планомерно возводимые)</p>	<p>Временные и постоянные земляные сооружения классов надежности RC1–RC3 — площадки из насыпных грунтов¹⁾, предназначенные под застройку, грунтовые подушки, склоны, откосы, перемычки, дамбы. Устраиваются с предварительной подготовкой территории — полной или частичной планировкой, срезкой растительного слоя, для грунтовых подушек — с удалением торфяных, сильно- и неоднородно сжимаемых, водонасыщенных минеральных, просадочных грунтов, илов и др.</p>	<p>Сооружения, устраиваемые методом послойной отсыпки с уплотнением средствами механизации из переотложенных природных крупнообломочных, песчаных, пылевато-глинистых грунтов однородного состава, одинаковой прочности и сжимаемости, устанавливаемых проектным решением. Допускается применение минеральных отходов производства — шлаков, золы, формовочной земли. Самоуплотнение — до 1 года</p>
<p>I.2 Самоуплотняющиеся (неслежавшиеся)</p>	<p>Временные и постоянные земляные сооружения — отвалы, склоны, откосы, перемычки, дамбы. Использование насыпей в качестве оснований сооружений классов надежности RC1–RC3 возможно только после завершения самоуплотнения или с предварительным улучшением свойств грунта</p>	<p>Сооружения, устраиваемые отсыпкой (без уплотнения) из природных крупнообломочных, песчаных, пылевато-глинистых грунтов. Допускается использование минеральных отходов производства — шлаков, формовочной земли, золы. Самоуплотнение — от 0,5 до 2 лет для песков, от 2 до 5 лет — для пылевато-глинистых грунтов (см. СТБ 943)</p>

Вид насыпи	Условия и область применения	Характеристика насыпи
I.3 Самоупрочняющиеся (намывные)	Временные и постоянные земляные сооружения классов надежности RC1–RC3 — территории, предназначенные под застройку в соответствии с СП 5.01.02, склоны, откосы, перемычки, дамбы. Устраиваются с предварительной подготовкой территории — полной или частичной планировкой, срезкой растительного слоя, удалением биогенных грунтов (при необходимости)	Сооружения, возведенные из переотложенных средствами гидромеханизации (намывом) природных грунтов. Имеют зональное строение с пониженными характеристиками в верхней и нижней зонах. На дренируемых подстилаемых основаниях самоуплотняются в течение 1 года, самоупрочняются в течение 3–5 лет после завершения процесса дегидратации. Обладают сцеплением и высокими физико-механическими характеристиками, теряемыми при механической переукладке грунта
II Утилизированные		
II.1 Отвалы грунта и отходов производства ²⁾	Запасы складированного грунта для возведения насыпей типа I.1 или последующего использования насыпей типов I.2 и I.3; насыпи для ландшафтной планировки и мест организованного хранения отходов. Возможны запланированные изменения массы насыпи во времени	Не слежавшиеся насыпи из грунтов различных видов, содержащих органические вещества не более 0,5 % по массе, практически однородные по составу, но неоднородные по прочности и сжимаемости по глубине и простирацию. Самоуплотнение — от 5 до 10 лет для песка, от 10 до 15 лет — для глинистых грунтов
II.2 Свалки грунтов, промышленных и бытовых отходов ³⁾	Свалки, места неорганизованного накопления различных материалов с непостоянной и закономерно изменяющейся во времени массой отсыпки. Могут использоваться для временных сооружений класса надежности RC1 при обеспечении плотности согласно проектной документации	Не слежавшиеся насыпи из разнородных грунтов и материалов (строительных и бытовых), с повышенным содержанием органических включений, значительной неоднородностью по составу, слоению, влажности, прочности и сжимаемости, с возможным наличием пустот, крупных включений и сильносжимаемых прослоек. Самоуплотнение — от 5 до 15 лет, для бытовых отходов — от 15 до 30 лет
¹⁾ Насыпные грунты состоят из минералов природного происхождения, структура которых изменена в результате разработки и повторной укладки. ²⁾ Отходы производства — искусственные минералы, полученные в результате термической или химической обработки природных материалов (шлаки, золы, золошлаки, шламы). ³⁾ Бытовые отходы — бытовой и строительный мусор с примесью грунтов различного состава.		

Материал земляного сооружения устанавливается исходя из назначения сооружения и предъявляемых к нему эксплуатационных требований, с учетом физико-механических

свойств применяемых грунтов, особенностей природных условий в пределах участка размещения сооружения и местоположения запасов грунта.

Для насыпей, используемых в качестве оснований фундаментов сооружений классов надежности RC2 и RC3, применяют грунты, свойства которых под воздействием природных факторов не изменяются или изменяются незначительно: скальные из слабо выветрелых и легко выветривающихся не размягчаемых горных пород; крупнообломочные; песчаные, за исключением мелких не дренирующих и пылеватых песков; супеси.

Земляные сооружения рекомендуется проектировать из местного материала, а если он не удовлетворяет требуемым характеристикам, то предусматривают улучшение его свойств посредством:

- корректировки влажности;
- смешивания с цементом, известью или другими материалами;
- дробления, сортировки (просеивания) или промывки;
- улучшением (укатка, трамбовка, армирование, упрочнение физико-химическими способами).

Непланово отсыпаемые насыпи (без уплотнения грунтов) проектируют с запасом по высоте на усадку не менее 6%.

Расчет насыпей производят в два этапа по несущей способности и эксплуатационной пригодности с учетом положений п.3.7.1 данного раздела.

На первом этапе проектирования устанавливают характеристики насыпи (материал, его свойства, размеры насыпи), технологического оборудования (массу катка или трамбовки, высоту сбрасывания) и процесса, обеспечивающего эти характеристики (количество проходов или ударов, коэффициент уплотнения и др.).

На втором этапе проектирования обеспечивается совместная работа сооружения и неоднородного основания.

6.3 Выемки (котлованы), откосы, склоны без крепления стенок

Устройство выемок (в том числе котлованов) глубиной не более 1 м допускается производить без разработки проектного решения и выполнения защитных мероприятий.

Выемки устраивают с откосами или вертикальными стенками. Вертикальные стенки без креплений допускается проектировать только в маловлажных прочных грунтах для временных сооружений, при отсутствии защиты на срок не более 3 сут при глубине не более 1,75 м в любых грунтах, а также при отсутствии воздействий (климатических, транспортных и др.).

Предусматривают углы откосов α не более:

- 45° — для несвязных грунтов;
- 60° — для связных грунтов.

Часть стенки выемки (котлована), находящуюся выше 1,75 м от дна выемки, допускается выполнять с откосом или защищать бордюрными брусками и креплением.

Крепление стенок котлованов осуществляют при слабых грунтах, транспортных или вибрационных нагрузках, инфильтрации подземных вод.

Для защиты стенок и днища котлована от разрушений в проектной документации предусматривают спуски и недобор грунта до проектной отметки, удаляемый непосредственно перед возведением фундаментов. Толщина недобора должна составлять не менее 100 мм при разработке его вручную и не менее 100–300 мм — при разработке экскаватором.

Для склонов и откосов рекомендуется сохранять их природное очертание.

Склоны и откосы при необходимости расположения на них оборудования, сооружений и др. выполняют ступенчатого профиля на границе слоев грунта или просачивания подземных вод с минимальной шириной горизонтальных площадок, м:

- 2 — для строительных котлованов;
- 3 — для откосов, склонов и насыпей;
- 8 — в карьерах.

Расчеты откосов и склонов производят методом вертикальных элементов, с разделением грунтового массива на вертикальные отсеки, в пределах которых поверхность сдвига считается плоской, а характеристики грунтов — постоянными.

Прочность грунтового массива τ оценивают для каждого отсека отдельно из условия прочности по формуле (3.7.1). Устойчивость при сдвиге определяют для всего сооружения в целом по коэффициенту надежности, принимаемому по нормам для соответствующего вида сооружения, но не менее $\gamma_n \leq 1,15$.

При невозможности обеспечения устойчивости откосов земляных сооружений предусматривают мероприятия по их сдерживанию (укреплению) от сдвига с помощью подпорных стен, контрфорсов, анкеров, а также предусматривают водопонижение, регулирование поверхностного стока, пригрузку откосов и их оснований, армирование грунта, поверхностное и глубинное укрепление грунта, лесомелиорацию и др.

6.3.1 Котлованы (выемки).

Проектная документация на устройство котлованов должна содержать: данные по горизонтальной и вертикальной привязке котлована (выемки) к местности; его план и разрезы с указанием основных осей, размеров поверху и понизу, абсолютных отметок дна и всех заглублений, привязки заглублений к основным осям, размеров откосов или конструкций крепления его стенок; мероприятия, направленные против затопления поверхностными и подтопления подземными водами, против нарушения природного сложения грунтов основания при производстве работ и 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, особенностями инженерной подготовки территории.

При разработке проектной документации на устройство котлована предусматривают:

— предотвращение поступления подземных вод в котлованы, траншеи и подземные выработки, разрабатываемые в обводненных грунтах;

— предупреждение прорывов подземных вод или выпора водоупорных слоев грунта в днище котлованов при наличии в их основании водовмещающих горизонтов с напорным режимом фильтрации;

— предотвращение неблагоприятного изменения физико-механических свойств грунтов и развития опасных процессов в грунтовой толще (карста, вымыва заполнителя, подтопления, оползней и т. д.) в связи с изменением природных гидрогеологических условий;

— организацию отвода поверхностных и каптированных вод к местам сброса;

— предотвращение недопустимых осадок близлежащего грунтового массива в результате снижения уровня подземных вод, а также осадок оснований зданий и сооружений в зоне влияния водопонизительных работ, которые могут повлечь деформации конструкций;

— обеспечение стабильности экологических условий окружающей среды в связи с нарушением водного баланса на участке строительства;

— при необходимости обеспечение мониторинга окружающего грунтового массива и близлежащих зданий и сооружений в период выполнения водопонизительных работ;

— обеспечение техники безопасности выполняемых работ.

Размеры дна котлована в плане определяются размерами 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 др.), и минимальной шириной зазора (позволяющей возводить подземные части сооружения) между дополнительной конструкцией и стенкой котлована.

Размеры котлована поверху назначают исходя 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. д.).

В проектной документации на устройство котлована указывают толщину защитного слоя его основания, который снимают непосредственно перед возведением фундамента.

Для отвода атмосферных осадков поверхность защитного слоя выполняют с уклоном в сторону стенок, а по периметру котлована устраивают водоотводные канавки с уклоном в сторону приямков (зумпфов), из которых, в случае необходимости, следует откачивать воду. Устройство канавок и зумпфов и откачку воды из них производят с соблюдением требований открытого водопонижения.

Для доставки материалов, деталей и транспортирования механизмов в котлован в проектной документации предусматривают спуски, а также мероприятия по обеспечению устойчивости стенок котлована различными видами креплений или приданием им соответствующих уклонов.

Способ крепления назначают в зависимости от глубины котлована, свойств и напластования грунтов, уровня и дебита подземных вод, условий производства работ, расстояния до существующих строений.

Стенки котлована, ширина которого равна глубине и на бровках которого отсутствует нагрузка, допускается оставлять вертикальными при глубине котлована, м, не более:

- 1,0 — в маловлажных насыпных, песчаных и гравелистых грунтах;
 1,5 — в супесях твердой и пластичной консистенции;
 1,75 — в суглинках и глинах твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции;
 2,0 — в особо плотных грунтах.

Возведение фундаментов и подземных элементов сооружения, а также засыпку пазух котлованов производят непосредственно после отрывки грунта.

Для котлованов глубиной более 2 м в грунтах естественной влажности стенки допускается выполнять без крепления, с уклоном и крутизной откосов согласно таблице 3.7.2. Крутизну откосов котлованов глубиной более 5 м определяют расчетом.

В неустойчивых грунтах при отсутствии подземных вод и невозможности устройства откосов стенки крепят досками или инвентарными щитами, удерживаемыми распорками.

В глубоких выработках, в сложных инженерно-геологических (гидрологических) условиях, на стесненных площадках (около существующих домов и сооружений, автомобильных и железных дорог) крепление котлованов следует осуществлять шпунтовыми стенками или грунтами, закрепленными силикатизацией, цементацией, замораживанием и др. по ТНПА.

При проектировании (расчете) ограждений котлованов руководствуются ТКП 45-5.01-237.

Таблица 6.2 — Максимально допустимая крутизна откосов котлованов и траншей в грунтах естественной влажности

Вид грунта	Глубина выемки h , м, до					
	1,5		3,0		5,0	
	α	$\frac{h}{l}$	α	$\frac{h}{l}$	α	$\frac{h}{l}$
Насыпной	56°	$\frac{1}{0,67}$	45°	$\frac{1}{1}$	38°	$\frac{1}{1,25}$
Песчаный и гравийный влажный (насыщенный)	63°	$\frac{1}{0,50}$	45°	$\frac{1}{1}$	45°	$\frac{1}{1}$
Супесь	76°	$\frac{1}{0,25}$	56°	$\frac{1}{0,67}$	50°	$\frac{1}{0,85}$
Суглинок	90°	$\frac{1}{0}$	63°	$\frac{1}{0,50}$	53°	$\frac{1}{0,75}$
Глина	90°	$\frac{1}{0}$	76°	$\frac{1}{0,25}$	63°	$\frac{1}{0,50}$
Моренные:						
пески и супеси	76°	$\frac{1}{0,25}$	60°	$\frac{1}{0,57}$	53°	$\frac{1}{0,75}$
суглинки	78°	$\frac{1}{0,20}$	63°	$\frac{1}{0,50}$	57°	$\frac{1}{0,65}$

Защиту котлованов от подземных вод осуществляют с помощью водопонижения, устройства противофильтрационных завес и комбинацией этих способов с учетом строительных правил ТКП 45-5.01-255.

Способ защиты выбирают в зависимости от вида подземных вод, особенностей (структуры, текстуры) напластования и свойств грунтов, глубины, размеров и формы котлована в плане, особенностей и размеров строительной площадки.

Водопонижение осуществляют с помощью открытого водоотлива или глубинного водопонижения и производят в период устройства фундаментов в котловане и других подземных частях здания, расположенных ниже уровня подземных вод, до момента превышения нагрузками от конструкции возникающего гидростатического давления и обеспечения устойчивости подземных сооружений против всплывания. Водопонижение осуществляют непрерывно или с перерывами при полном исключении подтопления котлована, в том числе временного. При этом уровень воды должен находиться на 0,5 м ниже отметки дна котлована.

Открытый водоотлив осуществляют непосредственно из котлована специальными насосами и применяют в котлованах незначительной глубины при подземных водах (типа верховодки или отдельных линз), при отсутствии постоянного наполнения. При этом в котловане проектируют приемки (зумпфы) и водоотводящие канавки глубиной от 0,3 до 0,5 м, расположенные по периметру котлована с уклоном i от 0,01 до 0,02 в сторону приемков. Зумпфы устраивают не ближе 1,0 м от граней фундамента. По мере разработки котлована зумпфы постепенно заглубляют совместно с канавками. Зумпфы устраивают на глубину не менее 0,7–1,0 м, с уровнем воды на 0,3–0,5 м ниже дна вырытого котлована. Для сохранения устойчивости котлована его стенки пригружают, канавки выкладывают щебнем или гравием.

Глубинное водопонижение в промышленном и гражданском строительстве рекомендуется производить легкими иглофильтровыми установками (ЛИУ) с полезным водопонижением до 4–5 м.

Водопонижение на глубину более 4 м осуществляют ярусными иглофильтровыми установками. Первый ярус устанавливают на отметках одноярусного понижения. На данной отметке устанавливают второй ярус иглофильтровых установок. В глубоких котлованах водопонижение осуществляют в несколько ярусов.

6.4 Защита котлованов от подтопления

Защита котлованов от подтопления осуществляется с помощью водопонижения или устройства противодиффузионных диафрагм и ванн. Способ защиты выбирают в зависимости от гидрогеологических условий строительной площадки, размеров котлована и его формы. Выбранный способ должен исключать нарушение природных свойств грунтов в основании возводимых сооружений, обеспечивать устойчивость откосов котлованов и сохранность соседних сооружений.

Водопонижение

Водопонижение выполняется с помощью открытого или глубинного водоотлива.

Открытый водоотлив является наиболее простым способом, при которой воду откачивают насосами непосредственно из котлована. Для этого на дне котлована устраивают систему водосбросных канав глубиной 30-60см, по которым воду отводят в приемки (зумпфы) глубиной 50-70см. Из зумпфов вода периодически откачивается

насосами. Мощность насосов принимается в зависимости от расчетного фильтрационного притока. Наиболее точно фильтрационный приток можно определить пробной откачкой при гидрогеологических изысканиях.

Открытый водоотлив применяется преимущественно в крупнозернистых, обломочных и гравийно-галечных грунтах. В случае его применения в мелкозернистых грунтах может произойти оплывание откосов котлована и разрыхление грунта основания. Для исключения неблагоприятных последствий открытой откачки воды в таких грунтах откосы котлованов придется пригружать песчано-гравийной смесью, а канавки выкладывать щебнем или гравием, что приведет к усложнению и удорожанию работ. Поэтому для мелкозернистых грунтов применяется преимущественно глубинный водоотлив исключаяющей просачивание подземных вод через откосы и дно котлована.

Глубинный водоотлив заключается в искусственном понижении УГВ в районе котлована. В большинстве случаев водопонижение осуществляется с помощью *иглофильтров*. При невозможности погружения иглофильтров или больших притоках воды водопонижение осуществляется с помощью трубчатых колодцев оснащенных глубинными насосами.

Иглофильтр представляет собой стальную трубу диаметром 38 - 50мм собранную из отдельных звеньев. Нижнее звено на конце оборудовано фильтрующим устройством через которое производится всасывание и откачка воды. Функция фильтрующего устройства — не пропускать даже мельчайшие частицы грунта, в результате чего его структура остается ненарушенной. Поскольку фильтрующее устройство находится ниже дна котлована, гидродинамическое давление потока воды направлено вниз и способствует уплотнению грунтов.

Иглофильтры располагают по периметру будущего котлована на 3-7м ниже его дна. УГВ вокруг иглофильтров понижается, образуя депрессионную воронку. При шаге иглофильтров 0,75 - 1,5м депрессионные воронки соединяются и УГВ становится ниже дна котлована и строительные работы можно вести насухо.

Погружение иглофильтров производится под действием собственного веса с помощью подмыва. В верхней части иглофильтры посредством гибких труб соединяются с коллекторами Ø100-200мм. Коллекторы соединяются с насосными установками.

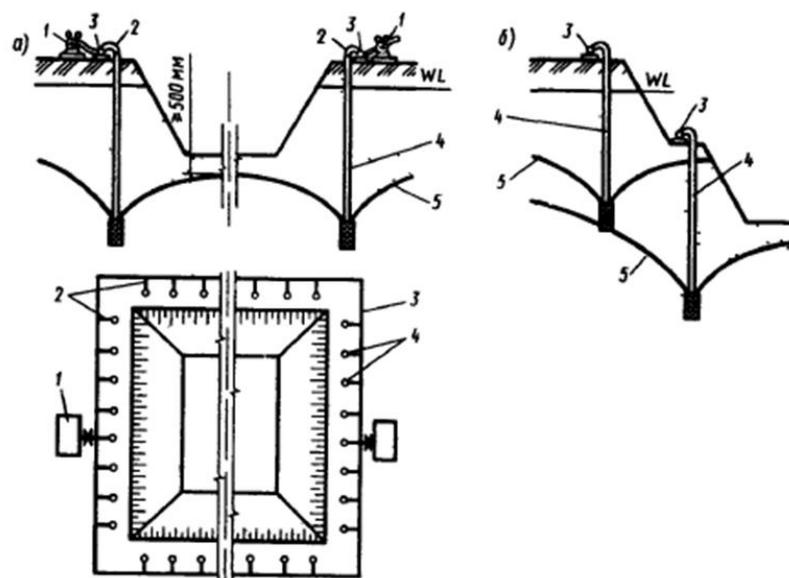


Рис. 6.4.1 – Схема глубинного водопонижения: а – одноярусное расположение иглофильтров; б – то же, многоярусное; 1 – насосная станция; 2 – гибкие шланги; 3 – коллектор; 4 – иглофильтры; 5 – депрессионная воронка

Тип применяемых иглофильтровых установок зависит от глубины водопонижения и вида грунта.

1. Легкие иглофильтровые установки (ЛИУ) применяют для понижения УГВ на 4 - 5 м в песчаных грунтах. При необходимости водопонижения на большую глубину фильтры располагают в несколько ярусов. Преимущества ЛИУ: мобильность, простота и надежность в эксплуатации.

2. Эжекторные иглофильтровые установки — водоструйные насосы, создающие большое разрежение около фильтрующего элемента, что способствует увеличению всасывания. Применяются в пылеватых песках и супесях с коэффициентами фильтрации $K_f > 0,1$ м/сут. Максимальная высота всасывания при однорядном расположении до 25 м.

3. Вакуумирование применяется в грунтах при $K_f < 0,1 - 0,01$ м/сут (пылеватые и илистые пески, супеси, легкие суглинки, илы, лессы). Суть метода состоит в том, что в скважинах на поверхности фильтра создается и непрерывно поддерживается вакуум. Устья таких скважин герметизируются. Максимальное понижение УГВ до 20 м.

4. Электроосушение (электроосматическое водопонижение) основано на свойстве передвижения воды в глинистых грунтах под действием постоянного тока. По периметру котлована вдоль его бровки забиваются стальные стержни из арматуры или труб. На расстоянии 1,5-2 м от бровки погружаются иглофильтры, расположенные в шахматном порядке относительно стержней. Стержни подключают к положительному полюсу источника постоянного тока с напряжением 30-60 В, а иглофильтры (через коллектор) — к отрицательному. Под действием тока, перемещаясь от анода к катоду, грунтовая вода поступает в иглофильтр и откачивается всасывающим насосом. Недостатки: большой расход электроэнергии.

Противофильтрационные диафрагмы и ванны

Противофильтрационные диафрагмы устраиваются вокруг котлованов для уменьшения или предотвращения фильтрации воды из окружающего массива в строительный котлован либо фильтрации воды под гидротехническими сооружениями. Условием эффективности диафрагмы является наличие на доступной глубине водоупорного слоя, в который входит ее нижний конец. При отсутствии такого слоя и возможности устройства изоляции днища образуется противофильтрационная ванна.

Технологии создания противофильтрационных диафрагм и ванн

1. Инъекционные диафрагмы. Создаются путем пробуривания группы последовательно расположенных скважин, через которые в породу нагнетается под давлением стабилизирующий материал (глинистый, цементный, битумный, глиноцементный, с добавлением химических реагентов).

Эффективные противофильтрационные конструкции создаются с помощью струйной цементации грунтов. Эта технология позволяет создавать как вертикальные диафрагмы, так и противофильтрационные ванны.

В скальных трещиноватых возможно устройство завес нагнетанием в породу нагретого до жидкого состояния битума, цементного раствора или синтетических смол.

2. Шпунтовые диафрагмы выполняются забивкой до водоупора металлических, железобетонных, деревянных или пластиковых шпунтин, либо устройством «стены в грунте». Для обеспечения водонепроницаемости шпунтины имеют пазы или замки. «Стена в грунте» выполняется в глубокой узкой траншее или в виде буро-секущихся свай.

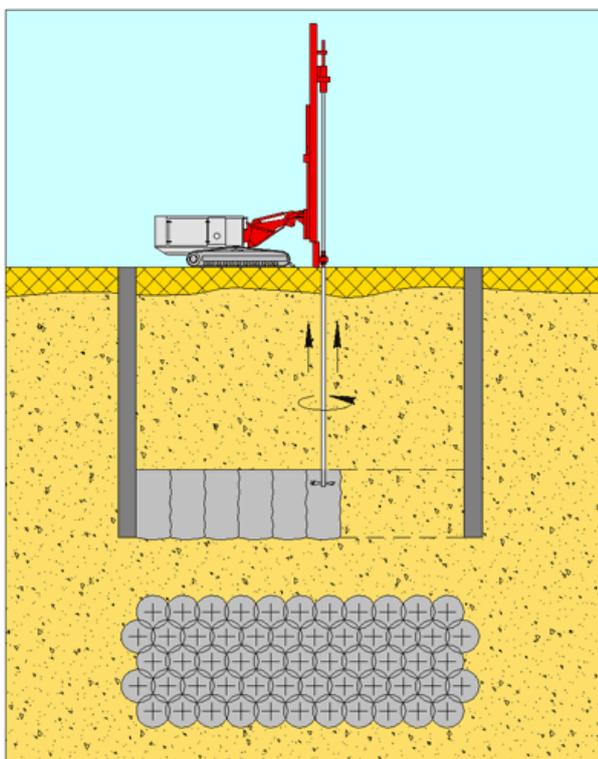


Рис. 6.4.2 – Схема устройства горизонтальной противофильтрационной завесы в днище котлована

3. Замораживание. Основано на свойстве водо-насыщенных грунтов переходить в твердое состояние при замораживании. Замораживание может быть естественным и искусственным.

При естественном замораживании котлован разрабатывают до уровня грунтовых вод. После промерзания слоя толщиной 20-30см снимают верхнюю его часть толщиной 10-15см. По мере промерзания грунта эту операцию многократно повторяют до достижения отметки дна котлована. Одновременно промерзают и откосы котлована образуя сплошную водонепроницаемую ванну. Такой метод возможен только в местах с продолжительными зимами и значительными отрицательными температурами.

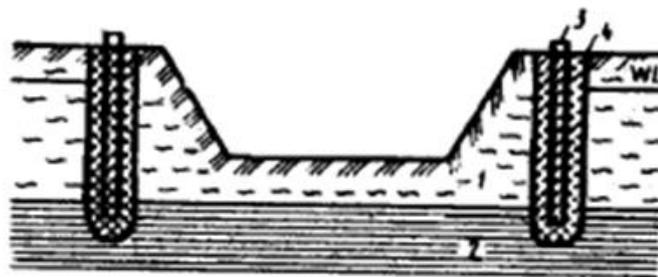


Рис. 6.4.3 – Схема защиты котлована от затопления подземными водами при помощи замораживания: 1 – водоносный слой грунта; 2 – водоупорный слой грунта; 3 – замораживающая колонка; 4 – цилиндр мерзлого грунта

Искусственное замораживание заключается в создании по периметру котлована стенки из мерзлого грунта заглубленной в водоупор. Грунт замораживают с помощью труб, погруженных с шагом 0,9-1,5м. По трубам циркулирует охлаждающая жидкость (аммиак или жидкий азот), понижающая температуру окружающего грунта до -15°C - -20°C . Смыкаясь цилиндры мерзлого грунта образуют сплошную водонепроницаемую стенку.

Перемычки

Перемычками называются временные напорные сооружения, предназначенные для ограждения котлованов от затопления их водой при строительстве в руслах и поймах рек. Функционально перемычки являются плотинами и к ним предъявляются соответствующие требования по устойчивости, прочности и водонепроницаемости. Тип перемычки выбирается на основании технико-экономического расчета. Предпочтение отдается вариантам с максимальным использованием местных строительных материалов.

Виды перемычек:

1. **Грунтовые перемычки** (земляные, каменно-земляные) являются наиболее распространенными. Достоинства: невысокая стоимость, полная механизация работ, легко разбираются. Недостатки: большая ширина и повышенная размываемость (требуется крепление откосов).

2. **Ряжевые перемычки.** Ряж — деревянная конструкция из бревен или брусьев в виде клеток заполненных грунтом. Преимущества: хорошо противостоят воздействию больших скоростей воды и льда, допускают перелив через гребень. Применяются ряжи широкие и узкие. Широкие имеют ширину не менее 1,1 их высоты и обладают самостоятельной устойчивостью. Узкие ряжи имеют ширину 0,66-1,1 их высоты и для обеспечения их устойчивости на сдвиг имеют присыпки песчаным или гравелистым

грунтом с одной или двух сторон. Ячейки ряжей заполняются песком, песчано-гравийной смесью или камнем.

Для обеспечения водонепроницаемости на напорной стороне ряжа устраивается обшивка из деревянного или металлического шпунта и выполняются диафрагмы разного типа.

3. **Шпунтовые перемычки.** Выполняются из одного или двух рядов металлического или деревянного шпунта.

4. **Ячеистые перемычки.** Представляют собой замкнутую систему ячеек, набираемых из плоских металлических шпунтов с заполнение этих ячеек сыпучим грунтом. Они отличаются большой жесткостью и достаточной устойчивостью, даже без забивки шпунта в грунт. Достоинства: надежность, легкость сборки и разборки, высокий возврат материала для повторного использования (до 80%).

5. **Бетонные перемычки.** Выполняются для особо ответственных сооружений. Выполняются в виде бетонных гравитационных, арочных или арочно-гравитационных плотин.

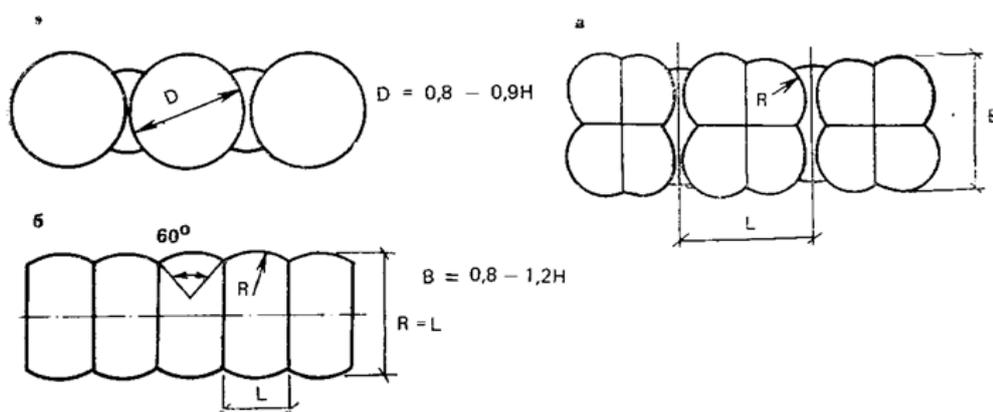


Рис. 6.4.5 – Ячеистые перемычки: а – цилиндрическая; б – сегментные; в – цилиндрические со взаимно пересекающимися диафрагмами

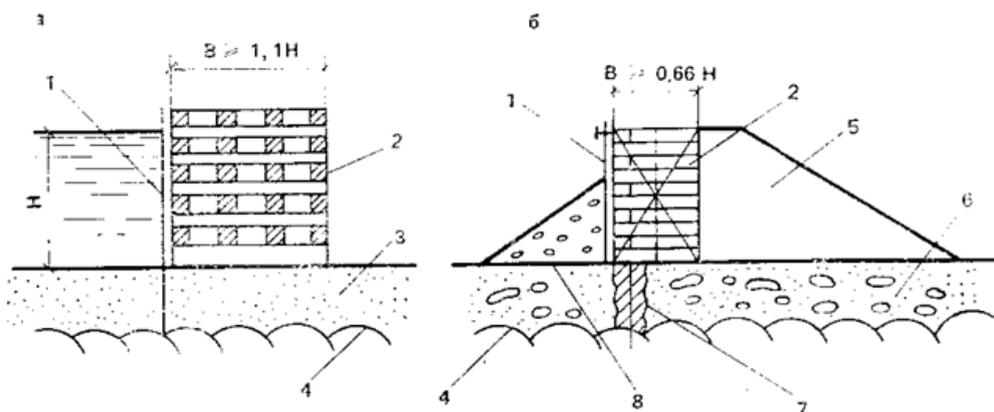


Рис. 6.4.6 – Ряжевые перемычки: а – с широким ряжем; б – с узким ряжем; 1 – шпунт; 2 – ряж; 3 – фильтрующие грунты основания, допускающие забивку шпунта; 4 – водоупор; 5 – присыпка грунтом с нижнего бьефа; 6 – фильтрующее основание, не допускающие забивки шпунта (наличие валунов); 7 – противofильтрационная завеса; 8 – присыпка трудно размываемым грунтом с верхнего бьефа (камень, горная масса)

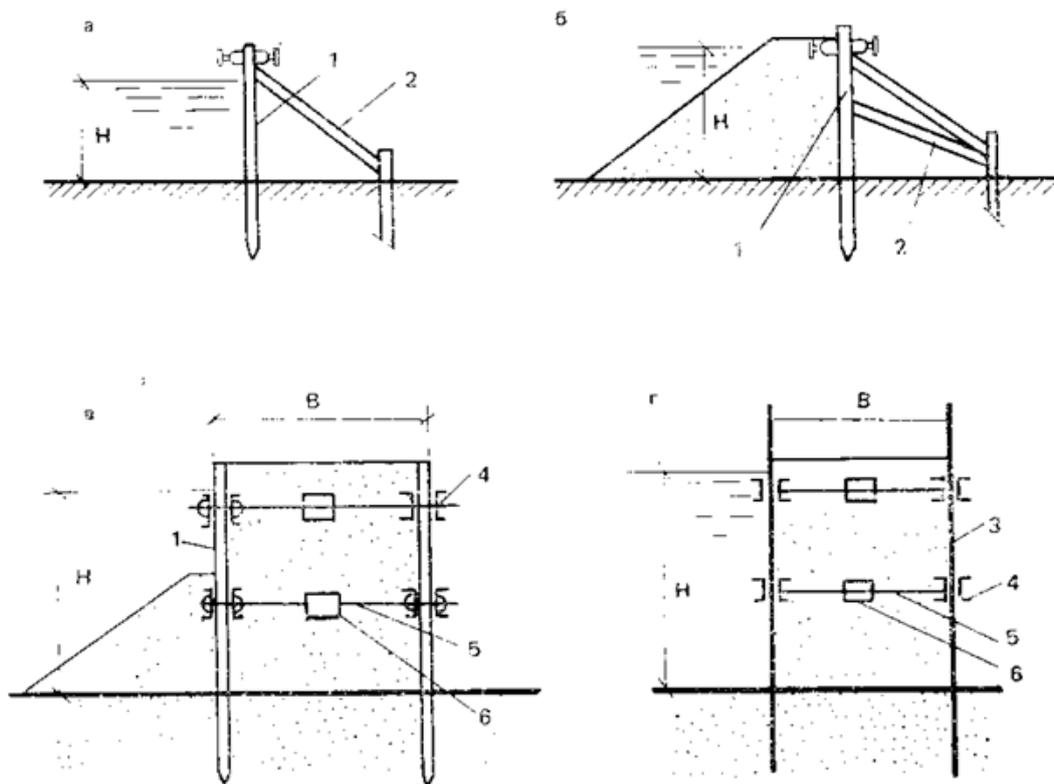


Рис. 6.4.7 – Шпунтовые перемычки: а – однорядная без присыпки; б – однорядная с присыпкой; в – двухрядная (деревянная) с присыпкой; г – двухрядная (металлическая) без присыпки; 1 – шпунт деревянный; 2 – подкосы; 3 – шпунт металлический; 4 – продольные крепления; 5 – поперечные стяжки; 6 – стяжные муфты

7. ФУНДАМЕНТЫ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

К особым условиям относят:

- 1) территорий со сложными грунтовыми условиями;
- 2) искусственные основания;
- 3) подрабатываемые территории;
- 4) основания машин с динамическими нагрузками;
- 5) территории подверженные сейсмическим воздействиям.

Сложные основания характеризуются наличием слабых, элювиальных, искусственных, просадочных, засоленных, набухающих, пучинистых при промерзании грунтов.

К слабым грунтам относят

1. **Сильно сжимаемые грунты.** При механических воздействиях легко разрушаются структурные связи, резко уменьшаются показатели прочности, существенно увеличивается деформируемость и ее неравномерность. К ним относятся:

- слабые водонасыщенные глинистые грунты (озерно-ледниковые глины, суглинки и супеси, ленточные глины);
- биогенные (торф, ил, сапрпель, заторфованные грунты с $I_{om} > 0,1$);
- рыхлые пески;
- намывные грунты.

2. **Мерзлые и вечномерзлые грунты** при отрицательных температурах обладают, как правило, большой прочностью и малой сжимаемостью. При оттаивании разрушается их

морозная (криогенная) структура даже без приложения внешнего давления, возникают быстропотекающие осадки оттаивания — просадки, резко уменьшаются показатели прочности.

3. **Лессы и лессовидные грунты** устойчивы в условиях малой влажности и в условиях природно-сложившегося стока поверхностных вод. При увеличении замачивании структурные связи между частицами разрушаются, что приводит к просадкам лессовых грунтов и снижению их прочности.

4. **Набухающие грунты**. Плотные глинистые маловлажные грунты, особенно содержащие большое количество частиц минерала монтмориллонита, набухают при увлажнении, а при последующем понижении влажности испытывают обратный процесс — усадку.

5. **Засоленные грунты** (гипс, ангидрид) растворяются и разрушаются проточной водой. В них образуются пустоты - карсты, а на земной поверхности - провалы, карстовые просадки, которые с течением времени преобразуются в карстовые воронки, проседания или оседания.

6. Грунты на местности, в недрах которой проводятся горные подземные выработки. Верхние пласты таких грунтов постепенно оседают, а на поверхности земли образуется чашеобразная впадина - мульда оседания.

7.1 Фундаменты на слабых сильно сжимаемых грунтах

На территории Беларуси слабые грунты имеют широкое распространение.

При расчете оснований, полностью или частично сложенных сильно сжимаемыми грунтами учитывается:

- 1) медленное развитие осадок таких грунтов во времени,
- 2) изменчивость и анизотропия характеристик грунта и их изменения в процессе консолидации основания,
- 3) значительная тиксотропия,
- 4) сильная агрессивность к материалам подземных конструкций.

Биогенные грунты, в виде болотных отложений, широко распространены в Полесье по бассейну р. Припять (низинные болота) и в Поозерье (верховые и переходные болота). Болотные отложения состоят в основном из торфа и заторфованных грунтов с включениями солей железа, фосфора и кальция. В болотных, речных и озерных отложениях встречается мел, мергель, известковые туфы, сапропели, илы, плавунные породы и др. слабые грунты.

Особенностями заторфованных грунтов являются:

- водонасыщенность;
- большая сжимаемость;
- медленное протекание осадок во времени;
- анизотропия;
- изменчивость характеристик под нагрузкой;
- агрессивность к бетону.

Основным показателем заторфованных грунтов является степень заторфованности — I_{om} . Не допускается опирание фундаментов непосредственно на поверхность средне- и сильнозаторфованных грунтов с $I_{om} > 0,2$, торфов, сапропелей и илов.

Если непосредственно под подошвой фундамента или на расстоянии $2b$ от него залегает слой слабого или мало прочного грунта с модулем деформации E мене $5,0$ МПа, толщиной более ширины фундамента b , осадку основания следует определять с учетом **полного** давления под подошвой фундамента.

Среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , МПа. При определении R принимается пониженное значение коэффициента условий работы грунтового основания γ_{c1} :

- для мелких песков при $0,03 < I_{om} \leq 0,25$ – $\gamma_{c1} = 0,85$;
при $0,25 < I_{om} \leq 0,40$ – $\gamma_{c1} = 0,80$;
- для пылеватых песков при $0,03 < I_{om} \leq 0,25$ – $\gamma_{c1} = 0,75$;
при $0,25 < I_{om} \leq 0,40$ – $\gamma_{c1} = 0,70$;
- для глинистых при $0,05 < I_{om} \leq 0,25$ при $I_L \leq 0,5$ – $\gamma_{c1} = 1,05$;
при $I_L > 0,5$ – $\gamma_{c1} = 1,00$;
- для глинистых при $0,25 < I_{om} \leq 0,40$ при $I_L \leq 0,5$ – $\gamma_{c1} = 0,90$;
при $I_L > 0,5$ – $\gamma_{c1} = 0,80$.

При расчете осадок глубина сжимаемой толщи определяется при критерии $s_n = 0,1 s_6$.

Мероприятия по улучшению оснований фундаментов в условиях слабых сильно сжимаемых грунтов

Если значение расчетных осадок больше допускаемых или недостаточна несущая способность основания необходимо предусматривать следующие мероприятия:

1. Предпостроечное уплотнение грунтов.
2. Прорезка слабой толщи глубокими фундаментами, в том числе свайными.
3. Полная или частичная замена слабых грунтов песчаными и песчано-гравийными подушками (рисунок 32).
4. Закрепление буро смесительным способом (струйная технология).
5. Глубинное уплотнение песчаными сваями.

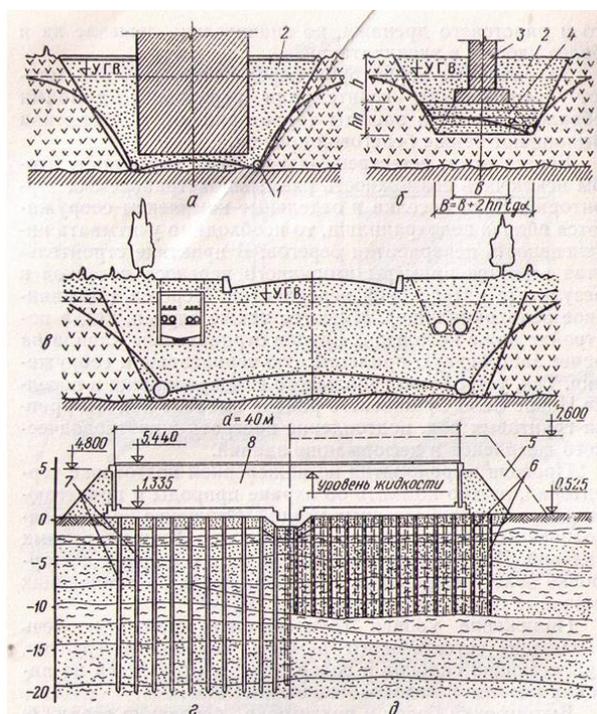


Рис. 7.1 – Схемы выторфовки и оснований сооружений: а – полная выторфовка; б – частичная выторфовка; в – полосовая выторфовка; г – свайные основания; д – основание из дрен с пригрузом; 1 – дренаж; 2 – засыпка песком; 3 – фундамент; 4 – песчаная подушка; 5 – грунтовый пригруз (временный); б – песчаные дрены; 7 – сваи; 8 – отстойник

Конструктивные мероприятия, уменьшающие чувствительность сооружений к деформациям оснований:

- увеличение жесткости здания разрезкой его на отдельные блоки осадочными швами;
- применение нежестких, связевых конструктивных схем зданий;
- устройство монолитных (сборно-монолитных) жестких фундаментов;
- устройство жестких горизонтальных диафрагм в уровне перекрытий, а также непрерывных железобетонных поясов по всему контуру здания в уровне плит перекрытий первого и последующих этажей, анкеровка фундаментов и др.;
- увеличение глубины заделки (анкеровки) опорных частей (арматуры) несущих конструкций;
- армирование кирпичных стен и столбов, пилястр и т. п.;
- "гибкое" подсоединение внутренних инженерных сетей к наружным коммуникациям;
- устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружения и рихтовки технологического оборудования.

7.2 Фундаменты на засоленных грунтах

Основания, сложенные засоленными грунтами, должны рассчитываться с учетом осадки от внешней нагрузки, суффозионной осадки, просадки, набухания и усадки грунтов.

Суффозионные осадки и крены отдельных фундаментов и сооружения в целом необходимо рассчитывать с определением состояния выщелачиваемой зоны на расчетный момент времени, учетом схемы фильтрационного потока в основании, наличия по площади и глубине легко- и среднерастворимых (гипс, ангидрит) солей.

7.3 Фундаменты на набухающих грунтах

Основания, сложенные набухающими грунтами, должны проектироваться с учетом возможности их набухания при повышении влажности и усадки при ее уменьшении. Способность грунтов к набуханию устанавливается опытным путем по результатам лабораторных или полевых испытаний.

При проектировании учитывается:

- возможность набухания грунтов за счет подъема уровня подземных вод или увлажнения их производственными или поверхностными водами;
- набухание за счет накопления влаги под сооружением в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и асфальтировании территории;
- набухание и усадку грунта в верхней зоне аэрации за счет сезонных климатических факторов;
- усадку за счет высыхания грунтов от воздействия тепловых источников.

Деформации основания в результате набухания или усадки должны определяться путем суммирования деформаций отдельных слоев, при этом величины деформаций основания от внешней нагрузки и от возможной усадки при уменьшении влажности набухающего грунта должны суммироваться.

Мероприятия по улучшению оснований фундаментов на набухающих грунтах

1. Водозащитные мероприятия:
 - планировка территории с отводом атмосферных вод в ливневую канализацию;
 - отмостки, со специальными кюветами, должны перекрывать обратные засыпки не менее чем на 0,4м;
 - пластовый дренаж с отводом воды в ливневую канализацию.
2. Предварительное замачивание выполняется в случае, если на весь период эксплуатации грунты будут работать в увлажненном состоянии.
3. Компенсирующие песчаные подушки. Песок при набухании поднимается, а фундамент остается на месте.

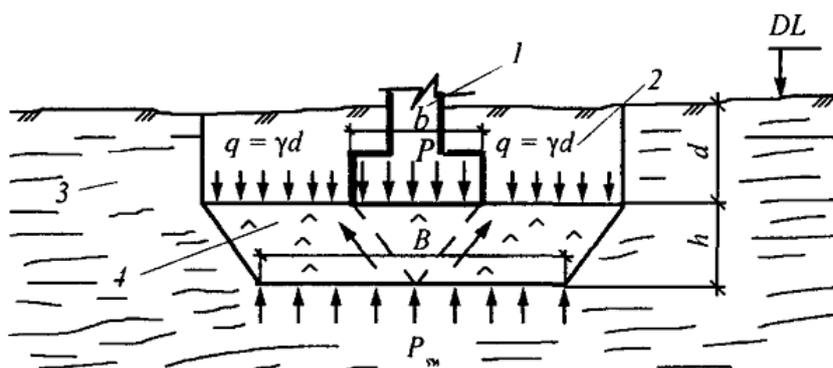


Рис. 7.2 – Схема сил, действующих на компенсирующую подушку: 1 – фундамент; 2 – обратная засыпка; 3 – набухающий грунт; 4 – песчаная компенсирующая подушка

4. Замена набухающих грунтов песчаными подушками.
5. Устройство свайных фундаментов (сваи дополнительно рассчитываются на растяжение, а между грунтом и ростверком оставляется зазор).

7.4 Фундаменты на лессовых просадочных грунтах

Особенностью оснований, сложенных просадочными грунтами, является возникновение дополнительных быстропротекающих деформаций (просадок) от внешней нагрузки и собственного веса при повышении влажности выше определенного уровня.

Количественной характеристикой просадочности является **относительная просадочность**, которая представляет собой относительную осадку (просадку) грунта при заданных давлениях и степени повышения влажности. Относительная просадочность определяется по формуле:

$$\varepsilon = (h_{n.p.} - h_{sat.p.}) / h_{e.p.}$$

где $h_{n.p.}$ - высота образца грунта природной влажности, обжатого давлением соответствующим собственному весу грунта s_g или дополнительному напряжению s_z в зависимости от вида рассчитываемых деформаций; $h_{sat.p.}$ - высота того же образца после замачивания; $h_{e.p.}$ - высота того же образца природной влажности, обжатого давлением s_g от собственного веса грунта, на рассматриваемой глубине (рис. 9.2, а).

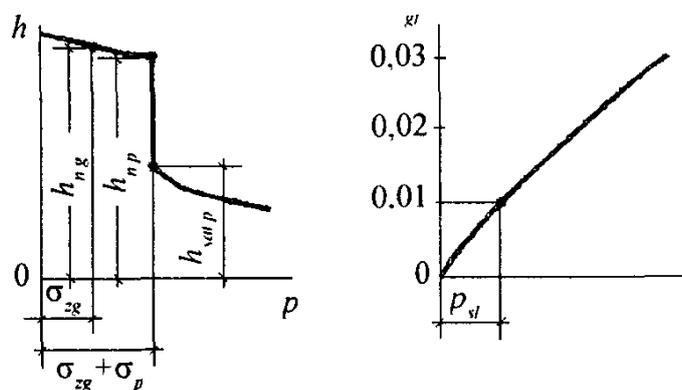


Рис. 7.4.1 – Зависимость: а - деформаций; б - относительной просадочности лессового грунта от уплотняющего давления

Основными характеристиками просадочных грунтов, кроме относительной просадочности являются также начальное просадочное давление и начальная просадочная влажность.

Относительная просадочность грунта зависит от давления и представляется в виде графика $\varepsilon = f(p)$ (рис. 9.2, б). Если $\varepsilon < 0,01$, то грунт условно считается непросадочным. Такие графики позволяют оценить начальное просадочное давление. За начальную просадочную влажность w_{it} по аналогии принимают влажность, при которой в условиях заданных давлений относительная просадочность $\varepsilon = 0,01$.

При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, учитывается возможность повышения их влажности в результате: а) замачивания грунтов - сверху из внешних источников и (или) снизу при подъеме уровня подземных вод; б) постепенного накопления влаги в грунте вследствие инфильтрации поверхностных вод и экранирования поверхности.

Грунтовые условия строительных площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса, подразделяют на два типа:

- I тип - просадка от собственного веса отсутствует или не превышает 5 см;
- II тип - возможна их просадка от собственного веса более 5 см.

Наиболее важной частью проектирования оснований сооружений на просадочных грунтах является расчет по деформациям. Это связано с тем, что абсолютные значения просадок могут намного превышать предельно допустимые. На основании определения осадок и просадок фундаментов принимают решение о возможности использования естественного основания или необходимости искусственного улучшения свойств грунтов или прорезки просадочной толщи глубокими фундаментами.

Основные способы устройства фундаментов в условиях просадочных грунтов

- а) устранение просадочных свойств грунтов в пределах всей просадочной толщи;
- б) прорезку просадочной толщи глубокими фундаментами;
- в) осуществление комплекса мер, включающего подготовку оснований, частичное устранение просадочных свойств грунтов, водозащитные и конструктивные мероприятия.

Выбор указанных мероприятий должен производиться с учетом типа грунтовых условий, вида возможного замачивания, расчетной просадки, конструктивных особенностей сооружений, взаимосвязи проектируемых сооружений с соседними объектами и коммуникациями.

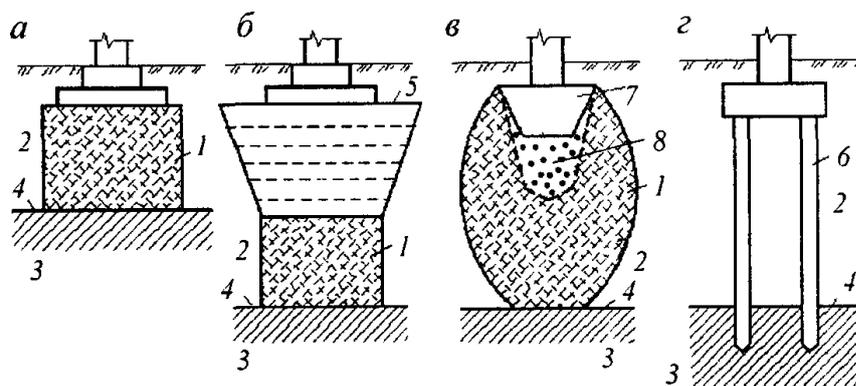


Рис. 7.4.2 – Различные варианты устройства оснований и фундаментов в грунтовых условиях I типа просадочности: 1 - уплотненный грунт; 2 - просадочный грунт; 3 - непросадочный грунт; 4 - нижняя граница просадочного грунта; 5 - грунтовая подушка, уплотненная послойно; 6 - сваи; 7 - набивной или забивной фундамент, пирамидальная короткая свая; 8 - щебень, втрамбованный в грунт

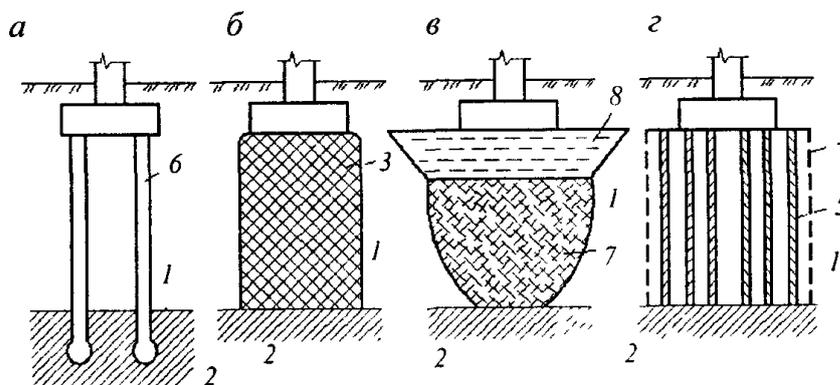


Рис. 7.4.3 – Различные варианты устройства оснований и фундаментов в грунтовых условиях при II типе просадочности: 1 - просадочный грунт; 2 - непросадочный грунт; 3 - закрепленный грунт; 4 - зона уплотнения грунта и грунтовыми сваями; 5 - грунтовые сваи; 6 - сваи; 7 - уплотненный грунт; 8 - грунт, уплотненный тяжелыми трамбовками

7.5 Фундаменты на закарстованных территориях

К закарстованным территориям относятся карстовые области и карстовые районы, в геологическом строении которых присутствуют растворимые горные породы. Карст — это явления, связанные с деятельностью подземных вод, выражающиеся в выщелачивании горных пород (известняки, доломиты, гипс, мел, мергели, ангидриды, каменная и калийная соли) и образовании в земной коре внутренних пустот (каналы, полости, пещеры), а на земной поверхности с созданием особого характера рельефа местности. Карстовые деформации на поверхности земли имеют различные формы.

Провалы и просадки (при видимой глубине более 0,25 м), обычно возникают внезапно и представляют большую опасность для сооружений. С течением времени они трансформируются в карстовые воронки за счет оползания грунта вокруг провалов. Проседания (радиус кривизны поверхности менее 1 км) происходят без нарушения сплошности грунтового массива.

Карстовые деформации характеризуются интенсивностью их проявления, средним и максимальным диаметром провалов и оседаний, их средней глубиной, кривизной земной поверхности и наклоном краевых участков зоны оседания. Параметры карстовых деформаций определяют расчетом с использованием вероятностно-статистических методов.

Мероприятия, исключающие возможность образования карстовых деформаций и снижающие их неблагоприятные воздействия на сооружения:

- заполнение карстовых полостей грунтами и тампонажными растворами (глинисто-песчано-цементными, в том числе с использованием вспенивающихся материалов);
- прорезка закарстованных пород глубокими фундаментами (главным образом, свайными);
- закрепление закарстованных пород и (или) вышележащей толщи грунтов;
- водозащитные мероприятия, связанные с регулированием поверхностного стока воды, осушением карстующего массива, созданием противифльтрационных завес и др.;
- исключение или ограничение вредного влияния техногенных воздействий на устойчивость закарстованных пород за счет предотвращения утечек воды и сброса технологических (особенно химически агрессивных) вод, ограничения откачки подземных вод, уменьшения уровня динамических воздействий.

Конструкции фундаментов зданий и сооружений, возводимых на закарстованных территориях, имеют свои особенности. Они обусловлены необходимостью обеспечения восприятия дополнительных усилий в элементах надземных конструкций *в условиях почти полной неопределенности количества и мест появления* карстовых деформаций, их вида. Наиболее рациональным в этих условиях является монолитное или сборно-монолитное решение железобетонных фундаментов (непрерывные ленточные, перекрестные ленты, коробчатые и плитные). При этом предусматривается развитие фундаментов (рис. 9.8) за пределы периметра сооружения (консольные, П-образные выступы). Размеры консолей ленточного фундамента назначаются не менее 0,7, а плитных - не менее 0,4 расчетного диаметра провала.

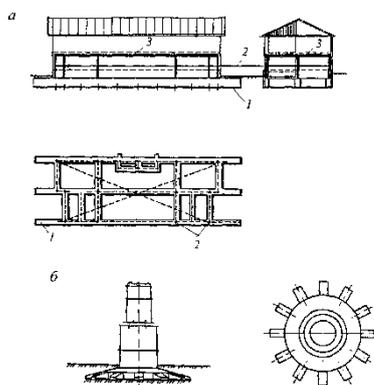


Рис. 7.5 – Противокарстовые фундаменты: а - противокарстовое конструктивное усиление жилого дома; б - фундамент дымовой трубы с консольными выступами; 1 - ленточный фундамент; 2 - армированные стойки; 3 - армированная горизонтальная рама на уровне первого этажа

7.6 Фундаменты на подрабатываемых территориях

Добыча полезных ископаемых подземным способом сопровождается смещением в образовавшуюся при подработке полость покрывающих ее пород, а на земной поверхности при этом образуется чашеобразная впадина - мульда сдвижения. Когда мульда сдвижения развивается в пределах застроенных территорий или участков строительства, происходит смещение фундаментов зданий и сооружений, приводящее к появлению значительных по величине дополнительных усилий в элементах надземных конструкций. Поэтому основания и фундаменты на подрабатываемых территориях должны проектироваться с учетом их совместной работы с сооружением, обусловленной неравномерным оседанием земной поверхности, которое сопровождается горизонтальными деформациями сдвигающегося грунта.

Для зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны применяться фундаменты следующих конструктивных схем:

- 1) жесткой (фундаменты плитные, ленточные сборные с железобетонными поясами,

монолитные железобетонные ленточные и из перекрещивающихся лент, столбчатые со связями-распорками между ними и др.);

2) податливой (фундаменты с горизонтальными швами скольжения между отдельными элементами; фундаменты с вертикальными элементами, имеющие возможность наклоняться при горизонтальном перемещении грунта);

3) комбинированной (жесткие фундаменты, имеющие шов скольжения ниже уровня планировки или пола подвала).

7.7 Фундаменты в мерзлых грунтах

Основания и фундаменты сооружений, возводимых на указанных территориях, следует проектировать на основе данных специальных инженерно-геокриологических (инженерно-геологических, мерзлотных и гидрогеологических) изысканий и исследований с учетом конструктивных и технологических особенностей проектируемых объектов, их теплового и механического взаимодействия с вечномерзлыми грунтами оснований и процессов, протекающих в слое сезонного оттаивания.

При проектировании оснований и фундаментов необходимо учитывать влияние на устойчивость и эксплуатационную надежность сооружений физико-механических процессов, происходящих в слоях сезонного промерзания-оттаивания и вечномерзлого грунта. К таким процессам относятся колебания температурного поля толщи грунтов, промерзание и оттаивание грунтов деятельного слоя; морозное пучение и миграция влаги в промерзающих грунтах; перемещение влаги под действием гидравлического градиента и возникновение бугров пучения и наледей; образование морозобойных трещин, ледяных и земляных жил; сползание оттаивающего грунта по склонам (солифлюкция и поверхностные оползни). При вытаивании подземных льдов происходит подземный термокарст, характеризующийся понижением рельефа (просадкой), образованием термокарстовых озер и т. д. Гидрогеологические условия площадки строительства определяются режимом надмерзлотных, межмерзлотных и подмерзлотных подземных вод.

Принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований

Основания и фундаменты сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, проектируют по результатам специальных инженерно-геокриологических изысканий и исследований с учетом конструктивных и технологических особенностей объектов строительства и их теплового и механического взаимодействия с основаниями. Отличительной особенностью проектирования сооружений в рассматриваемых условиях является необходимость выполнения теплотехнических расчетов по определению расчетных температур грунта в основании, глубины сезонного промерзания и оттаивания, размеров чаши протаивания грунтов в основании сооружений, температурного режима вентилируемого подполья и др. При проектировании сооружений важнейшим является вопрос о выборе принципа использования грунтов в качестве оснований. При строительстве на вечномерзлых грунтах применяется один из следующих принципов использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований сооружений (СНиП 2.02.04-88):

- принцип I - вечномерзлые грунты основания используются в мерзлом состоянии, сохраняемом в процессе строительства и в течение всего периода эксплуатации сооружения;
- принцип II - вечномерзлые грунты основания используются в оттаянном или оттаивающем состоянии (с их предварительным оттаиванием на расчетную глубину до начала строительства или с допущением оттаивания в период эксплуатации сооружения).

При выборе принципа анализируются данные инженерно-геокриологических изысканий и в необходимых случаях производится расчет глубины чаши протаивания и возможных при этом деформаций основания

7.8 Фундаменты при динамических и вибрационных нагрузках

7.8.1 Общие положения проектирования фундаментов с учетом геодинамических воздействий (природных, техногенных)

Источниками геодинамических воздействий являются:

— техногенные — взрывы, территориальные просадки и подвижки земли в подрабатываемые полости, возникшие в результате человеческой деятельности, транспортная и производственная вибрация от строительных механизмов, оборудования (в том числе от забивки свай, шпунта, уплотнения грунта) и подвижного автомобильного и железнодорожного транспорта;

— природные — обвалы, территориальные оползни, провалы и подвижки земли в подрабатываемые и карстовые полости, сейсмические сотрясения (землетрясения), катастрофы (взрывы, ураганы), гидрометеорологические явления (например, от пульсации ветрового потока) и др.

Проектирование оснований фундаментов сооружений, подверженных потенциальным вибродинамическим воздействиям, эквивалентным сейсмической сотрясаемости от 6 баллов и выше, выполняют согласно ТКП 45-5.01-67 (раздел 7), ТКП 45-5.01-264, СН 3.02.08-2020 и др., на основе следующих исходных данных:

— генерального плана участка строительства с нанесенным расположением подземных коммуникаций;

— отчета об инженерно-геологических изысканиях и результатах геодинамического обследования объектов и сейсмического микрорайонирования на участке строительства (при необходимости);

— отчетов о состоянии существующих сооружений и подземных коммуникаций в пределах зоны действия источников геодинамических воздействий (радиусом от стен сооружения, равным полуторной глубине сжимаемой зоны основания), характеристик вибродинамических источников (результаты обследования с фиксацией мест расположения источников геодинамических воздействий и уровня передаваемых от них вибродинамических воздействий на грунт, конструкции сооружений, коммуникаций и др.);

— технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений.

Уровень сейсмической опасности и бальность территории объекта определяется генеральным проектировщиком по согласованию с инвестором (заказчиком) на основе карты сейсмического районирования и результатов микросейсмического районирования на строительной площадке сооружения исходя из уровней МРЗ и ПЗ по СП 5.01.01 Основания и фундаменты зданий и сооружений.

По результатам обследования составляют акт с указанием конструкций, требующих усиления во время работы источников геодинамических воздействий и ограждения в местах возможного падения деталей фасадов, технологических устройств и деталей, отставшей штукатурки, подвесных потолков и т. д.

Во время проведения инженерных изысканий на строительной площадке при наличии геодинамических воздействий руководствуются СН 1.02.01 и СП 5.01.01 и ТКП 45-5.01-264.

Проектирование (проектную документацию) оснований фундаментов машин с вибродинамическими нагрузками выполняют согласно ТКП 45-5.01-264 в зависимости от свойств источников вибрации и специфики работы машин и оборудования.

В задании на проектирование оснований фундаментов сооружений, подверженных воздействию источников вибрации, и машин с динамическими нагрузками указывают:

— технические характеристики источников вибрации и колебаний (наименование, тип, мощность, масса, стационарность, скорость движущихся и ударяющихся частей), места их размещения и компоновки (отдельный или общий фундамент);

— данные о значениях, местах приложения и направлениях действия статических и динамических нагрузок, в том числе на анкерные болты, а также об их амплитуде, частоте, фазе;

— результаты инженерно-геологических изысканий;

— требования по защите фундаментов от агрессивных сред и других вредных воздействий.

7.8.2 Особенности проектирования фундаментов периодического и ударного действия

Источники динамических нагрузок от промышленного оборудования (машин) разделяются на две основные категории: периодического и непериодического (ударного) действия.

Машины с периодическим действием разделяют на три типа: с равномерным вращением (турбогенераторы, роторы, электродвигатели и др.); с равномерным вращением, связанным с возвратно-поступательным движением, передаваемым через кривошипно-шатунные механизмы (двигатели внутреннего сгорания, компрессоры, лесопильные рамы и др.); с возвратно-поступательным движением, связанным со следующими друг за другом ударами (вибрационно-ударные и встряхивающие машины).

Машины непериодического (ударного) действия подразделяют на следующие виды:

— с неравномерным вращением или возвратно-поступательным движением (прокатные станы, генераторы разрывных мощностей и др.);

— с возвратно-поступательным движением, завершающимся ударами (молоты, копры и др.);

— передающие на фундамент случайные импульсные нагрузки (щековые, конусные и молотковые дробилки, а также мельничные барабанные и трубчатые установки).

Основные виды фундаментов используемых под машины промышленного и хозяйственного оборудования даны на рисунке 3.9.4.1.

Фундаменты сооружений, подверженных действию вибродинамических источников проектируют в соответствии с ТКП 45-5.01-264 (см. рисунок 8.7) в виде следующих конструкций:

а) монолитных (железобетонных, бетонных);

б) сборно-монолитных;

в) сборных (при соответствующем обосновании) — с разделительными швами не менее 100 мм между боковыми гранями фундамента машин и полом сооружения, в котором эти машины установлены, а также между полом и фундаментами несущих конструкций сооружения.

Монолитные фундаменты применяют для любых типов фундаментов сооружений и машин, сборно-монолитные и сборные — для машин периодического действия. Применение их для машины с ударными нагрузками не допускается.

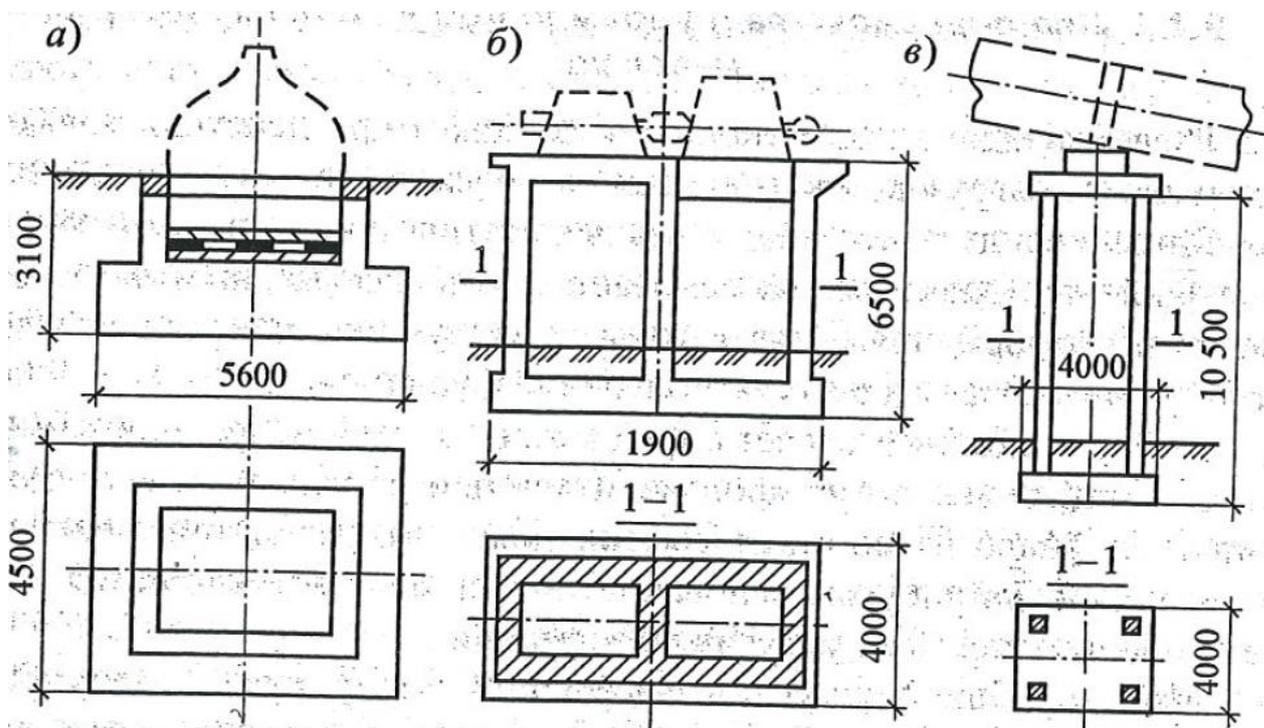


Рис. 7.8.2 – Примеры фундаментов при динамических нагрузках
а - массивный; б - стенчатый; в - рамный

В качестве фундаментов для машин с ударными динамическими нагрузками используют, как правило, монолитные плитные массивные фундаменты (например, рисунок 8.7а), рамные конструкции фундаментов используются для машин периодического действия в виде отдельных опор под каждую машину и общие — под несколько машин. Для оснований категории сложности III и ограниченных размеров площадок допускается применять свайные фундаменты из свай сплошного сечения.

Основные положения по проектированию фундаментов сооружений и машин, подверженных воздействию источников вибрации, должны удовлетворять требованиям норм (СП 5.01.01 и др.) о не превышении предельных (несущая способность, деформации) состояний как по материалу, так и грунту, условиям безопасности труда, санитарным нормам, а также допустимым уровням вибрации для технологических процессов, приборов, людей (по санитарным нормам) и оборудования.

Класс бетона по прочности на сжатие для фундаментов, подверженных динамическим воздействиям, принимают не ниже С16/20 для монолитных фундаментов и

не ниже С20/25 — для сборных фундаментов. Армирование фундаментов принимают по расчету с учетом СП 5.03.01.

При действии ударных нагрузок применяют горячекатаную стержневую арматуру в вязанных каркасах.

В местах изменения размеров фундамента в плане и по высоте, по контуру вырезов, а также в местах, ослабленных отверстиями или выемками для колодцев, предусматривают конструктивное армирование сетками.

Размеры и форму верхней части фундамента, подверженного воздействию динамических нагрузок, назначают с учетом размеров опорных частей надземных конструкций и паспортных данных поставщиков оборудования (габаритов опорной плиты, расположения анкерных болтов).

Расстояние от наружной грани фундамента до грани колодца должно быть не менее 50 мм при диаметре анкерного болта d_b не более 24 мм и не менее 100 мм — при d_b более 24 мм.

Высоту фундаментов назначают минимальной с учетом размещения в них технологических выемок и шахт, а также надежной заделки анкерных болтов. Расстояние от нижних концов наиболее глубоко заделанных болтов до подошвы фундамента должно быть не менее 100 мм.

7.8.3 Основы расчета массивных фундаментов при динамических нагрузках

Расчет оснований фундаментов при воздействии на них динамических и вибрационных нагрузок выполняют в следующем объеме:

— определяют амплитуды колебаний фундаментов и их отдельных элементов A_{adm} , мм;

— определяют среднее статическое давление под подошвой фундамента p_m , кПа, на естественном основании или несущую способность свай F_{di} , кН;

— устанавливают возможное возникновение дополнительных осадок основания, вызванных действием вибрации.

Наибольшая амплитуда колебаний A_{adm} , мм, верхних граней фундамента под машины периодического и ударного действия (в том числе вертикальных A_z и горизонтальных A_y , с учетом возможных поворотов относительно главной горизонтальной оси инерции и вертикальной оси) должна удовлетворять условию

$$A_{adm} < A_{adm.u}$$

где A_{adm} — наибольшая амплитуда колебаний фундамента, определяемая расчетом или полученная опытным путем, согласно требований ТКП 45-5.01-264-2012;

$A_{adm.u}$ — предельно допустимая амплитуда, указанная в задании на проектирование, с учетом санитарных и технологических требований.

Значение $A_{adm.u}$, мм, принимают не более:

- | | |
|--|--|
| — для машин с вращающимися частями | — 0,1–0,2; |
| — для машин с кривошипно-шатунным механизмом | — 0,1–0,25; |
| — для кузнечных молотов | — 1,2 (0,8 — для водонасыщенных песков); |
| — для дробилок | — 0,3; |

- для мельничных установок — 0,1;
- для прессов и подвижного состава — 0,25 (0,2 — для грузового состава).

Проверка среднего давления под подошвой фундамента производится исходя из условия:

$$p_m \leq \gamma_c \gamma_g R,$$

где γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий степень ответственности машин и специфику динамической нагрузки, определяется по СН 3.02.08-2020;

γ_g — коэффициент надежности по грунту, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций виброползучести, определяется по СН 3.02.08-2020;

R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по ТКП 45-5.01-67-2007.

Расчет прочности элементов конструкции фундамента по материалу, выполняется в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных и других используемых материалов фундамента.

Для динамических расчетов оснований и фундамента необходимо знать основную упругую характеристику естественного основания, называемую коэффициентом относительного упругого равномерного сжатия вертикальных и горизонтальных колебаний C_z , C_x , которые, как правило, определяют по результатам экспериментальных исследований. При отсутствии экспериментальных данных нормы рекомендуют определять C_z и C_x по формулам

$$C_z = b_0 E (1 + \sqrt{A_0/A}),$$

$$C_x = 0,7 C_z,$$

где b_0 — коэффициент, m^{-1} (для песков $b_0 = 1$; для супесей и суглинков — 1,2; для глин — 1,5);

E — модуль деформаций грунта;

A_0 — принимается равной 10 м^2 ;

A — площадь подошвы фундамента.

Если фундамент имеет площадь подошвы более 200 м^2 , то значение C_z в данном случае принимают равным как для фундамента с $A = 200 \text{ м}^2$.

7.8.4 Фундаменты при сейсмических нагрузках

Сейсмические воздействия генерируются землетрясениями и вулканическими процессами, происходящими в земной коре, вызывая колебания зданий и сооружений.

Потенциальные максимальные сейсмические нагрузки на здания и сооружения (для уровня МРЗ), возводимые в Республике Беларусь, даны на карте, приведенной в СП 5.01.01-2022 для белорусского региона (рисунок 3.9.4.2), которая предназначена для расчета (оценки) и бальности степени сейсмических воздействий (опасности) строительной площадки. Карта соответствует повторяемости сейсмического эффекта в среднем 1 раз в 10 000 лет (среднегодовой риск — 10^{-4}) с вероятностью $P = 0,5\%$ возникновения и возможного превышения сейсмической интенсивности в течение 50 лет, указанной на ней в баллах шкалы MSK-64. Уровень вероятности данной карты соответствует уровню МРЗ с повторяемостью землетрясений $T = 500$ лет, которое используется при расчете сейсмических воздействий для зданий и сооружений класса

надежности выше RC3 (атомные станции, радиоактивные захоронения, объекты повышенной социальной ответственности и др.). Для объектов классов надежности RC1 и, по согласованию с инвестором (согласно СТУ), для RC2 и RC3 допускается использовать уровень ПЗ с $T = 100$ лет.

Приведенные материалы применяются для экспертной оценки района строительства на стадии обоснования инвестиций в строительство и расчетов вышеуказанных сооружений.

Согласно карте ОСР-97-D территория Республики Беларусь с грунтами второй категории относится к 5–7-балльной зоне. Для других категорий грунтов бальность территории уточняется согласно данным геологических изысканий и микросейсмического районирования (МСР) строительной площадки.

На участках, неблагоприятных в сейсмическом отношении, бальность, указанную на карте, следует увеличивать на единицу. К неблагоприятным условиям строительства относятся площадки:

- расположенные в зонах возможного проявления тектонических разломов на поверхности;
- с осыпями, обвалами, оползнями, карстом, горными выработками;
- с крутизной склонов более 15° ;
- основания, сложенные обводненными, мало прочными, слабыми ($I_L \geq 0,5$; $e \geq 0,7$; $E \leq 7$ МПа и др.), биогенными с $I_{om} \geq 0,2$ грунтами и основаниями III категории сложности.

При невозможности проведения работ по сейсмическому микрорайонированию на стадии обоснования инвестиций в строительство в расчетах допускается принимать максимальное ускорение сейсмического движения грунта по действующей шкале MSK-64: для 5 баллов — 25 см/с^2 , для 6 баллов — 50 см/с^2 , для 7 баллов — 100 см/с^2 и для 8 баллов — 200 см/с^2 .

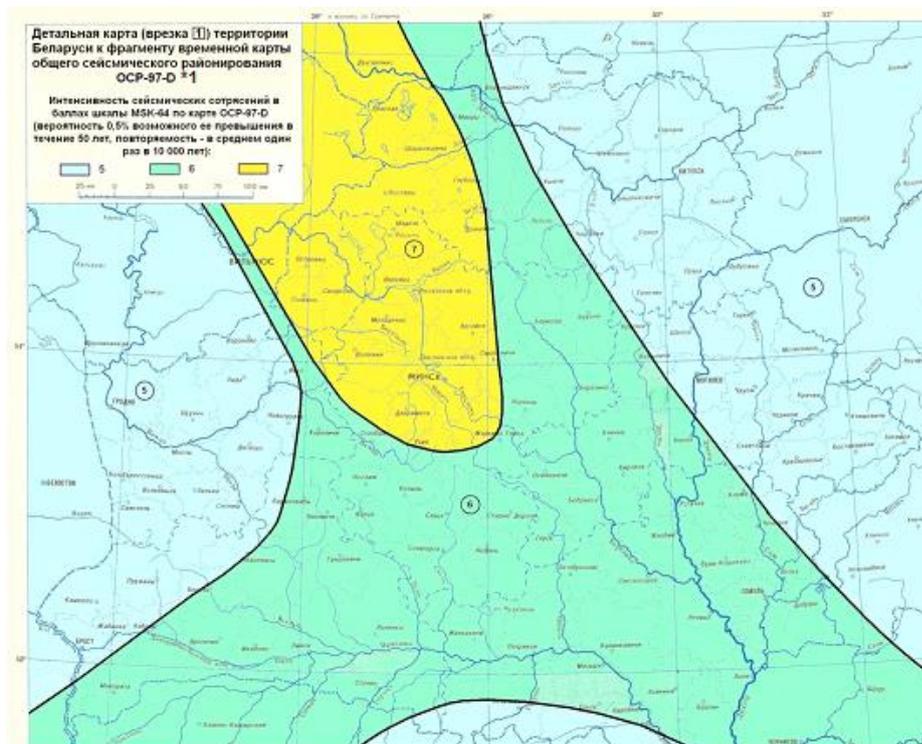


Рис. 7.8.4.1 – Детальная временная карта территории Республики Беларусь общего сейсмического районирования ОСР-97-D с фоновой бальностью по шкале MSK-64

Проектирование фундаментов в сейсмических районах производится по СН 3.02.08-2020.

При прохождении сейсмических волн поверхность грунта испытывает растяжение и сжатие в различных направлениях, вызывающие подвижку фундаментов относительно друг друга. Поэтому для исключения сдвигов и повышения устойчивости фундаментов в сейсмических районах рекомендуется возводить сплошные плитные фундаменты, в т.ч. из перекрестных лент (рисунок 8.9а) в сборном или монолитном варианте, усиленных по верху подушки арматурными сетками с перевязкой сборных блоков в углах и пересечениях, а при сейсмичности 9 баллов с армированием всех сопряжений стен подвалов. Фундаменты каркасных зданий допускается устанавливать на отдельные фундаменты, которые соединяются друг с другом железобетонными вставками (рисунок 8.9б).

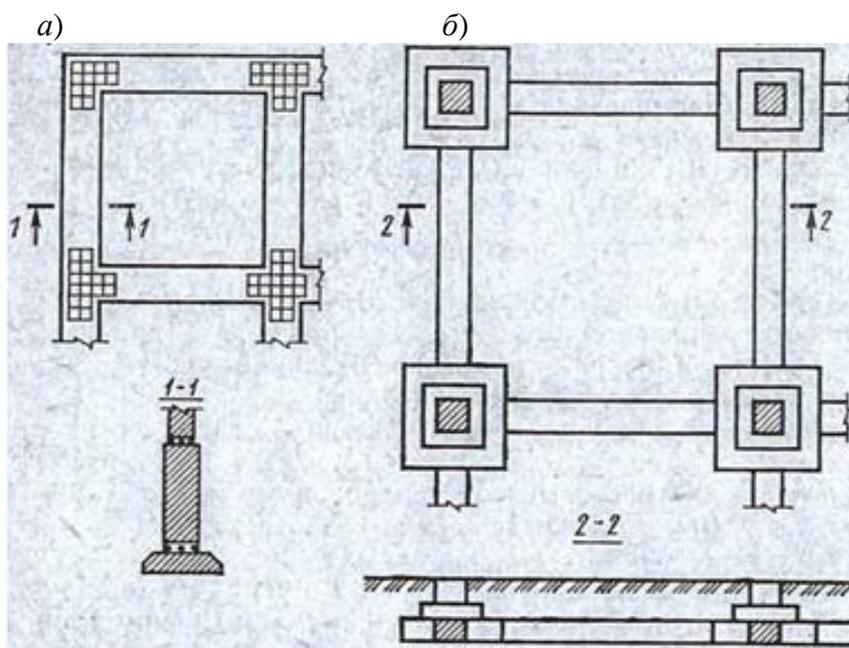


Рис. 7.8.4.2 – Рекомендуемые схемы фундаментов в сейсмических районах

8. РЕКОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ

8.1 Причины геотехнических реконструкций.

Фундаменты зданий и подземные конструкции со временем получают физический износ в результате воздействия на них природных и техногенных факторов. Минеральные материалы, из которых изготовлены фундаменты, выветриваются, обводняются и подвергаются выщелачиванию, происходит коррозия металла арматуры, балок и стальных свай. Из-за неравномерной деформации грунтов возникают трещины в фундаментах.

Основания сооружений могут получить деформации (осадки, просадки, провалы), что приводит к развитию трещин в стенах, кренов и прогибов, иногда к общей потере устойчивости.

Факторы износа фундаментов и развития деформаций оснований бывают *техногенными и природными*.

К *техногенным* факторам износа относятся:

неравномерная осадка оснований - процесс длительного уплотнения грунтов в результате воздействия нагрузки от массы зданий и сооружений;

подработка территории, т. е. строительство подземных сооружений закрытым способом (метрополитены, тоннельные канализационные коллекторы). Улицы, здания и сооружения над перегонными тоннелями метро оседают на 4...6 см (до 25см), над станциями -на 6... 10 см, под наклонными эскалаторными тоннелями - на 30...40 см и более;

искусственное понижение уровня грунтовых вод, которое происходит при устройстве дренажей, ливневой и общесплавной канализации. При этом увеличивается толщина зоны аэрации, осушаются и загнивают деревянные элементы (лежни, ростверки, сваи), фундаменты получают большую и неравномерную осадку;

повышение уровня грунтовых вод, приводящее к «обводнению» оснований; при этом лессовые грунты получают просадку, доуплотняются рыхлые пески, может развиваться химическая суффозия некоторых минералов (гипс и др.), образование местных провалов в результате обрушения сводов карстовых полостей в известняках;

надстройка зданий, которая увеличивает нагрузки на фундаменты, часто превышающие расчетное сопротивление R основания, что приводило к потере устойчивости фундамента или к осадке, возникали повреждения конструкций, повышался общий износ зданий;

механическая суффозия грунта, т. е. вынос тонких фракций грунтов фильтрационным потоком в результате работы дренажей, канализации, а также при откопке траншей, строительных котлованов подземных сооружений;

размыв грунта при прорыве водопровода или труб горячего водоснабжения, который вызывает образование каверн, промоин в грунте в местах ввода коммуникаций в здание, развитие опасных деформаций стен;

воздействие вибрации на основания и конструкции зданий от влияния транспорта, промышленных установок, строительных механизмов. Вибрации приводят к уплотнению песков или разжижению водонасыщенного грунта и потере устойчивости основания;

К **природным** факторам износа относятся:
 выветривание горных пород основания и материалов фундаментов;
 деформации оползневых склонов;
 землетрясения;
 подмыв оснований зданий и сооружений, расположенных по берегам рек, морей, водохранилищ;
 ветровая эрозия основания зданий и сооружений.

8.2 Методы реконструкции и усиления фундаментов.

1. Укрепление кладки фундамента.

Если прочность материала бутового или бетонного фундамента недостаточна или имеются большие трещины применяют укрепление цементацией. В теле фундамента пробуриваются отверстия для инъекторов, через которые под давлением 0,2...0,6МПа нагнетается цементный раствор с В/Ц=1:1. При значительном износе производят замену части фундамента. Нагрузку от здания в период реконструкции передают на соседние участки посредством металлических балок.

2. Уширение подошвы фундамента

Традиционно фундаменты уширяли «прикладом» строительного камня на растворе с двух или с одной стороны; новая кладка придавала уширенному фундаменту призматическую или трапецеидальную форму (рис. 9.1).

В настоящее время для усиления бутовых фундаментов выполняют бетонную или железобетонную обойму, которая крепится с телом фундамента анкерными стержнями. Для включения в работу по грунту уширенной части под ней втрамбовывают слой щебня или гравелистого песка толщиной 5-10см.

Усиление ленточного фундаментами с помощью бетонных блоков и распределительных балок.

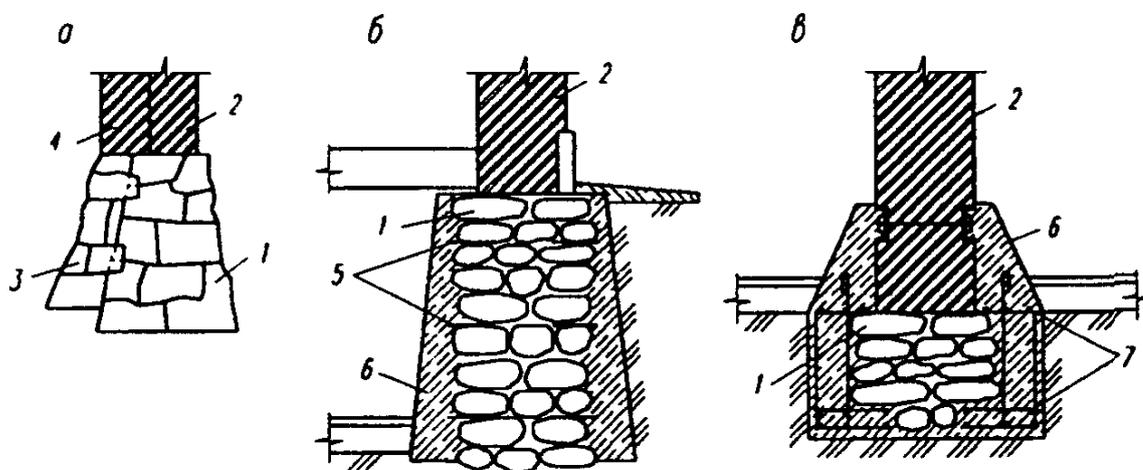


Рис. 8.2.1 – Примеры традиционных способов усиления фундаментов: а - «прикладом» из природного камня; б - банкетом из бетона; в - железобетонной обоймой: 1 - бутовая кладка; 2 - кирпичная стена; 3 - «приклад» из камня; 4 - уширение стены (кирпич); 5 - металлические штыри-анкеры; 6 - бетон; 7 - стальная арматура

Усиление фундаментов домов, попавших в зону подработки при строительстве метрополитена, обычно осуществляется подведением под поврежденное здание сплошных фундаментных плит. Эти плиты выполняются из железобетона, имеют размеры секций подвалов здания. Плиты заделывают в штрабы, которые вырезают в стенах подвалов на уровне существующих полов. Такие плиты работают совместно с существующими фундаментами, повышают общую устойчивость основания за счет уменьшения удельного давления на грунт и повышения общей жесткости зданий.

Рассмотренные традиционные технологии было нетрудно выполнить в сухих грунтах, но весьма проблематично в грунтах водонасыщенных, ниже уровня грунтовых вод. В этих случаях «приклад» к существующему фундаменту обычно вели выше уровня его подошвы и выше уровня грунтовых вод.

Работы по усилению фундаментов традиционными способами были трудоемкими, отнимали много времени и средств, имели ряд недостатков. Так, «приклад» и новые плиты опирались на не обжатый грунт, который включался в работу только после развития некоторой осадки, что могло вызывать дальнейшее развитие деформаций здания. По указанным причинам часто старались избежать дорогостоящего и трудоемкого процесса усиления фундаментов, предпочитая разбирать здание и строить на его месте новое.

Современные способы усиления фундаментов и оснований

Современные способы усиления фундаментов и оснований базируются на двух принципах: «пересадке» здания на сваи и закреплении грунтов оснований инъекцией в грунт строительных растворов. Кроме того, эти работы обычно включают меры по усилению кладки фундаментов.

Сваи, применяемые при усилении фундаментов, существенно отличаются от свай, применяемых в обычных условиях. При усилении фундаментов используют буровые сваи, буроинъекционные, сваи вдавливания. Отличительной особенностью *свайных технологий* является необходимость применения малогабаритной техники, приспособленной для работы в низких помещениях (в подвалах, первых этажах зданий).

Вертикальные (буровые, вдавливаемые) сваи располагают вдоль края усиливаемого фундамента в ряд, их объединяют монолитной железобетонной балкой, которую заделывают в штрабы, выполненные в теле фундамента, или закрепляют анкерными устройствами. При двусторонней постановке вертикальных свай их объединяют попарно балками, которые пропускают через отверстия в старых фундаментах (рис. 8.2.2).

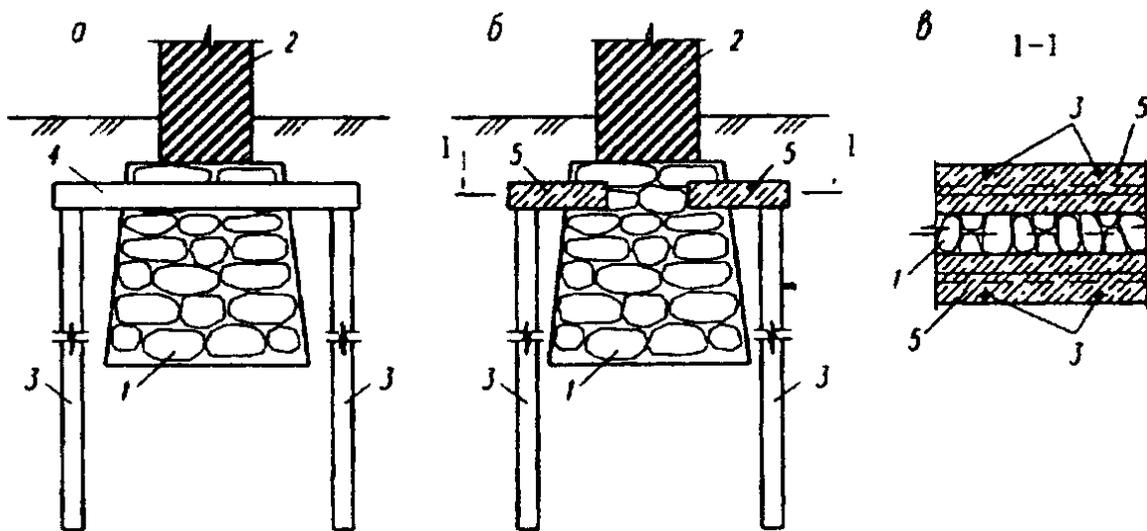


Рис. 8.2.2 – Варианты конструктивных решений «пересадки» усиливаемых фундаментов на вертикальные сваи: а - с поперечными распределительными балками; б - с продольными; в - сечение по I - I; 1 - усиливаемый фундамент; 2 - стена; 3 - сваи; 4 - балка поперечная; 5 - балка продольная, заделанная в штрабе

Буроинъекционные сваи отличаются от буровых тем, что в ствол скважины строительный раствор (обычно мелкозернистый пескобетон) подается под давлением от 1 до 3 МПа. Эта операция называется «опрессовкой» скважин, при этом грунт, окружающий сваю уплотняется, и фактический размер сваи получается большим, чем номинальный диаметр скважины, на 5... 10 %. Бурение скважин осуществляют разными методами: «проходными» шнеками, с обсадными трубами или с промывкой скважин буровым глинистым раствором. Наклонные сваи пробуривают через кладку фундамента и грунт основания до слоя достаточно плотного грунта. Эти сваи можно выполнять с двух сторон, с одной стороны (под разными углами), с уровня улицы, с пола подвала, с перекрытий над подвальным этажом.

Методы инъекционного закрепления основания

Состоят эти методы в том, что грунт насыщают строительными растворами, которые заполняют поры, придают фундаментам повышенные механические свойства и образуют замкнутые объемы (рис. 9.3).

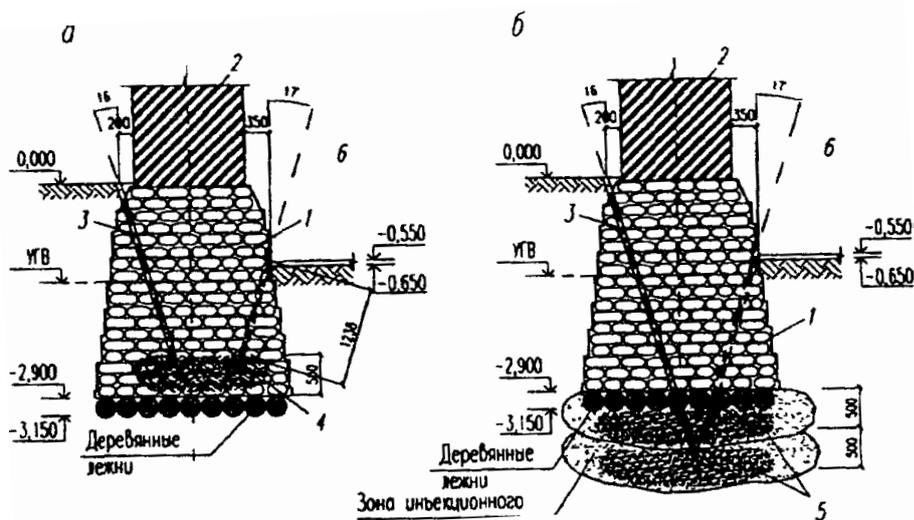


Рис. 8.2.3 – Инъекционное закрепление: а - кладки; б - грунта несущего слоя; 1 – фундамент; 2 - кирпичная стена; 3 - инъекционная скважина; 4 - полусгнившие лежни; 5 - массив закрепленного грунта; 6 - подвал

Растворы отверждаются, при этом достигается уширение подошвы фундаментов и увеличение глубины заложения подошвы, т. е. обеспечивается повышение несущей способности основания и уменьшение его деформируемости. Растворы, нагнетаемые в грунт, заполняют полости или зоны ослабленного (разрыхленного) грунта, компенсируют объем древесины лежней, свай и ростверков, утраченный при гниении.

Использование струйной технологии

Ее суть состоит в том, что высоконапорная струя позволяет перемешивать грунт с цементным раствором и получать новый материал - цементогрунт, обладающий достаточно высокими механическими свойствами. Растворы, нагнетаемые в грунт, заполняют полости или зоны ослабленного (разрыхленного) грунта, компенсируют объем древесины лежней, свай и ростверков, утраченный при гниении.

8.3 Особенности проектирования усиления и реконструкции фундаментов и оснований

Проектирование усиления фундаментов основано на общих принципах, проектирования по предельным состояниям с анализом вариантов. На практике требуется рассматривать следующие основные случаи необходимости усиления фундаментов:

а) при опасном износе фундаментов, развитии деформаций грунтов. В этом случае требуется выполнить усиление фундаментов зданий и сооружений, закрепление грунтов основания. Такая проблема возникает при разработке проектов реновации памятников архитектуры и опасном развитии повреждения конструкций заселенных домов, грозящих аварией;

б) при увеличении нагрузки на фундаменты и основание в целях осуществления надстройки зданий, замены оборудования на более массивное;

в) при увеличении глубины подвалов и других подземных объемов зданий;

г) при проектировании строительства на соседних участках. В таком случае может потребоваться превентивное закрепление основания в целях уменьшения дополнительной осадки.

Проектирование усиления фундаментов предваряется работами по обследованию технического состояния надземных конструкций, фундаментов зданий, а также инженерно-геологическими изысканиями и опытными работами. В исторических архивах чертежи фундаментов обычно отсутствуют. Такие проекты в XIX в. и ранее не разрабатывали, выбор типа фундаментов, их формы, материала, глубины заложения и других параметров был прерогативой подрядчика, который опирался как на многолетнюю, часто сугубо местную традицию, вековой опыт, так и на общие указания государственных документов. Поэтому исходная информация о фундаментах, средствах гидроизоляции подземных объемов здания, грунтах несущего слоя и обратных засыпок пазух фундаментов может быть получена посредством откопки шурфов с одной или двух сторон до подошвы фундаментов. Иногда приходится откапывать достаточно глубокие шурфы - до 3...4 м. Вскрыв фундамент, обследователь делает обмеры, на основе которых выполняет чертежи (разрез и вид фундамента), устанавливает вид материала и раствора, отбирает образцы материалов и грунта из-под подошвы, которые исследует в лаборатории. Наилучшие результаты можно получить, выбуривая из тела фундаментов цилиндрические образцы (керна), которые могут быть испытаны в лаборатории на прочность. Бурение позволяет выявить наличие деревянных или иных свай, ростверков, установить положение их острия, не прибегая в откопке шурфов большой глубины.

8.4 Примеры конструктивных решений по усилению и реконструкции оснований и фундаментов

Устройство песчаных свай для глубинного уплотнения основания

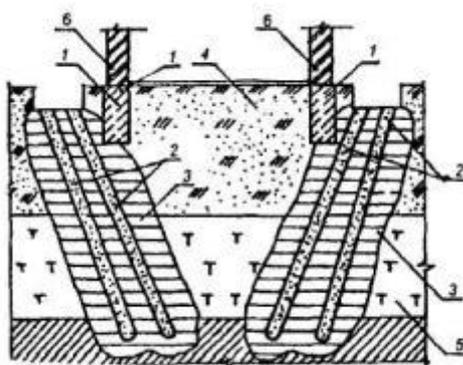


Рис. 8.4.1 – 1- существующие фундаменты; 2- песчаные сваи; 3- зоны уплотнения; 4- насыпной грунт; 5- торф; 6- кирпичные стены.

Закрепление кирпичной и бутовой кладки торкрет-бетоном

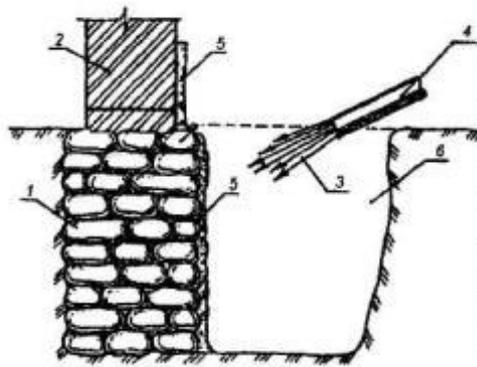


Рис. 8.4.2 – 1 - существующий фундамент, имеющий расслоение кладки; 2 - кирпичная стена с разрушенным поверхностным слоем; 3 - набрызг бетонной смеси под высоким давлением; 4 - цемент-пушка (или бетон-шприц-машина); 5 - торкретируемая поверхность; 6 - шурф.

Закрепление бутовой кладки фундамента цементацией

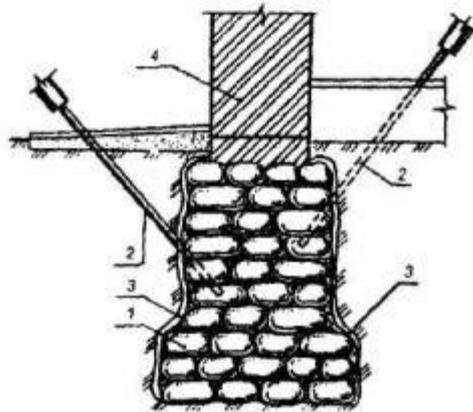


Рис. 8.4.3 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - инъекторы для нагнетания подвижного (жидкого) цементного раствора; 3 - наплывы раствора; 4 - кирпичная стена.

Закрепление бетонных (железобетонных) фундаментов имеющих трещины, синтетическими смолами

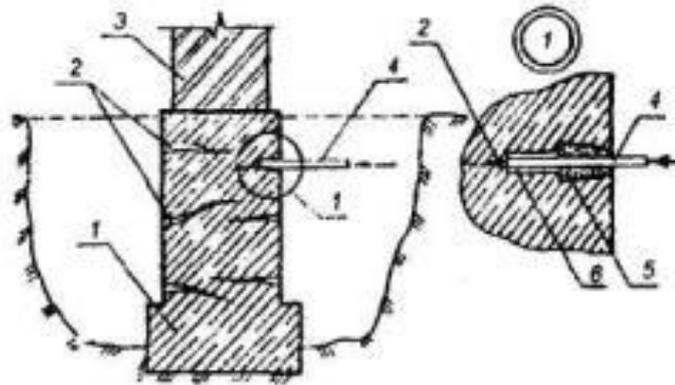


Рис. 8.4.4 – 1 - существующий фундамент, имеющий вертикальные и горизонтальные трещины; 2 - трещины; 3 - кирпичная стена; 4 - иньектор для нагнетания компаунда из синтетических смол под давлением 0,6-1,2 МПа; 5 - борозда шириной 35-40 мм, выполненная дисковой пилой или отбойным молотком; 6 - отверстие, пробуренное перфоратором на глубину 100-150 мм.

Устройство железобетонной обоймы для ленточного бутового или кирпичного фундамента

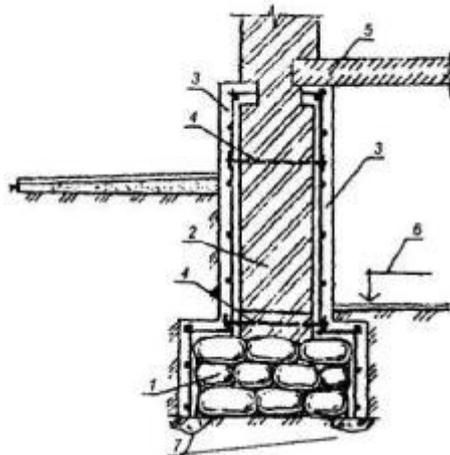


Рис. 8.4.5 – 1 - усиливаемый бутовый фундамент; 2 - усиливаемая кирпичная стена; 3 - железобетонная обойма; 4 - анкеры; 5 - надподвальное перекрытие; 6 - отметка пола подвала; 7 - зона обжатого грунта основания.

Устройство железобетонной обоймы вокруг подколонника

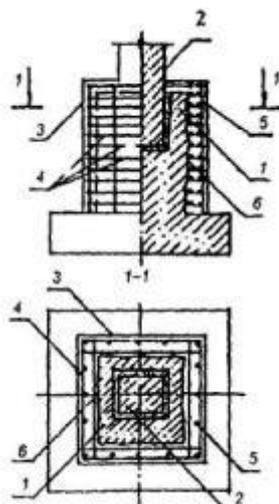


Рис. 8.4.6 – 1 - подколонная часть фундамента; 2 - колонна; 3 - железобетонная обойма усиления подколонной части фундамента; 4 - поперечные арматурные сетки обоймы; 5 - вертикальные арматурные стержни обоймы; 6 - поверхность подколонника, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка).

Устройство защитных стенок

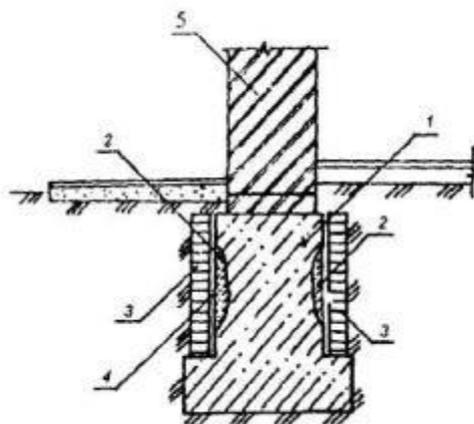


Рис. 8.4.7 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - участки разрушения в результате действия агрессивной среды в грунте (поднятие уровня грунтовых вод, поступление химических продуктов и др.); 3 - защитная стенка из кирпича, устанавливаемая после восстановления участков разрушения; 4 - обмазочная или оклеечная гидроизоляция; 5 - кирпичная стена.

Установка подкосов с затяжками

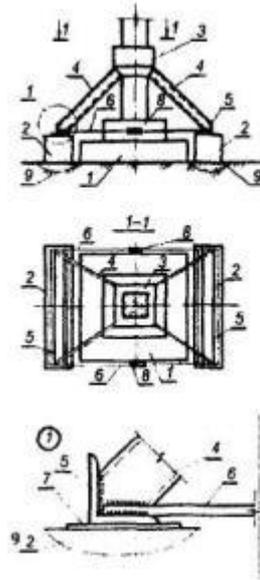


Рис. 8.4.8 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - элементы усиления фундамента; 3 - металлическая или железобетонная обойма вокруг колонны; 4 - подкос из прокатного металла; 5 - опора подкосов из уголка; 6 - затяжка; 7 - пластина-подкладка; 8 - муфта натяжения; 9 - зона обжато́го грунта основания.

Установка гидродомкратов

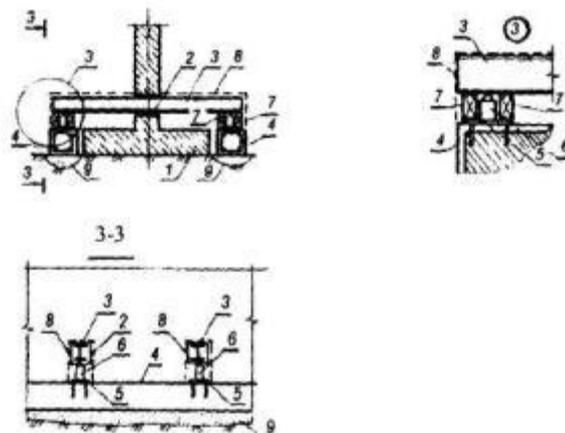


Рис. 8.4.9 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - проемы в стене фундамента для установки балок; 3 - поперечные балки; 4 - железобетонные разгружающие пояса; 5 - закладные детали, установленные при бетонировании поясов; 6 - гидродомкраты для включения разгружающих поясов в работу (после установки распорок убираются); 7 - распорки из прокатного металла, привариваемые к закладным деталям и балкам; 8 - обетонирование балок и распорок; 9 - зона обжато́го грунта основания.

Отжатие разгружающих элементов

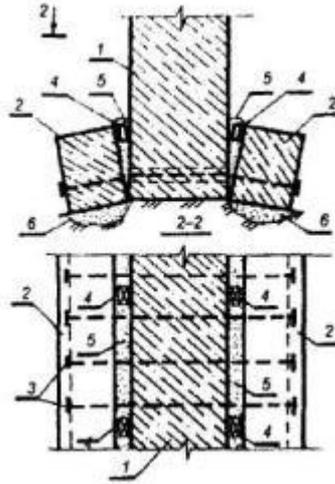


Рис. 8.4.10 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - разгружающие элементы; 3 - затяжки из арматурной стали, установленные в отверстиях, устроенных в фундаментах и разгружающих элементах; 4 - устройство для отжатия разгружающих элементов (домкраты, клинья и др.); 5 - заполнение мелкозернистым бетоном после обжатия грунта; 6 - зона обжатого грунта основания.

Переустройство столбчатых фундаментов в ленточные

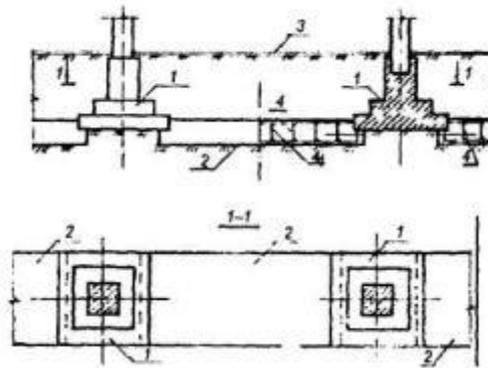


Рис. 8.4.11 – 1 - усиливаемые столбчатые фундаменты; 2 - монолитные железобетонные плиты; 3 - поверхность пола; 4 - арматурные каркасы.

Переустройство ленточных фундаментов в плитные (устройство монолитных железобетонных плит)

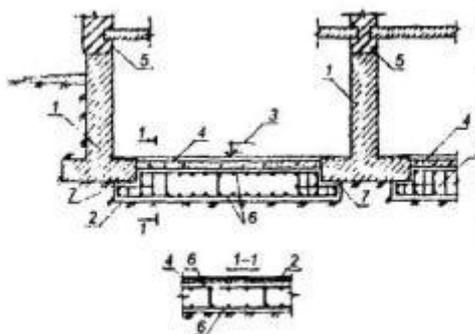


Рис. 8.4.12 – 1 - усиливаемый ленточный фундамент; 2 - сплошная (прерывистая) плита; 3 - отметка поверхности пола подвала; 4 - уплотненный крупный песок; 5 - кирпичная стена; 6 - рабочая арматура плиты усиления; 7 - поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию.

Установка раскосов для передачи части нагрузки от колонны на обрез фундамента

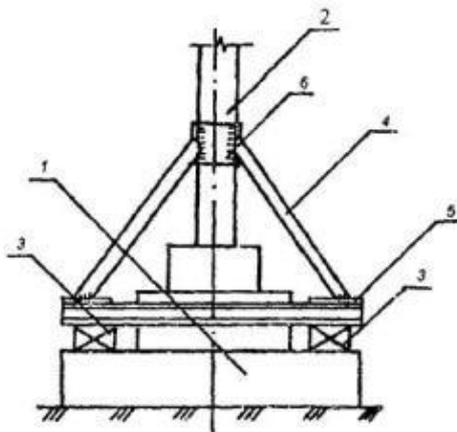


Рис. 8.4.13 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - железобетонная колонна; 3 - подкладки, устанавливаемые на обрез фундамента; 4 - металлические раскосы; 5 - металлические балки, монтируемые по периметру фундамента; 6 - металлическая обойма, приваренная к арматуре колонны.

Установка поперечных разгружающих балок для замены бутовых фундаментов под стены

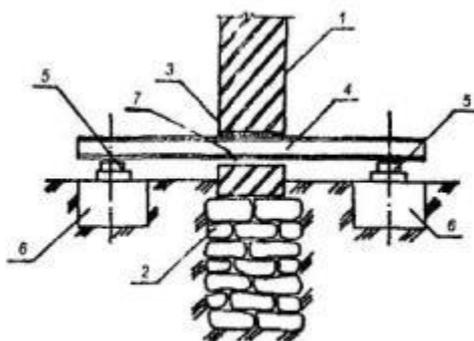


Рис. 8.4.14 – 1 - кирпичная стена; 2 - фундамент, подлежащий замене; 3 - подкладки; 4 - металлические поперечные балки; 5 - гидравлические домкраты или подкладки; 6 - временные опоры; 7 - отверстие в стене.

Уширение подошвы ленточного бутового фундамента (устойство приливов из бетона)

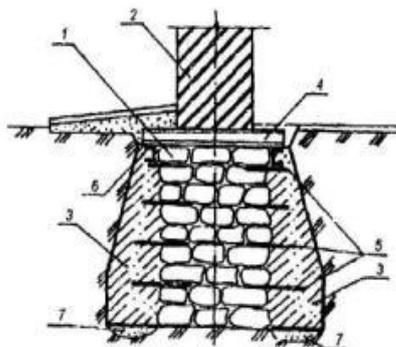


Рис. 8.4.15 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - кирпичная стена; 3 - приливы из бетона; 4 - металлические балки, устанавливаемые в пробитые отверстия; 5 - металлические штыри из арматурной стали; 6 - металлические балки, закрепляемые на сварке к поперечным балкам; 7 - зоны уплотненного грунта.

Уширение подошвы для ленточного сборного фундамента (устройство железобетонной обоймы)

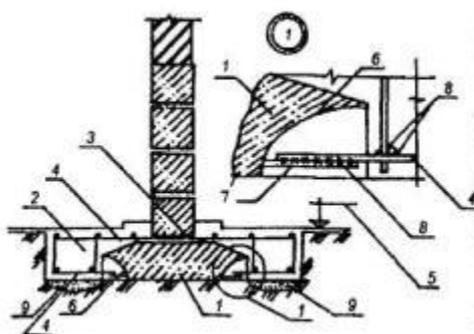


Рис.8.4.16 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - железобетонная обойма; 3 - отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры; 4 - основная рабочая арматура усиления; 5 - отметка пола подвала; 6 - сколотая поверхность бетона; 7 - выпуски арматуры в подушке; 8 - сварка; 9 - зоны уплотненного грунта.

Устройство железобетонных приливов

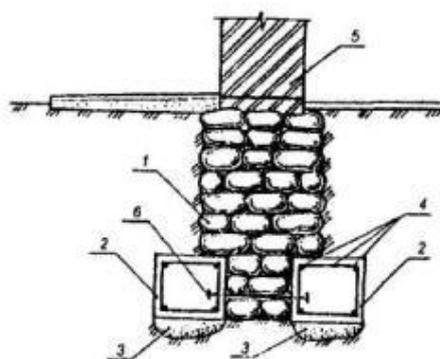


Рис. 8.4.17 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - монолитные приливы из железобетона; 3 - уплотненный грунт (втрамбованный щебень); 4 - арматура усиления; 5 - кирпичная стена; 6 - затяжка из арматурной стали.

Устройство одностороннего бетонного банкета

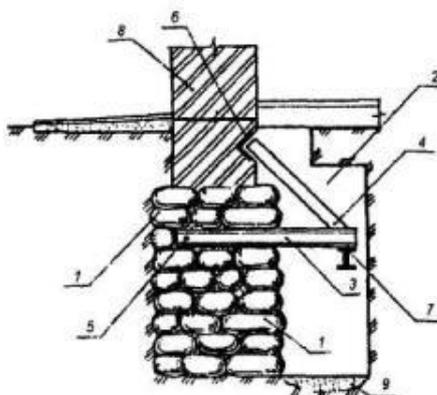


Рис. 8.4.18 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - монолитный бетонный банкет; 3 - несущая балка; 4 - подкос; 5 - анкер; 6 - упорный уголок; 7 - распределительная балка; 8 - кирпичная стена; 9 - зона уплотненного грунта.

Уширение подошвы для отдельного фундамента (устройство железобетонной рубашки)

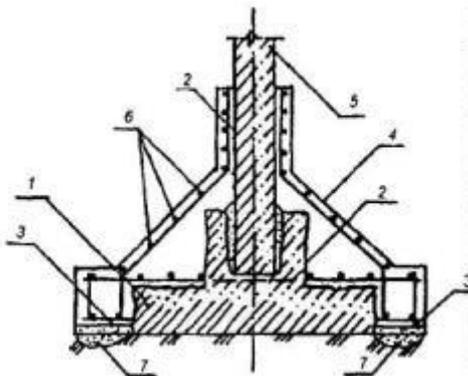


Рис. 8.4.19 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - поверхность, подготовленная к бетонированию (насечка); 3 - подготовка из тощего бетона; 4 - железобетонная рубашка с уширением; 5 - колонна; 6 - арматура усиления; 7 - зоны уплотненного грунта.

Установка рамных конструкций

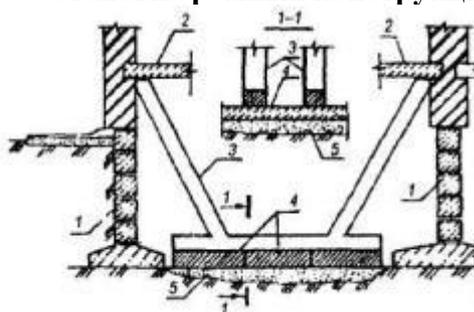


Рис. 8.4.20 – 1 - усиливаемые фундаменты; 2 - плита перекрытия; 3 - опорная рамная конструкция из железобетона или металла; 4 - дополнительный фундамент из сборных плит; 5 - зона уплотненного грунта.

Подведение разгружающих элементов для передачи части нагрузки от стены на прочный слой основания

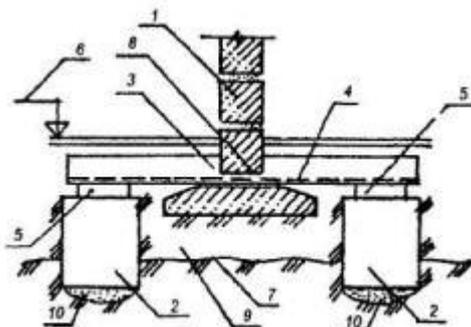


Рис. 8.4.21 – 1 - сборный ленточный фундамент; 2 - дополнительные опоры-фундаменты; 3 - монолитные железобетонные балки усиления; 4 - рабочая арматура балок; 5 - подкладки; 6 - отметка пола подвала; 7 - слой грунта с наибольшей несущей способностью; 8 - отверстие между фундаментными блоками для пропуска рабочей арматуры балок; 9 - слой слабого грунта; 10 - зоны уплотненного грунта.

Передача нагрузки от фундамента на буроинъекционные сваи

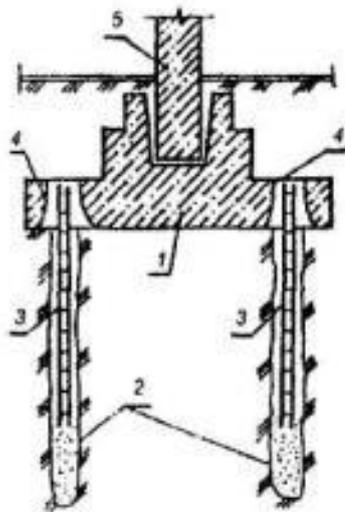


Рис. 8.4.22 – 1 - усиливаемый столбчатый фундамент; 2 - буроинъекционные (корневидные) сваи диаметром 100-250 мм, устраиваемые через плитную часть усиливаемого фундамента; 3 - арматурные каркасы; 4 - конусные отверстия в плитной части фундамента; 5 - железобетонная колонна.

Передача нагрузки от стены на буроинъекционные сваи

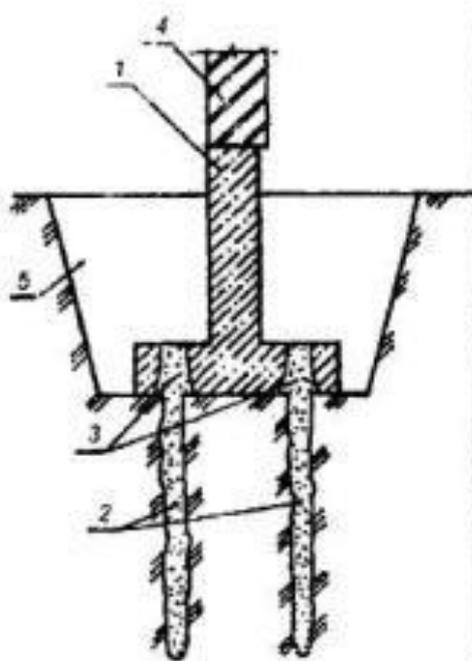


Рис. 8.4.23 – 1 - усиливаемый ленточный фундамент; 2 - буроинъекционные (корневидные) сваи, устраиваемые через плитную часть усиливаемого фундамента; 3 - конусные отверстия в плитной части фундамента; 4 - кирпичная стена; 5 - пазух, заполняемый фунтом после устройства стыка свай с плитной частью фундамента.

Передача нагрузки от фундамента на буронабивные сваи

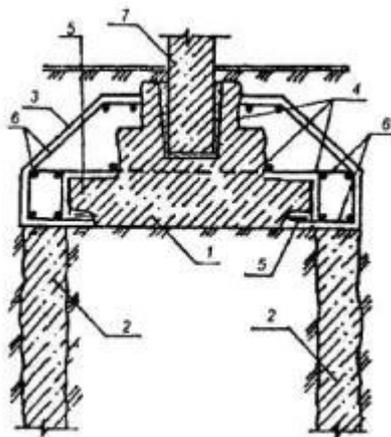


Рис. 8.4.24 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - буронабивные сваи; 3 - железобетонная обойма; 4 - поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию (насечка, сколы, зачистка); 5 - оголенная рабочая арматура существующего фундамента; 6 - арматура усиливаемого фундамента; 7 - железобетонная колонна.

Устройство анкеров из буронабивных свай

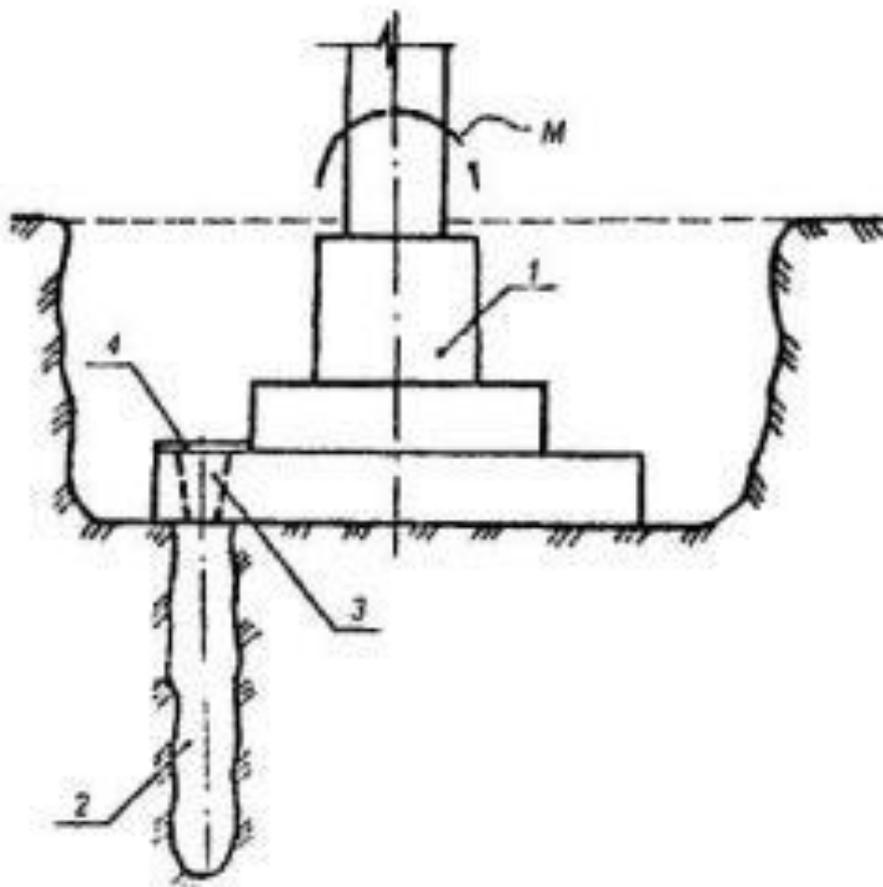


Рис. 8.4.25 – 1 - усиливаемый столбчатый фундамент; 2 - анкеры из буронабивных армированных свай, работающих на выдергивание (диаметр свай 150-200 мм, длина 2-3 м); 3 - конусные отверстия в плитной части фундамента, заполняемые в последующем бетоном; 4 - металлические пластины, к которым приваривается арматура анкеров.

Передача нагрузки от стены на набивные сваи

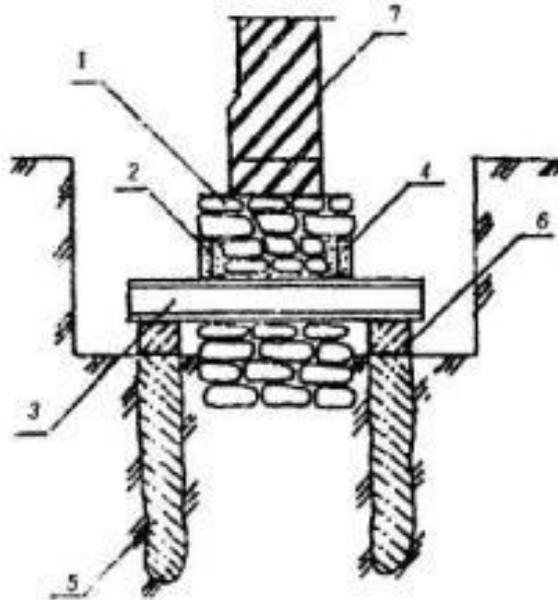


Рис. 8.4.26 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - продольные металлические балки, устанавливаемые в пробитые борозды (штрабы); 3 - поперечные металлические балки; 4 - цементно-песчаный раствор; 5 - набивные сваи; 6 - железобетонная обвязка по сваям; 7 - кирпичная стена.

Передача нагрузки от фундамента на железобетонные сваи, погружаемые вдавливанием

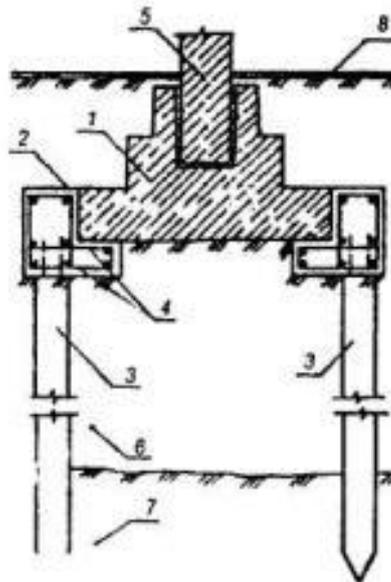


Рис. 8.4.27 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - железобетонная обойма, устраиваемая по периметру фундамента; 3 - сваи, погружаемые вдавливанием с поверхности основания; 4 - арматура усиления; 5 - колонна; 6-7 - соответственно слабый и прочный грунт; 8 - поверхность пола.

Вдавливание составных свай через отверстия в железобетонной плите

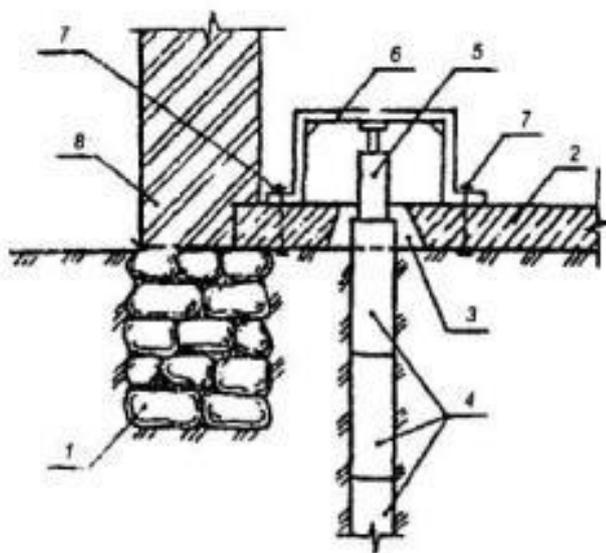


Рис. 8.4.28 – 1 - усиливаемый ленточный фундамент; 2 - монолитная железобетонная плита; 3 - отверстие в плите, устраиваемое при ее бетонировании; 4 - звенья составной железобетонной сваи; 5 - гидравлический домкрат с длинным штоком; 6 - металлический упор; 7 - анкерные болты; 8 - кирпичная стена.

Передача нагрузки от фундамента на составные железобетонные сваи, погружаемые вдавливанием

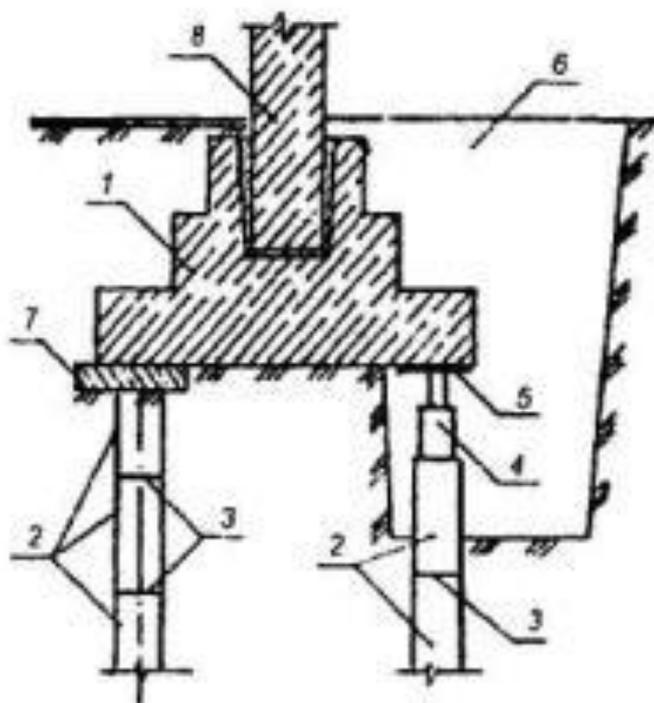


Рис. 8.4.29 – 1 - усиливаемый столбчатый фундамент; 2 - звенья составных железобетонных свай: 3 - стыки свай; 4 - гидравлический домкрат; 5 - металлическая подкладка; 6 - шурф; 7 - монолитная железобетонная плита (устраиваемая участками после вдавливания свай); 8 - железобетонная колонна.

Вдавливание свай из металлических труб отдельными звеньями

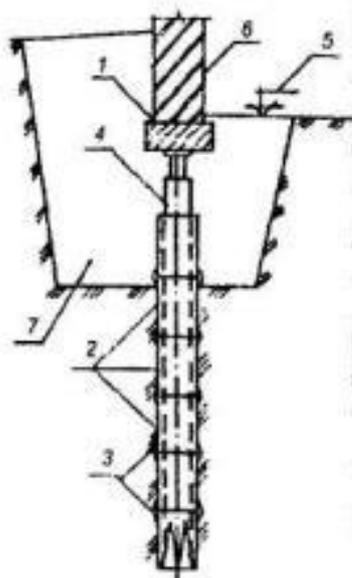


Рис. 8.4.30 – 1 - подкладка; 2 - звенья из металлических труб длиной 50 см; 3 - сварка; 4 - гидравлический домкрат; 5 - отметка пола подвала; 6 - кирпичная стена; 7 - пазух, заполняемый фунтом с уплотнением после вдавливания свай.

Передача нагрузки от стены на составные железобетонные сваи, погружаемые вдавливанием

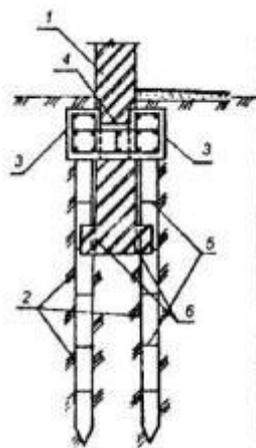


Рис. 8.4.31 – 1 - усиливаемый фундамент; 2 - звенья составных железобетонных свай; 3 - железобетонные балки, устраиваемые вдоль стены здания; 4 - железобетонные монолитные перемычки, устраиваемые с шагом 1-1,5 м; 5 - стыки свай; 6 - сколотая поверхность фундаментной плиты.

9. ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ И ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ РАБОТ НУЛЕВОГО ЦИКЛА

При разработке проектных решений на устройство оснований и фундаментов не допускается возможность ухудшения экологии окружающей среды:

- деградации ландшафтов и микроклимата; исчезновения редких видов растительности, животного мира, кормовых угодий и заповедников;
- уничтожения малых форм рельефа и его дробления;
- возникновения или активизации опасных геологических процессов;
- водной и ветровой эрозии;
- повреждения сельскохозяйственных угодий и растительности;
- изменения режима сезонного промерзания толщ оснований отапливаемых зданий и сооружений;
- иссушения, усадки (дегидратации, термоусадки) минеральных веществ пылеватых фракций в основаниях объектов с горячими технологическими процессами;
- изменения соотношения между стоками поверхностных и подземных вод, непредусмотренного затопления и подтопления земель;
- изменения обводненности грунтов, приводящей при понижении уровня воды к дополнительной осадке основания,
- деструкционному разуплотнению органического вещества; при повышении уровня подземных вод в пылеватых и глинистых грунтах;
- к размоканию и изменению их свойств, тиксотропии, просадке, выщелачиванию и суффозии грунта;
- загрязнения среды.

Не допускается выполнение строительно-монтажных работ, не предусмотренных проектным решением и приводящих к ухудшению экологии окружающей среды.

Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве, должны основываться на результатах экологических изысканий, в процессе которых должны быть выявлены следующие факторы, загрязняющие окружающую среду:

- загрязнение почв и грунтов органическими, радиоактивными и токсико-химическими веществами;
- загрязнение поверхностных и подземных вод органическими и неорганическими веществами и тяжелыми металлами;
- наличие потока радона с поверхности земли;
- выделение на участках бывших свалок строительного мусора и бытовых отходов различных газов (метана, водорода, углеводородов и других токсичных газов).

В случаях возможных антропогенных изменений среды в проектной документации рекомендуется предусматривать:

а) охранные зоны, к их числу относят:

- места питания подземных вод, водоисточники и водозаборы;
- уникальные естественные геологические разрезы-обнажения, скопления погребенной флоры и фауны, культурно-исторические образования и др.;

б) мероприятия по предупреждению опасных геологических процессов и по инженерной защите территорий.

В проектом решении предусматриваются мероприятия по ликвидации превышения предельно допустимых концентраций, загрязнений подземных вод и воздушной среды, по изоляции или локализации, а также проведение государственной экологической экспертизы принятого проектного решения и геотехнического мониторинга. В проектной документации оснований фундаментов и подземных частей зданий следует предусматривать следующие мероприятия по ликвидации или снижению негативных последствий:

- очистку загрязненных грунтов химическим, термическим или биологическим методом или удаление с площадки загрязненного грунта на согласованные места захоронения;
- устройство противорадоновой защиты зданий (пассивная или принудительная вентиляция);
- создание различного типа барьеров (экранов) для задержания газов, устройство вентилируемых подполий;
- строительство защитных сооружений (дамб, берм, водозащитных стен, противofiltrационных завес и др.) при возможном поступлении к объекту строительства загрязненных поверхностных и подземных вод.

10. ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПО ЕВРОНОРМАМ

10.1. Основы геотехнического проектирования по ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7, часть 1

Введение

Европейские нормы по проектированию оснований и фундаментов введены в действие (как и другие европейские стандарты) Минстройархитектуры Республики Беларусь в 2010 г. в качестве кодекса установившейся практики под шифром - ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7 (далее ТКП EN или Еврокод 7). Он является версией Еврокода в переведенной с английского официальной редакции немецких норм (Еврокода) DIN EN 1997-1:2005-10.

Еврокод 7 состоит из двух частей: ТКП EN 1997-1 "Геотехническое проектирование. Часть 1. Основные правила" (см. данный подраздел 3.12.1); EN 1997-2 "Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунтов" (см. 3.12.2). Еврокод 7 должен применяться совместно с EN 1990 «Еврокод 0: Основы строительного проектирования» (CEN, 2002) и EN 1991: Еврокод 1 "Воздействия на сооружения" или в версии ТНПА Республики Беларусь СН 2.01.01.

Часть 1 Еврокода 7 является общим документом, регламентирующим принципы геотехнического проектирования на базе метода расчета по предельным состояниям (LSD). В частности, в нем дается общий расчет геотехнических воздействий массива грунта на структурные элементы сооружения в виде: опор, фундаментов, свай, подземных частей зданий и др., а также деформаций и напряжений, возникающих в грунте от внешних воздействий. Рекомендуемые детальные сведения проектирования (расчетные схемы и принципы, точные формулы, графики и др.) приводятся в «информативных» (рекомендуемых) приложениях и одном нормативном (обязательном) приложении А, где указаны частные множители и корреляционные коэффициенты для критических предельных состояний по прочности, деформациям и рекомендованные их значения (могут уточняться в национальных приложениях, см. п.1.1.2).

Расчет оснований фундаментов по ТКП EN производится для проверки предельных состояний (STR и GEO) - по разрушению (несущей способности) и чрезмерным деформациям конструкции фундамента, его элементов, и их основания (грунтов).

Ниже рассматриваются основные положения Еврокода 7 часть 1 по геотехническому проектированию оснований плитных и свайных фундаментов по двум предельным состояниям с **нумерацией** разделов, подразделов, пунктов (в скобках), формул, рисунков, таблиц, приложений по версии ТКП EN 1997-1; Еврокод 7 (идентичной), выделенной полужирным шрифтом.

Общие положения

10.1.1 Предпосылки применения Еврокода 7

1. Статьи стандартов EN 1990 представляют собой либо Принципы, помеченные буквой "P", либо Правила применения, обозначаемые цифрой в скобках, например, "(1)".

Принципы, в отличие от Правил, включают в себя: обязательные требования определения и аналитические модели, для которых нет никаких альтернатив.

2. В Европейском стандарте альтернативные процедуры и рекомендуемые значения с примечаниями, допускается изменять в установленных еврокодом пределах только в следующих разделах и пунктах (элементах) EN 1997-1: **2.1(8)P, 2.4.6.1(4)P, 2.4.6.2(2)P, 2.4.7.1(2)P, 2.4.7.1(3), 2.4.7.2(2)P, 2.4.7.3.2(3)P, 2.4.7.3.3(2)P, 2.4.7.3.4.1(1)P, 2.4.7.4(3)P, 2.4.7.5(2)P, 2.4.8(2), 2.4.9(1)P, 2.5(1), 7.6.2.2(8)P, 7.6.2.2(14)P, 7.6.2.3(4)P, 7.6.2.3(5)P, 7.6.2.3(8), 7.6.2.4(4)P, 7.6.3.2(2)P, 7.6.3.2(5)P, 7.6.3.3(3)P, 7.6.3.3(4)P, 7.6.3.3(6), 8.5.2(2)P, 8.5.2(3), 8.6(4), 11.5.1(1)P, A.2, A.3.1, A.3.2, A. 3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6, A.4, A.5.** Изменения утверждаются МАиС Республики Беларусь. В противном случае, проект не будет считаться соответствующим Еврокоду 7.

3. Настоящий технический кодекс установившейся практики ТКП EN 1997-1 (далее - технический кодекс) подготовлен и принят на основе европейского стандарта EN 1997-1:2008 с **идентичной** степенью соответствия, разработанного CEN/TC 250 «Еврокоды конструкций».

10.2. Геотехническое проектирование. Концепция, параметры

10.2.1 (2.1) Требования к проекту

(2) При определении проектных ситуаций и предельных состояний в Еврокоде 7 учитываются следующие факторы:

- инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки;
- тип и размер сооружения и его элементов, включая особые требования, такие как проектный срок службы;
- ситуацию на окружающей территории (например, соседние сооружения, транспорт, инженерные коммуникации, растительность, соседство с опасными химикатами);
- региональную сейсмичность;
- влияние окружающей среды (гидрология, поверхностные воды, оседание грунта, сезонные изменения температуры и влаги).

(4) Предельные состояния в Еврокоде 7 проверяются по одному или нескольким из перечисленных ниже методов:

- расчетные методы в соответствии с **2.4** (аналитический по п. **6.5.2.2**, полуэмпирический по п. **6.5.2.3** или предписывающий по п. **6.5.2.4**);
- назначение предписаний согласно **2.5**;
- экспериментальные модели и испытания нагрузкой в соответствии с **2.6**;
- методы наблюдения в соответствии с **2.7**.

(10) - (20) В EN 1997-1 вводится понятие геотехнических категорий (ГК), которое может использоваться для установления проектных требований. ГК1 включает в себя малые и относительно простые конструкции, для которых могут использоваться обычные методы проектирования и устройства фундаментов. ГК2 охватывает традиционные типы конструкций и фундаментов, не связанных с исключительным риском или сложными грунтовыми условиями: фундаменты на естественном основании, сплошные фундаментные плиты, свайные фундаменты и стены, - их следует проектировать с использованием геотехнических данных, но с проведением обычных полевых и

лабораторных испытаний. ГКЗ включает в себя не входящие в ГК1 и ГК2 конструкции, которые проектируются с использованием отличных от EN 1997 положений с привлечением специализированных организаций.

10.2.2 Проектные ситуации

(1)Р Должны рассматриваться как кратковременные, так и долговременные факторы.

10.2.3 (2.4) Геотехническое проектирование с использованием аналитических методов расчета

10.2.3.1 (2.4.3) Свойства грунтов основания

(1)Р Численные значения параметров грунтовых и скальных массивов для проектных расчетов могут быть получены эмпирически по результатам испытаний, теоретически с использованием соответствующих данных или посредством корреляции.

10.2.3.2 (2.4.4) Геометрические данные

(1)Р Отметки и уклоны поверхности грунта, уровней воды, границ слоев, размеры земляных выемок или геотехнических сооружений должны рассматриваться как геометрические данные.

10.2.3.3 (2.4.5) Характеристические значения геотехнических параметров

(1)Р Характеристические значения геотехнических параметров должны определяться по производным значениям, полученным посредством лабораторных и полевых испытаний и дополненным подтвержденным опытом в соответствии с EN 1990:2002 и EN 1991.

Термин «характеристическое значение» определен в EN 1990 как значение свойства материала, обеспечивающее с 95-% вероятностью наиболее приемлемый результат. Характеристическое значение может приниматься как минимальным (например, для прочности материала), так и максимальным (например, для веса материала). Поскольку при геотехническом проектировании определение свойств материала с большой точностью крайне затруднительно, в 2.4.5.2(2)Р EN 1997-1 дается иное определение термина «характеристическое значение» - осторожная оценка соответствующего свойства материала, где «соответствующее» означает, в числе прочего, свойство материала и грунта в целом для места его нахождения (залегания), а не свойство отдельного отобранного образца и частного испытания.

(12)Р При использовании стандартных таблиц характеристических значений, относящихся к параметрам определяемым по результатам изысканий, характеристическое значение нужно выбирать как очень приблизительную (предварительную) оценку.

10.2.3.4 (2.4.5.3) Характеристические значения геометрических данных

(2) Характеристические значения уровня грунта и размеров геотехнических сооружений или их элементов должны быть равны номинальным значениям, наиболее неблагоприятным для расчетной модели.

Номинальное значение - значение геотехнического показателя, являющееся типичным для данного элемента; например, номинальный диаметр буронабивной сваи может быть равен 600 мм, но он может отклоняться от данного значения, как в большую, так и в меньшую сторону. Принимается худшее значение для рассматриваемой проектной ситуации.

10.2.3.5 (2.4.6) Проектные (расчетные) значения

10.2.3.5.1 (2.4.6.1) Расчетные значения воздействий

(2) Р Расчетная (проектная) величина воздействия F_d должна оцениваться непосредственно или получаться по репрезентативным значениям с использованием следующего уравнения:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep},$$

$$\text{где } F_d = \psi \cdot F_k,$$

здесь F_k – характеристическое значение воздействия;

ψ – безразмерный коэффициент по EN1990; 2002; γ_F – частный коэффициент по приложению А к Еврокод 7 (см. также подраздел 2.7).

10.2.3.5.2 (2.4.6.2) Проектные значения геотехнических параметров (свойств грунтов) X_d должны оцениваться по характеристическим значениям X_k по формуле

$$X_d = X_k / \gamma_M, \quad (2.2)$$

где γ_M - частный коэффициент по приложению А Еврокод 7, таблицам подраздела 2.7.

10.2.3.6 (2.4.7) Аварийные предельные состояния. Проверка сопротивления основания в длительных и временных ситуациях

(1)Р При рассмотрении предельного состояния (STR и GEO) по разрушению (несущей способности) или чрезмерным деформациям конструкции (в т.ч. фундамента) и его элементов или основания (грунтов), согласно Еврокод 7, следует проверять общее условие

$$E_d \leq R_d, \quad (2.5)$$

которое, при проектировании несущей способности оснований **фундаментов** имеет вид

$$V_d \leq R_d (F_{c;d} \leq R_{c;d}), \quad (6.1)$$

где $V_d / F_{c;d}$ - соответственно проектное (расчетное) значение вертикальной компоненты суммарного воздействия на плитный / свайный фундамент, направленного перпендикулярно его подошвы;

$R_d / R_{c;d}$ - расчетные сопротивления нагрузке $V_d / F_{c;d}$ грунта основания фундамента.

Значения $E_d (V_d / F_{c;d})$, R_d назначаются с использованием частных коэффициентов, применяемым к репрезентативным воздействиям F_{rep} , и к результатам этих воздействий V , формулы (2.6 а) и (2.6 б), или к характеристическим параметрам грунта X_k , и к сопротивлениям R , формулы (2.7 а), (2.7 б), (2.7 с):

$$E_d (V_d / F_{c;d}) = E (V / F_c) \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (2.6 \text{ а})$$

$$E_d (V_d / F_{c;d}) = \gamma_E E (V / F_c) \{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (2.6 \text{ б})$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \quad (2.7 \text{ а})$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} / \gamma_R, \quad (2.7 \text{ б})$$

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R, \quad (2.7 \text{ с})$$

1 (P) Для проверки предельных состояний (прочности, деформаций) по формулам (2.6) и (2.7) используются частные коэффициенты из обязательного приложения А Еврокод 7 (см. также подраздел 2.7 таблицы А1-А12) и одного из 3-х принципов (2.3.6.1-2.3.6.2) проектирования (ПП или Design Approaches – DA по Еврокод 7), устанавливаемого национальным приложением к Еврокоду 7.

10.2.3.6.1.1 (2.4.7.3.4.2) Проектный принцип 1 (ПП 1, DA 1)

(1P) В ПП 1 (DA 1), за исключением проектирования свай и анкеров, на действие осевой нагрузки проверяются предельные состояния несущей способности или чрезмерной деформации с использованием 2-х основных сочетаний набора частных коэффициентов:

в сочетании 1: $A1 \llcorner + \gg M1 \llcorner + \gg R1$;

в сочетании 2: $A2 \llcorner + \gg M2 \llcorner + \gg R1$,

где, здесь и далее, «+» означает «в сочетании с...».

10.2.3.6.1.2 (2.4.7.3.4.3) Проектный принцип 2 (ПП 2, DA 2)

(1P) В ПП 2 (DA 2) предельные состояния по несущей способности или чрезмерным деформациям при разрушении проверяются с использованием 1-го сочетания набора частных коэффициентов:

сочетание: $A1 \llcorner + \gg M1 \llcorner + \gg R2$.

10.2.3.6.1.3 (2.4.7.3.4.4) Проектный принцип 3 (ПП 3, DA 3)

(1P) В ПП 3 (DA 3) предельные состояния по разрушению или чрезмерной деформации проверяются с использованием 1-го сочетания набора частных коэффициентов:

сочетание: $(A1^* \text{ или } A2^\dagger) \llcorner + \gg M2 \llcorner + \gg R3$,

где * — для воздействий от сооружений;

† — для геотехнических воздействий.

10.2.3.6.1.4 Обозначения в (ПП1-ПП3): A, M, R — наборы частных коэффициентов в сочетаниях: A – набор частных коэффициентов по приложению А Еврокода 7 или таблиц в подразделе 2.7, применяемый к репрезентативным воздействиям $F_{гер}$ или их результатам; M – то же, применяемый к характеристическим параметрам грунта X_k ; R – то же, к сопротивлениям (см. формулы (2.6а) и (2.6б)).

10.2.3.6.1.5 Принципиальную расчетную схему проверки предельных сочетаний STR и GEO, согласно Еврокоду 7 для плитных фундаментов, можно представить в следующем виде, рисунок 11.1.

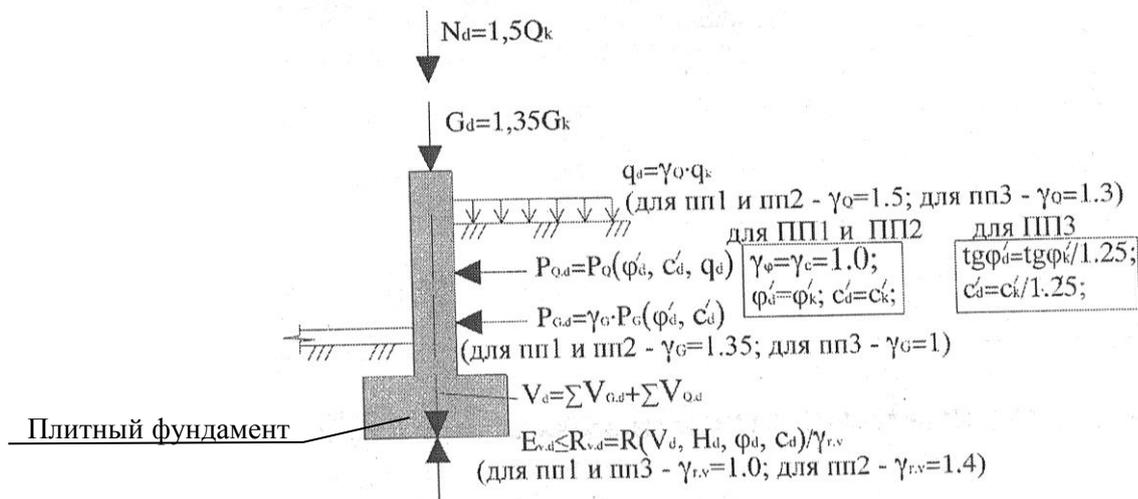


Рис. 10.1. – Принципы подходов ПП 1 – ПП 3 (ДА 1 – ДА 3) к проектированию плитных фундаментов с использованием частных коэффициентов (вариант вертикального равновесия при неблагоприятных сочетаниях воздействий)

10.2.3.7 Последовательность (алгоритм) проектирования по аварийным предельным состояниям (несущей способности, деформаций) фундаментов аналитическим методом согласно Еврокод 7:

10.2.3.7.1 Определение проектных значений нагрузок из условий (6.1), где V_d определяется согласно Еврокоду 0, Еврокоду 1, а характеристических параметров грунтов X_k - по результатам изысканий в соответствии с Еврокодом 7, часть 2 (см. подраздел 2.4 и подраздел 2.5).

10.2.3.7.2 Назначение частных коэффициентов надежности для воздействий и параметров грунтов по приложению А Еврокода 7 или таблицам подраздела 2.7.

10.2.3.7.3 Аналитический расчет проектного значения сопротивления грунта R_d основания фундамента с использованием рекомендуемой методики приложения D Еврокода 7 и др.

10.2.3.7.4 Проверка условия (6.1) при котором проектное сопротивление грунта должно быть больше проектного воздействия: $V_d \leq R_d$ ($F_{c;d} \leq R_{c;d}$) и подбор исходя из него размеров фундамента (свай).

Примечание. Коэффициенты надежности выбираются на основании применяемого одного из проектных принципов (ПП) по пунктам (2.3.6.1.1-2.3.6.1.3).

10.2.3.7.5 Примеры расчетов с учетом положений подразделов (2.4-2.6) приведены в статьях:

10.2.3.7.5.1 Кравцов В.Н. Практика применения Еврокода 7 в Республике Беларусь и результаты сравнительных геотехнических расчетов оснований фундаментов по европейским и национальным нормам / В.Н. Кравцов // Вестник Полоцкого государственного университета : серия Ф. Строительство. Прикладные науки : галоуная редкол.: Д.М. Лазоускі (гл. ред.) [и др.]. – Полоцк, 2019. – Р. 98-105.

10.2.3.7.5.2 Кравцов В.Н. Особенности геотехнического проектирования оснований свай по Еврокод 7 в условиях Республики Беларусь (сравнительный анализ европейских и национальных норм) / В.Н.Кравцов // межд. конф., Минск, июнь 2019 г. / Министерство образования Республики Беларусь, БНТУ. Составители : В.Ф. Зверев [и др.]. – Минск, БНТУ, 2019. – С. 349-367.

10.2.4 (6.5.2) Расчет несущей способности оснований плитных фундаментов с использованием аналитического метода ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7 (приложение D)

10.2.4.1 (6.5.2.1) Расчет несущей способности основания плитного фундамента по методике Еврокод 7 производится из условия (6.1).

10.2.4.1.1 (D2) Проектные значения: нагрузки V_d определяется по Еврокоду 0, а сопротивление фундамента R_d на основе рекомендуемых в приложении D аппроксимированных уравнений теории упругости и учета следующих предпосылок и исходных факторов:

- прочности грунта, обычно характеризуемой расчетными значениями c_u , c' и φ ;
- конструкции фундамента и схемы приложения нагрузок (эксцентриситет, наклон нагрузки и подошвы фундамента, глубина ее заложения и др.) согласно рисунку 2.2 (D1);
- инженерно-геологических условий строительства (характеристика площадки, состав грунтов основания и их расположение по глубине, простираанию и др.).

10.2.4.1.2 Расчетная схема плитного фундамента дана на рисунке 11.2 (D1), согласно приложению D.

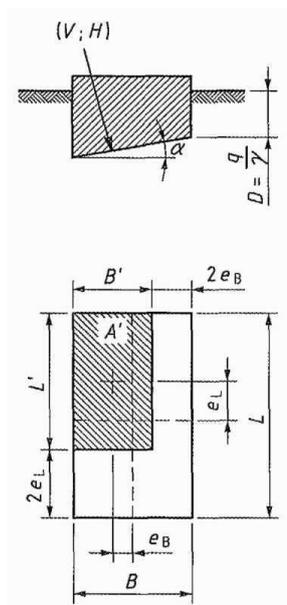


Рис. 10.2. – (D1) — Расчетная схема для определения несущей способности основания плитного фундамента по методике Еврокод 7 аналитическим методом с использованием рекомендуемого приложению D

10.2.4.1.3 (D1) Основные обозначения, используемые на рисунке 2.2 (D1) и в расчетных формулах по методике Еврокод 7, приложение D.

- $A' = B'L'$ — проектная эффективная площадь фундамента, m^2 ;
- b — проектные значения безразмерных коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами s , q и γ ;
- B — ширина фундамента, м;
- B' — эффективная ширина фундамента, м;
- D — глубина заложения, м;

- e — эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами B и L , м;
- i — безразмерные коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления c , пригрузки q и удельного веса грунта γ ;
- L — длина фундамента, м;
- L' — эффективная длина фундамента, м;
- m — показатель степени в формулах для коэффициентов наклона i ;
- N — безразмерные коэффициенты с нижними индексами для c , q и γ ;
- q — пригрузка или давление на уровне подошвы фундамента, кН/м²;
- q' — расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента, кН/м²;
- s — безразмерные коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для c , q и γ ;
- V — вертикальная нагрузка, кН;
- α — угол наклона подошвы фундамента к горизонтали, град;
- γ' — проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента, кН/м³;
- θ — угол наклона для H , град.

10.2.4.2 Расчет сопротивления основания фундамента R_d (расчетной несущей способности грунта) аналитическим методом с использованием (**приложения D** Еврокод 7) производится для двух условий 2.4.2.1 (D3) – не консолидируемого основания (условие без дренирования) и 2.4.2.2 (D4) – консолидированного основания (условие с дренированием).

10.2.4.2.1 (D3). Для условия не дренированного основания расчетная несущая способность вертикально нагруженного основания фундамента может быть определена по формуле:

$$R/A' = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q, \text{ кПа},$$

(D1)

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

— наклона подошвы фундамента: $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2)$;

— формы фундамента:

$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B'/L')$ - для прямоугольной формы;

$s_c = 1,2$ - для квадратной или круглой формы;

— наклона нагрузки с горизонтальной составляющей H :

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}}\right),$$

здесь $H \leq A'c_u$.

c_u — прочность грунта при недренированном сдвиге, кПа, определяемая по формуле

$$c_u = c \frac{\cos \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi} + \sigma_o \frac{\sin \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi}, \text{ где}$$

$$\sigma_o = \frac{1}{3}(\sigma_{z,ep} + 2\sigma_{x,ep})$$

$$\sigma_{z,ep} = \sum \gamma_{ep} z$$

$$\sigma_{x,ep} = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_{z,ep}, \text{ где}$$

ν – коэффициент Пуассона, приведен в таблице 11.1

Таблица 10.1 – Коэффициент Пуассона для различных типов грунтов

Тип грунта	Коэффициент Пуассона ν
Крупнообломочные грунты ($0,45 \leq e \leq 0,55$)	0,27
Пески и супеси ($0,45 \leq e \leq 0,75$)	0,30–0,35
Суглинки ($0,50 \leq e \leq 0,85$)	0,35–0,37
Глины ($0,5 \leq e \leq 1,0$) при показателе текучести I_L :	
$I_L \leq 0$	0,20–0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
$0,25 < I_L \leq 1,00$	0,38–0,45
<i>Примечание</i> — Меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунта.	

10.2.4.2.2 (D 4). Для условия дренированного основания расчетная (проектная) несущая способность вертикально нагруженного фундамента может быть определена по формуле

$$R / A = c' N_c b_c s_{ci} + q' N_q b_q s_{qi} + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_{\gamma i}, \text{ кПа,}$$

(D2)

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

— несущей способности:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi';$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi', \text{ где } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (при шероховатой поверхности подошвы}$$

фундамента);

— наклонной плоскости подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

— формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi' \quad \text{для прямоугольной формы;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L') \cdot \sin \varphi' \quad \text{для прямоугольной формы;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{для прямоугольной, квадратной или круглой формы;}$$

— наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1},$$

здесь $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, если H действует в направлении B' ;

$$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')], \text{ если } H \text{ действует в направлении } L'.$$

В случаях, когда горизонтальная составляющая нагрузки действует в направлении, образующем угол θ с направлением L' , m можно вычислять по формуле

$$m = m_b = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta.$$

10.2.5 (7.4) Принципы (методы) проектирования оснований свайных фундаментов нагруженных осевой вдавливающей нагрузкой по предельным (аварийным) состоянием

10.2.5.1 (7.4.1) Методы проектирования

1 (Р) Процесс проектирования должен основываться на одном из следующих подходов:

- на результатах испытаний статической вдавливающей нагрузкой, для которых расчетом или иными способами было доказано, что они сопоставимы с известными опытными данными;
- на эмпирических или аналитических методах расчета, достоверность которых была подтверждена испытаниями статической нагрузкой в схожих условиях;
- на результатах испытаний динамической нагрузкой, достоверность которых была подтверждена испытаниями статической нагрузкой в схожих условиях;
- на результатах наблюдений за поведением аналогичного свайного фундамента в аналогичных грунтовых условиях, что подтверждается результатами инженерно-геологических изысканий и испытаний грунтов основания.

10.2.5.2 (7.4.2) Вопросы проектирования

1 (Р) Следует учитывать различия в поведении одиночных свай и групп свай, а также жесткость и прочность конструкций (например, ростверков), объединяющих сваи.

(3) Р Для свай в группах следует рассматривать два механизма разрушения:

- разрушение от вдавливания отдельных свай;
- разрушение от вдавливания свай и межсвайного грунта, которые работают как единый блок.

Проектная несущая способность выбирается по наименьшему значению.

10.2.5.3 (7.6.2.2) Аварийное (предельное) сопротивление оснований свай вдавливаю по результатам испытаний статической нагрузкой

(8) Р Для сооружений, которые не способны перераспределять нагрузки от «слабых» свай к «прочным» необходимо выполнение следующего условия:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{mean}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}, \quad (8)$$

где ξ_1 и ξ_2 - поправочные коэффициенты по таблице 11.2 (А9), учитывающие количество испытанных свай (n) соответственно для средних (mean) и минимальные (min) сопротивлений грунта по результатам вдавливания в него 1-ой или нескольких свай ($R_{c,m}$) при испытании статической вдавливающей нагрузкой $(R_{c,m})_{\text{mean}}$ и $(R_{c,m})_{\text{min}}$ соответственно.

Таблица 10.2 (А.9) – Поправочные коэффициенты (ξ) для получения характеристических значений по результатам их испытаний свай статической нагрузкой (n - количество испытанных свай)

ξ для $n =$	1	2	3	4	>5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Примечание: Для конструкций, обладающих достаточной жесткостью и прочностью для передачи нагрузок от «слабых» свай к «прочным», величины ξ_1 и ξ_2 могут быть поделены на 1,1 при условии, что ξ_1 не будет меньше 1,0, см. EN1997-1 7.6.2.2(9).

(12) Характеристическое общее сопротивление грунта основания вдавливанию $R_{c;k}$ может быть получено, исходя из характеристических значений сопротивлений нижнего конца (торца) сваи $R_{b;k}$ и ее ствола $R_{s;k}$, по формуле

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}. \quad (7.3)$$

(14) Проектное (расчетное) общее сопротивление $R_{c;d}$ определяется по формулам

$$R_{s;d} = R_{s;k} k \gamma_t \quad (7.4)$$

$$R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s. \quad (7.5)$$

где γ_t , γ_b , γ_s – частные коэффициенты для длительных и временных ситуаций по таблицам (А6 – А8) приложения А Еврокод 7 или таблицам подраздела 2.7.

10.2.5.4 (7.6.2.3) Аварийное сопротивление основания сваи вдавливанию с использованием физико-механических характеристик грунтов, установленных, по результатам их испытаний (аналитический метод)

(3) **Р** Проектное (расчетное) общее сопротивление сваи вдавливанию $R_{c;d}$ определяется по формуле

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}. \quad (7.6)$$

(4) **Р** Для каждой сваи $R_{b;d}$ и $R_{s;d}$ могут быть определены из уравнений

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b \text{ и } R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s. \quad (7.7)$$

(5) **Р** Характеристические значения $R_{b;k}$ и $R_{s;k}$ находят из условия

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{d;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}, \quad (7.8)$$

где ξ_3 и ξ_4 – поправочные коэффициенты по таблице 2.5.2 (А10), которые зависят от числа профилей (скважин) для испытания грунтов n , которые применяются соответственно:

- к средним (mean) аналитически рассчитанным (cal) общим значениям сопротивления грунта вдавливанию нижнего конца (торца) R_b плюс ствола R_s $(R_{c;cal})_{mean} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{mean} = (R_{b;cal})_{mean} + (R_{s;cal})_{mean}$;
- к наименьшим (min) их общим значениям $(R_{c;cal})_{min} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{min}$, или по методу, приведенному в **7.6.2.3 (8)**.

Таблица 10.3 (A10) – Поправочные коэффициенты (ξ) для получения характеристических значений сопротивления свай при осевой вдавливающей нагрузке по физико-механическим характеристикам грунтов, определенных опытным путем (n - количество профилей (скважин) испытаний для грунтов)

ξ для $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Примечание: Для конструкций, обладающих достаточной жесткостью и прочностью для передачи нагрузок от «слабых» свай к «прочным», величины ξ_3 и ξ_4 могут быть поделены на 1,1 при условии, что ξ_3 не будет меньше 1,0, см. EN1997-1 7.6.23(7).

(8) Характеристические значения сопротивления грунта вдавливанию торца $R_{b;k}$ и ствола $R_{s;k}$ могут быть также получены из уравнений

$$R_{b,k} = A_b q_{b;k} \text{ и } R_{s,k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k}, \quad (11)$$

где $q_{b;k}$ и $q_{s;i;k}$ - характеристические значения сопротивления грунта соответственно вдавливанию торца и ствола свай в различных слоях, полученные исходя из значений параметров (свойств) грунтов основания.

10.2.6 (6.6) Проектирование по эксплуатационным предельным состояниям (деформациям)

10.2.6.1 (6.6.1) Общие положения

(2) При расчете деформаций основания (осадок) и конструкций фундамента следует учитывать сопоставительный опыт и неопределенности, связанные с расчетной моделью, а также определением параметров грунта. Следует учитывать, что в большинстве случаев расчеты могут дать только приблизительные значения перемещений фундамента.

10.2.6.2 (6.6.2) Осадки

(1) Рассчитываются как мгновенные, так и длительные осадки.

(2) Для частично и полностью водонасыщенных грунтов рассматриваются следующие три составляющие осадок по формуле

$$s = s_0 + s_1 + s_2, \text{ см}, \quad (2.6.1)$$

где

- s_0 — осадка для полностью водонасыщенного грунта — мгновенная осадка, вызванная деформациями сдвига при постоянном объеме, а для частично водонасыщенного грунта — деформации сдвига и мгновенная осадка с уменьшением объема;

- s_1 — осадка за счет консолидации;

- s_2 — осадка за счет ползучести.

(3) При расчете осадок следует использовать общепринятые методы.

(4) Особое внимание следует уделять грунтам с содержанием органики и слабым глинистым грунтам, осадки которых неограниченно растут во времени вследствие ползучести.

(5) Глубина сжимаемой толщи грунта при расчете осадки должна зависеть от размера и формы фундамента, изменения сжимаемости грунта по глубине и размещения элементов фундаментов.

(6) Обычно эту глубину принимают из условия, что эффективные вертикальные напряжения от фундамента составляют 20 % напряжений от внешней нагрузки.

(7) Во многих случаях эта глубина назначается приблизительно равной одной или

удвоенной ширине фундамента, но эта глубина может быть уменьшена для малонагруженных широких фундаментных плит.

(16) Для обычных сооружений на глинистых основаниях необходим расчет отношения несущей способности основания при начальной прочности на сдвиг в недренированном состоянии к приложенной эксплуатационной нагрузке (см. 2.4.8(4)). Если это отношение меньше трех, то расчет осадок обязателен. Если это отношение меньше двух, то в расчете следует учесть нелинейную жесткость основания.

10.2.6.3 (Приложение F) Метод вычисления осадок, рекомендуемый Еврокод 7 (приложение F)

10.2.6.3.1 (F2) Скорректированный метод теории упругости

(1) Общую осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить с использованием теории упругости по следующей формуле:

$$s = pbf/E_m,$$

(F.1)

где E_m — расчетное значение модуля упругости, МПа;

f — безразмерный коэффициент осадки фундамента;

p — контактное давление, линейно распределенное по подошве фундамента, МПа;

b — ширина фундамента, м.

Значение коэффициента осадки фундамента f зависит от формы и размеров площади фундамента, изменения жесткости грунта по глубине, толщины сжимаемой зоны, коэффициента Пуассона, распределения контактного давления от точки, в которой вычисляется осадка фундамента.

Если нет достоверных результатов измерений осадок фундамента, то можно вычислить расчетный модуль деформации в дренированном состоянии E_m у деформируемого слоя по результатам лабораторных или натурных испытаний.

Скорректированный метод упругости следует использовать только в тех случаях, когда напряжения в основании не вызовут значительного разрушения основания и если можно допустить, что зависимость напряжения-деформации в грунте линейна. Нужно проявлять большую осторожность при использовании скорректированного метода теории упругости в случае неоднородного основания.

10.2.7 Частные коэффициенты для конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных аварийных состояний равновесия (EQU) по приложению А ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7, часть 1

10.2.7.1 (А.3.1) Частные коэффициенты для воздействий γ_F или результатам воздействий γ_E

(1)P При определении конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных аварийных состояний в наборе частных коэффициентов A1 или A2 для ПП1-ПП3 следует использовать частные коэффициенты: к воздействиям – γ_F , и результатам воздействий – γ_E :

- γ_G к постоянным неблагоприятным или благоприятным воздействиям G ;
- γ_Q к временным неблагоприятным или благоприятным воздействиям Q .

Значения γ_G и γ_Q согласно EN 1990:2002, в наборах A1 и A2 для ПП 1 ... ПП 3 — приводятся в таблице 10.4 (А.3).

Таблица 10.4 (А.3) — Частные коэффициенты для воздействий γ_E или результатов воздействий γ_E

Воздействие		Обозначение	Группа (набор) коэффициентов	
			A1	A2
Постоянное	неблагоприятное	γ_G	1,35	1,0
	благоприятное		1,0	1,0
Кратковременное	неблагоприятное	γ_Q	1,5	1,3
	благоприятное		0	0

10.2.7.2 (А.3.2) Частные коэффициенты для параметров грунта γ_M

(1)P Для проверки конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных аварийных состояний в наборах M1 или M2 в ПП 1 ... ПП 2 к параметрам грунта следует применять частные коэффициенты γ_M :

- $\gamma_{\varphi'}$ к тангенсу угла сопротивления сдвигу;
- $\gamma_{c'}$ к эффективной связности грунта;
- γ_{cu} к прочности на сдвиг без дренажа;
- γ_{qui} к прочности на сдвиг с возможностью бокового расширения;
- γ_γ к объемному весу.

Значения $\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , γ_{qui} и γ_γ в наборах — M1 и M2 для ПП 1 ... ПП 3 — приводятся в таблице 10.5 (А.4).

Таблица 10.5 (А.4) — Частные коэффициенты к характеристикам параметрам грунта γ_M

Параметры грунта	Обозначение	Группа (набор) коэффициентов	
		M1	M2
Угол сопротивления сдвигу ^{a)}	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Предел прочности на сдвиг без дренажа	γ_{cu}	1,0	1,4
Прочность при вдавливании без возможности бокового расширения	γ_{qui}	1,0	1,4
Объемный вес	γ_γ	1,0	1,0
^{a)} Данный коэффициент применяется к $\text{tg}\varphi'$.			

10.2.7.3 (А.3.3) Частные коэффициенты к значениям сопротивления грунта γ_R

10.2.7.3.1 (А.3.3.1) Частные коэффициенты γ_R к значениям сопротивления грунта для фундаментов на естественном основании

(1)Р При проверке конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных аварийных состояний оснований плитных фундаментов на естественном основании в наборах $R 1$, $R 2$ или $R 3$ для ПП 1 ... ПП 3 нужно использовать следующие частные коэффициенты γ_R к значениям сопротивления грунта:

- $\gamma_{R;v}$ к сопротивлению сжатия;
- $\gamma_{R;h}$ к сопротивлению сдвига по поверхности.

Значения $\gamma_{R;v}$ и $\gamma_{R;h}$ во всех наборах $R 1$, $R 2$ или $R 3$ для ПП 1 ... ПП 3 — приводятся в таблице 10.6 (А.5).

Таблица 10.6 (А.5) — Частные коэффициенты γ_R к значениям сопротивления грунта для фундаментов на естественном основании

Сопротивление	Обозначение	Группа (набор) коэффициентов		
		$R1$	$R2$	$R3$
Сжатию	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Сдвигу	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

10.2.7.4 (А.3.3.2) Частные коэффициенты γ_R к значениям сопротивления для свайных фундаментов

(1)Р При проверке конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных аварийных состояний оснований свайных фундаментов в наборах $R 1$, $R 2$, $R 3$ или $R 4$ для ПП 1 ... ПП 3 следует использовать частные коэффициенты γ_R :

- γ_b к сопротивлениям грунта вдавливанию пяты сваи;
- γ_s к сопротивлению грунта вдавливанию ствола свай;
- γ_t к общему (комбинированному) сопротивлению грунта вдавливанию свай;
- $\gamma_{s;t}$ к сопротивлению грунта выдергиванию ствола свай.

Значения γ_b , γ_s , γ_t и $\gamma_{s;t}$ во всех наборах $R 1$, $R 2$, $R 3$ и $R 4$ — приводятся в таблице 11.7 – таблице 11.9 (А.6-А.8) (для забивных буронабивных и буровых свай, устраиваемых по технологии CFA).

Таблица 10.7 (А.6) — Частные коэффициенты γ_R сопротивления грунта вдавливанию забивных свай

Сопротивление для	Обозначение	Группа			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Пяты сваи	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Ствола (вдавливание)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Общее/комбинированное (вдавливание)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Ствола сваи (выдергивание)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Таблица 10.8 (А.7) — Частные коэффициенты γ сопротивления грунта вдавливанию для буронабивных свай

Сопротивление для	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Пяты сваи	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Ствола сваи (вдавливание)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Общее/комбинированное (сжатие)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Ствола сваи (выдергивание)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Таблица 10.9 (А.8) — Частные коэффициенты γ сопротивления грунта вдавливанию буровых свай, устраиваемых по технологии CFA

Сопротивление для	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Пяты сваи	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Ствола сваи (сжатие)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Общее/комбинированное (сжатие)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Ствола сваи (выдергивание)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

ЛИТЕРАТУРА

1. Пойта, П. С. Основания и фундаменты: учебное пособие для студентов учреждений высшего образования по специальностям "Промышленное и гражданское строительство", "Экспертиза и управление недвижимостью", "Сельское строительство и обустройство территорий" / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк. – Минск: Высшая школа, 2020. – 399, [1] с.;

2. Механика грунтов основания и фундаменты. Под. Ред. С.Б. Ухова 1994г.;

3. Основания и фундаменты. Б.М. Далматов. 2002г.;

4. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Под ред. Сорочана Е.А. 1985г.;

5. СП 5.01.01-2023 Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений;

6. СП 5.01.02-2023 Устройство оснований и фундаментов;

7. СП 5.01.03-2023 Свайные фундаменты.

ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

ЗАДАНИЕ 1

Определение контактных напряжений

Контактные напряжения определяются для расчета конструкций фундаментов и напряжений в основании. Характер распределения контактных напряжений зависит от жесткости, формы и размера фундамента, а так же жесткости основания. Различают 3 случая:

1. Абсолютно жесткие сооружения. Деформируемость сооружения незначительна по отношению к грунтам (фундаменты дымовых труб, мостовых опор, кузнечных молотов, прессов и др.).

2. Абсолютно гибкие сооружения. Деформируемость сооружения настолько велика, что фундаменты свободно следуют за перемещением основания (земляные насыпи, днища металлических резервуаров).

3. Сооружения конечной жесткости. Деформируемость сооружения соизмерима с деформируемостью основания. Происходит перераспределение контактных напряжений.

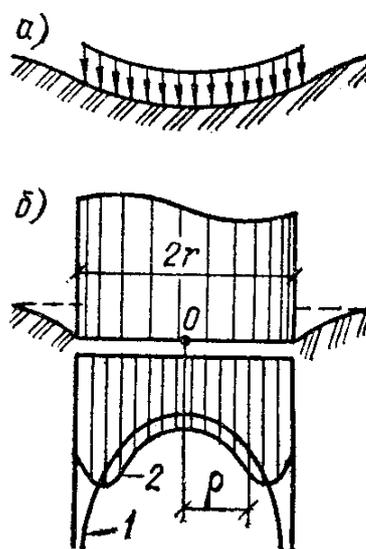


Рисунок 1.1 – Деформации поверхности грунта под абсолютно гибким и абсолютно жестким сооружением

Контактные напряжения на подошве центрально нагруженного абсолютно жесткого круглого в плане фундамента определяются по формуле Буссинеска:

$$p_r = p_m / (2\sqrt{1 - \rho^2 / r^2}) \quad (1.1)$$

где: p_r – давление по подошве фундамента на расстоянии r от центра;

r – радиус подошвы фундамента;

p_m – среднее давление по подошве фундамента.

$$p_m = \frac{N}{A} \quad (1.2)$$

где: N – вертикальная нагрузка на фундамент;

A – площадь подошвы фундамента.

Теоретически контактные давления по краям фундамента, при $\rho = r$, бесконечны. Однако вследствие развития пластических деформаций под краями фундамента эти напряжения перераспределяются и фактическая эпюра напряжений становится седлообразной.

Контактные напряжения под жестким полосовым фундаментом определяются по аналогичной зависимости:

$$p = 2p_m / (\pi\sqrt{1 - (x/a)^2}) \quad (1.3)$$

где: x – расстояние от середины фундамента до рассматриваемой точки;
 a – полуширина фундамента $a=b/2$.

Задание

Построить эпюру контактных давлений по подошве круглого фундамента дымовой трубы диаметром D и ленточного фундамента шириной b . Исходные данные взять по таблицам 1.1 и 1.2. Шаг точек для определения контактных давлений принять для круглого фундамента $0,05D$, а для ленточного — $0,1b$.

Таблица 1.1 – Исходные данные для круглого фундамента

№	p_m , кПа	D , м	№	p_m , кПа	D , м	№	p_m , кПа	D , м
1	310	6,2	11	410	8,2	21	510	10,2
2	320	6,4	12	420	8,4	22	520	10,4
3	330	6,6	13	430	8,6	23	530	10,6
4	340	6,8	14	440	8,8	24	540	10,8
5	350	7,0	15	450	9,0	25	550	11,0
6	360	7,2	16	460	9,2	26	560	11,2
7	370	7,4	17	470	9,4	27	570	11,4
8	380	7,6	18	480	9,6	28	580	11,6
9	390	7,8	19	490	9,8	29	590	11,8
10	400	7,0	20	500	10,0	30	600	12,0

Таблица 1.2 – Исходные данные для ленточного фундамента

№	p_m , кПа	b , м	№	p_m , кПа	b , м	№	p_m , кПа	b , м
1	205	3,1	11	255	4,1	21	305	5,1
2	210	3,2	12	260	4,2	22	310	5,2
3	215	3,3	13	265	4,3	23	315	5,3
4	220	3,4	14	270	4,4	24	320	5,4
5	225	3,5	15	275	4,5	25	325	5,5
6	230	3,6	16	280	4,6	26	330	5,6
7	235	3,7	17	285	4,7	27	335	5,7
8	240	3,8	18	290	4,8	28	340	5,8
9	245	3,9	19	295	4,9	29	345	5,9
10	250	4,0	20	300	5,0	30	350	6,0

ЗАДАНИЕ 2
РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СЖИМАЮЩИХ
НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИИ ПО ГЛУБИНЕ
ПОД ЦЕНТРОМ ФУНДАМЕНТА

Нагрузка от сооружения передается на основание через подошву фундамента. В грунтовом массиве, лежащем ниже подошвы фундамента, возникает напряженное состояние, которое влияет на деформации оснований (осадки, горизонтальные смещения, крены и т.д.), а также на прочность и устойчивость грунтовой толщи.

С некоторыми допущениями это напряженное состояние определяется по формулам теории линейно-деформируемых тел.

Осадку грунтов основания в большинстве случаев определяют только от вертикальных нормальных напряжений σ_{zp} , значения которых в любой точке основания находят по соответствующим формулам.

Для точек, расположенных на вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента сжимающее напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 \quad (2.1)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по таблице 2.1 в зависимости от формы подошвы, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ и относительной глубины, равной $\xi = 2z/b$;

$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ – дополнительное вертикальное давление на основание (для фундаментов шириной $b \geq 10$ м принимается $p_0 = p$);

p – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента;

z – расстояние от подошвы фундамента до рассматриваемой точки.

Таблица 2.1 – Значения коэффициента α

$\xi=2z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta=l/b$						Ленточные фундаменты при $\eta \geq 10$
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,866	0,675	0,879	0,881	0,881
1,2	0,606	0,688	0,717	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,449	0,532	0,570	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,091	0,122	0,150	0,165	0,218	0,256	0,280
4,8	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,206	0,239
5,6	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,206
6,4	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,036	0,049	0,062	0,060	0,100	0,133	0,175
7,6	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,024	0,034	0,042	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
11,0	0,017	0,023	0,029	0,040	0,050	0,071	0,114
12,0	0,015	0,020	0,026	0,034	0,044	0,060	0,104

Примечание: Для промежуточных значений ξ и η величина коэффициента α определяется по интерполяции.

Пример. Определить вертикальные сжимающие напряжения в основании по оси, проходящей через центр ленточного фундамента, имеющего ширину $b=2$ м. Глубина заложения фундамента 1,5м. Нагрузка на фундамент $N=400$ кН. Удельный вес грунта $\gamma=18$ кН/м³ (рисунок 2.1)

Решение

Полное давление по подошве фундамента

$$P = N/A = 400/2 \cdot 1 = 200 \text{ кПа}$$

Природное давление на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zgp} = \gamma \cdot d_n = 18 \cdot 1,5 = 27 \text{ кПа}$$

Дополнительное вертикальное давление под подошвой фундамента

$$p_0 = p - \sigma_{zgp} = 200 - 27 = 173 \text{ кПа}$$

По таблице 2.1 определяем значение коэффициентов α для ленточного фундамента ($\eta \geq 10$).

Вычисления по формуле 2.1 сводим в таблицу 2.2.

Таблица 2.2 – Пример расчета дополнительных напряжений σ_{zp}

$z, \text{ м}$	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$
0,0	0,0	1,000	173
0,4	0,4	0,977	169,1
0,8	0,8	0,881	152,2
1,2	1,2	0,755	130,8
1,6	1,6	0,642	110,8
2,0	2,0	0,550	95,1
2,4	2,4	0,477	82,4
2,8	2,8	0,420	72,6
3,2	3,2	0,374	64,6
3,6	3,6	0,337	58,3
4,0	4,0	0,306	53,0
4,4	4,4	0,280	48,4
4,8	4,8	0,258	44,6
5,2	5,2	0,239	41,3
5,6	5,6	0,223	38,6
6,0	6,0	0,208	36,0
6,4	6,4	0,196	33,9
6,8	6,8	0,185	32,0
7,2	7,2	0,175	30,3
7,6	7,6	0,166	28,7
8,0	8,0	0,158	27,3
8,4	8,4	0,150	26,0
8,8	8,8	0,143	24,7
9,2	9,2	0,137	23,7
9,6	9,6	0,132	22,8
10,0	10,0	0,126	21,8

Задание. Построить эпюры дополнительных нормальных напряжений по вертикали, проходящей через центр подошв 4-х фундамента с размерами в плане 1,8мх1,8м, 1,8мх3,24м, 1,8мх20м, 7,2мх7,2м. Эпюры строить до глубины $z=4b$.

Исходные данные приведены в таблице 2.3. Удельный вес грунта выше подошвы фундамента принять $\gamma'=18$ кН/м³.

Дополнительные нормальные напряжения следует определять для глубин с шагом не более 0,4б в пределах сжимаемой толщи.

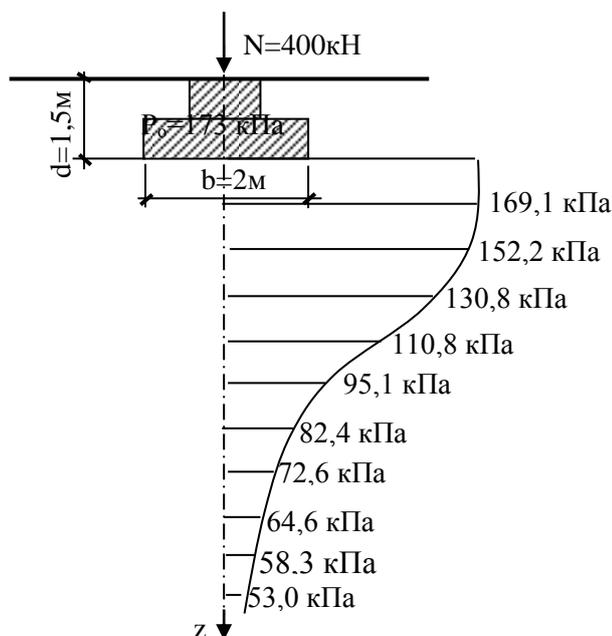


Рисунок 2.1 – Эюра дополнительных вертикальных напряжений

Таблица 2.3 – Исходные данные к заданию построения эюры вертикальных напряжений

Варианты заданий	Полное давление под подошвой фундамента, кПа	Глубина заложения подошвы фундамента d_n , м	Варианты заданий	Полное давление под подошвой фундамента, кПа	Глубина заложения подошвы фундамента d_n , м
1	150	1,3	16	300	2,0
2	160	1,5	17	310	1,3
3	170	1,6	18	320	1,8
4	180	1,5	19	330	1,5
5	190	1,8	20	340	1,0
6	200	1,4	21	350	1,5
7	210	1,2	22	360	1,0
8	220	1,5	23	370	1,5
9	230	2,0	24	380	1,7
10	240	1,8	25	390	1,6
11	250	1,0	26	400	1,5
12	260	2,0	27	410	1,3
13	270	2,0	28	420	1,1
14	280	1,5	29	430	1,0
15	290	1,5	30	440	1,4

ЗАДАНИЕ 3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДАВЛЕНИЙ В ОСНОВАНИИ ОТ СОСЕДНИХ ФУНДАМЕНТОВ МЕТОДОМ УГЛОВЫХ ТОЧЕК

Метод угловых точек используется для расчета взаимного влияния фундаментов строящегося здания, либо для расчета дополнительных осадок существующего здания при возведении в непосредственной близости от него новой постройки. При этом используется принцип, что вертикальные сжимающие напряжения под углом прямоугольной площади загрузки на относительной глубине $\xi=2z/b$ равны четверти напряжений под ее центром на глубине $\xi=z/b$.

Схемы для определения напряжений в основании прямоугольной площадки загрузки в зависимости от расположения в плане точки М приведены на рисунке 3.1.

Точка в пределах площадки загрузки:

$$\sigma_z = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV})p$$

Точка вне пределов площадки загрузки:

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

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

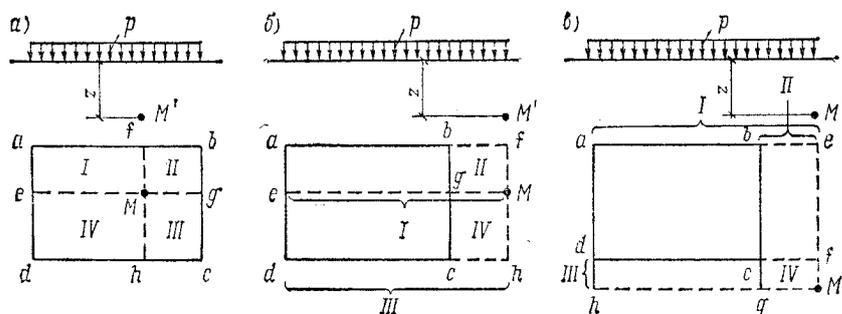


Рисунок 3.1 – Схемы к расчету давления в точке М, расположенной в пределах площадки загрузки (а) и за ее пределами (б и в)

Задание 10 Построить эпюру дополнительных напряжений в основании фундамента 1 (столбчатый фундамент $\eta=1$ из задания 2) от соседних фундаментов 2 и 3. Схема расположения фундаментов приведена на рисунке 10.2. Значения давлений под подошвами соседних фундаментов 2 и 3 приведены в таблице 3.1.

Значения дополнительных напряжений в основании фундамента 1 рассчитать на тех же глубинах z , что и в задании 2.

Пример оформления результатов расчета дополнительных напряжений приведен в таблице 3.2.

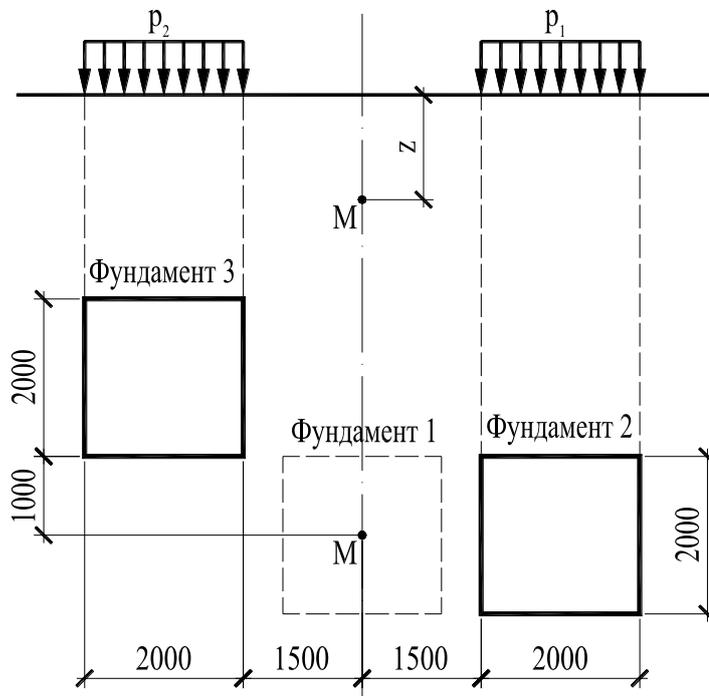


Рисунок 3.2 – Схема расположения фундаментов

Таблица 3.1 – Исходные данные для задачи 3

№	p_1 , кПа	p_2 , кПа	№	p_1 , кПа	p_2 , кПа	№	p_1 , кПа	p_2 , кПа
1	250	260	11	300	360	21	350	460
2	255	270	12	305	370	22	355	470
3	260	280	13	310	380	23	360	480
4	265	290	14	315	390	24	365	490
5	270	300	15	320	400	25	370	500
6	275	310	16	325	410	26	375	510
7	280	320	17	330	420	27	380	520
8	285	330	18	335	430	28	385	530
9	290	340	19	340	440	29	390	540
10	295	350	20	345	450	30	395	550

Таблица 3.2 – Пример оформления расчета для задачи 3

z , м	Площадка 1 $l_1/b_1=$		Площадка 2 $l_2/b_2=$		Площадка 3 $l_3/b_3=$		Площадка 4 $l_4/b_4=$		s_z
	$z_1/b_1=$	$a_1=$	$z_2/b_2=$	$a_2=$	$z_3/b_3=$	$a_3=$	$z_4/b_4=$	$a_4=$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

РАЗДЕЛ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ

Вопросы на экзамен по дисциплине

«Механика грунтов, основания и фундаменты»

1. Механика грунтов

1. Краткая строительная классификация грунтов.
2. Виды и свойства воды в грунте.
3. Физические характеристики грунтов, определяемые опытным путем.
4. Характеристики грунтов, определяемые расчетом.
5. Характеристики физического состояния грунтов.
6. Определение вида и консистенции глинистых грунтов.
7. Оптимальная плотность скелета грунта и оптимальная влажность.
8. Основные закономерности механики грунтов.
9. Сжимаемость грунтов.
10. Определение модуля деформации грунта на компрессионном приборе.
11. Определение модуля деформации грунта полевыми методами.
12. Водопроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации.
13. Определение коэффициента фильтрации грунта и высоты капиллярного подъема.
14. Эффективные и поровые давления.
15. Трение в грунтах. Закон Кулона
16. Определение угла внутреннего трения и сцепления грунта.
17. Фазы напряженного состояния грунтов при непрерывном возрастании нагрузки.
18. Определение напряжений от действия сосредоточенной силы.
19. Определение напряжений от действия любой распределенной нагрузки.
20. Определение напряжений от действия нагрузки, приложенной по прямоугольнику.
21. Метод угловых точек.
22. Определение контактных напряжений.
23. Определение напряжений от собственного веса грунта.
24. Основные причины потери устойчивости откосов.
25. Устойчивость откоса, обладающего только трением.
26. Устойчивость вертикального откоса, обладающего только сцеплением.
27. Меры по увеличению устойчивости откосов.
28. Давления грунтов на ограждения: активное, пассивное и состояния покоя.
29. Расчёт осадок фундаментов по методу элементарного суммирования.
30. Расчетное сопротивление грунта.

2. Основания и фундаменты

1. Классификация фундаментов мелкого заложения.
2. Порядок проектирования фундаментов мелкого заложения.
3. Выбор глубины заложения плитного фундамента.
4. Определение размеров фундамента мелкого заложения.
5. Определение осадки плитного фундамента.
6. Классы геотехнического риска
7. Конструкции столбчатых и ленточных фундаментов мелкого заложения.
8. Виды воздействий воды на подземные части сооружений.
9. Виды гидроизоляции и способы ее устройства.
10. Дренажи.
11. Классификация свай, ростверков и свайных фундаментов.
12. Сваи заводского изготовления. Способы погружения и контроль несущей способности
13. Сваи изготавливаемые в грунте.
14. Технологии устройства буронабивных свай.
15. Технологии устройства выштампованных свай.
16. Технологии устройства буроинъекционных свай.
17. Методы определения несущей способности свай.
18. Порядок проектирования свайных фундаментов.
19. Выбор длины свай.
20. Определение расчетной нагрузки на сваю в случае действия внецентренных нагрузок на фундамент.
21. Определение осадки свайного фундамента.
22. Расчет ростверка на продавливание колонной и угловой свайей.
23. Конструктивные методы искусственного улучшения оснований.
24. Уплотнение грунтов.
25. Закрепление грунтов.
26. Устройство фундаментов на территории, покрытой водой и в обводненных грунтах. Поверхностный водоотлив.
27. Глубинное водопонижение с помощью легких иглофильтровых установок и погружных насосов.
28. Совместная работа оснований, фундаментов и надземных конструкций. Типы сооружений по жесткости.
29. Перемычки грунтовые, из стального и деревянного шпунтов. Противофильтрационные диафрагмы.
30. Фундаменты глубокого заложения, условия их применения, классификация.

31. Опускные колодцы
32. Кессоны, и сборные железобетонные оболочки
33. Траншейные стены, возводимые методом "стена в грунте". Методы производства работ.
34. Расчет шпунтовой подпорной стенки.
35. Анкерные фундаменты и крепления. Классификация анкеров. Методы их устройства.
36. Расчет буроинъекционного анкера.
37. Особенности устройства фундаментов на слабых сильносжимаемых грунтах.
38. Особенности устройства фундаментов на лессовых и закарстованных грунтах.
39. Фундаменты в мерзлых грунтах
40. Фундаменты при динамических нагрузках
41. Причины геотехнических реконструкций.
42. Проектирование фундаментов по Евронормам
43. Методы искусственного улучшения оснований
44. Устройство фундаментов в стесненных условиях существующей застройки вблизи существующих строений.
45. Закрепление оснований при реконструкции. Струйная технология.

ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ

Учебная программа дисциплины

Основания и фундаменты	48
<i>Введение</i> Содержание дисциплины. Связь с другими курсами. Основные понятия, термины и определения. Вопросы стандартизации. Естественное и искусственное основания. Виды фундаментов и рекомендации по выбору их типа в зависимости от инженерно-геологических условий, действующих нагрузок и конструктивных особенностей здания.	1
<i>1. Основные положения проектирования оснований и фундаментов</i> Данные, необходимые для проектирования фундаментов. Задание на инженерно-геологические изыскания, их программа, стадии выполнения, организация, состав и объём. Отчёт об инженерно-геологических изысканиях. Глубина разведки. Особенности изыскания для проектов реконструкции и реставрации зданий и сооружений. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований. Нормативные и расчетные значения характеристик. Предельные состояния оснований и фундаментов. Условия выполнения требований I и II группы предельных состояний. Учет совместной работы оснований, фундаментов и надземных конструкций. Основные типы сооружений по жесткости. Виды деформаций сооружений (осадка, просадка, крен, выгиб, прогиб).	3
<i>2. Виды и конструкции фундаментов мелко заложения</i> Классификация фундаментов мелко заложения по материалу, по способу передачи нагрузки, по методу устройства и по характеру работы. Конструкции фундаментов (сборные бетонные и железобетонные фундаменты, фундаменты стен, колонн, подвальных помещений, монолитные столбчатые и ленточные фундаменты, сплошные плиты). Принципы конструирования. Защита фундаментов и подвалов от подземных вод и их агрессивных воздействий.	2

<p align="center">3. Расчет и проектирование фундаментов мелкозаложения</p> <p>Этапы проектирования фундаментов мелкозаложения. Выбор глубины заложения фундаментов. Определение размеров подошвы фундаментов при действии центральной, внецентренной, горизонтальной нагрузок и их сочетаний. Расчет деформаций фундаментов. Подбор толщины фундаментных плит из условия продавливания и расчет армирования тела фундамента. Особенности расчета фундаментов стен подвальных этажей.</p>	2
<p align="center">4. Сваи и свайные фундаменты.</p> <p>4.1 Основные определения. Классификация свай, ростверков и свайных фундаментов. Конструкции, условия и область применения различных видов свай. Теория работы свай-стоек и защемленных в грунте свай. Забивные и винтовые сваи, область применения и особенности устройства.</p>	2
<p>4.2 Сваи, изготавливаемые в грунте. Технологии устройства буронабивных свай. Методы бурения скважин, методы крепления стенок скважин. Приемы бетонирования стволов свай в скважинах. Способы опрессовки грунтов вокруг стволов свай и под их нижними концами. Создание уширений вдоль стволов свай и под их нижними концами. Набивные сваи в выштампованных и раскатанных скважинах. Буроинъекционные и грунтоцементные сваи, выполненные по струйной технологии.</p>	4
<p>4.3 Расчет и проектирование свайных фундаментов по предельным состояниям. Методы определения несущей способности свай, их достоинства и недостатки. Работа свай в группе. Определение нагрузки на сваи при центральном и внецентренном нагружении. Проверка прочности основания и определение осадки свайных фундаментов. Расчет свай на горизонтальную нагрузку и на выдергивание. Подбор толщины ростверка из условия продавливания колонной и угловой сваей и расчет армирования тела ростверка. Особенности расчетов свай и свайных фундаментов по Еврокод 7. Особенности проектирования свайных фундаментов с несущим ростверком и свайно-плитных фундаментов.</p>	4

<p style="text-align: center;">5. Методы искусственного улучшения оснований.</p> <p>5.1 Классификация методов искусственного улучшения оснований. Конструктивные методы улучшения свойств оснований. Устройство песчаных подушек, шпунтовых ограждений, боковых пригрузок, замена грунта. Армирование грунтов.</p>	2
<p>5.2 Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов. Уплотнение глинистых водонасыщенных оснований статической нагрузкой с применением вертикального дренирования. Уплотнение грунтов при понижении уровня грунтовых вод. Методы закрепления слабых грунтов: химический, электрохимический, термический, цементация, силикатизация, битумизация. Закрепление вододонасыщенных глинистых грунтов армодренирующими элементами из сухих бетонных и грунтоцементных смесей.</p>	2
<p style="text-align: center;">6. Земляные сооружения.</p> <p>6.1 Классификация земляных сооружений. Требования, предъявляемые к материалам насыпей и грунтовых подушек. Расчет и проектирование насыпей и выемок без крепления стенок.</p>	2
<p>6.2 Устройство котлованов на территории, покрытой водой и в обводненных грунтах. Поверхностный водоотлив. Глубинное водопонижение с помощью легких иглофильтровых установок, погружных насосов. Электроосмос в слабо фильтрующих грунтах. Перемычки грунтовые, из стального и деревянного шпунтов, из льда и замороженного или закрепленного грунта. Противофильтрационные диафрагмы и ванны.</p>	2
<p style="text-align: center;">7. Фундаменты глубокого заложения.</p> <p>7.1 Классификация фундаментов глубокого заложения и условия их применения. Опускные колодцы и кессоны. Погружение колодцев в тиксотропных рубашках. Принципы расчёта опускных колодцев и оболочек. Профилактика кессонной болезни. Сборные железобетонные оболочки, их конструкции, области применения и производство работ по возведению. Баретты. Буровые опоры большой грузоподъёмности, сооружаемые под глинистым раствором, колонковым бурением системы Беното и др. Методы определения несущей способности.</p>	2
<p>7.2 Траншейные стены, возводимые методом "стена в грунте". Область применения, конструктивные особенности, технологии устройства. Определение устойчивости и несущей способности. Способы крепления ограждающих конструкций глубоких котлованов: анкерные, нагельные, распорные и подкосные. Их расчет.</p>	2

<p>7.3 Анкеры и заанкеренные фундаменты, их классификация и методы устройства. Принципы расчёта анкерных фундаментов по предельным состояниям. Буроинъекционная и струйная технологии, армированный грунт.</p>	<p>2</p>
<p style="text-align: center;">8. Фундаменты в особых условиях.</p> <p>8.1 Особенности проектирования фундаментов на структурно-неустойчивых и сильносжимаемых грунтах (просадочных, пучинистых, набухающих, засоленных, слабых глинистых, малопрочных песчаных, биогенных грунтах и торфах). Конструктивные методы снижения чувствительности здания к неравномерным осадкам.</p>	<p>2</p>
<p>8.2 Общие сведения о мёрзлых и вечномерзлых грунтах. Явления, встречающиеся при оттаивании грунтов и замерзании деятельного слоя. Мерзлотное пучение грунтов и меры борьбы с выпучиванием фундаментов.</p> <p>Проектирование фундаментов при возведении сооружений по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований, по конструктивному методу с учётом оттаивания и по методу предварительного оттаивания и подготовки оснований. Особенности проектирования фундаментов на подрабатываемых территориях и на основаниях из искусственных грунтов (насыпных, намывных).</p>	<p>2</p>
<p>8.3 Принципы устройства фундаментов в стесненных условиях существующей застройки, а также при возведении зданий вблизи существующих строений.</p>	<p>1</p>
<p>8.4 Фундаменты при динамических и вибрационных нагрузках (сейсмические, ударные, вибрационные и пульсирующие ветровые воздействия). Основы расчёта и конструирования массивных фундаментов под машины периодического и ударного действия. Понятие о рамных фундаментах под машины. Особенности выбора оснований и конструирования фундаментов в сейсмических районах.</p>	<p>1</p>

<p>9. Реконструкция фундаментов и усиление оснований</p> <p>Причины геотехнических реконструкций. Методы реконструкции и усиления фундаментов. Подводка новых фундаментов и возведение новых подземных объемов под существующими зданиями и сооружениями. Способы повышения жесткости и снижения чувствительности зданий к неравномерным осадкам фундаментов. Передвижка и выравнивание кренов зданий.</p>	4
<p>10. Техника безопасности и охрана окружающей среды при выполнении работ нулевого цикла</p> <p>Техника безопасности при выполнении работ нулевого цикла. Охрана окружающей среды с использованием геотехнических методов.</p>	2
<p>11. Основы проектирования оснований и фундаментов, испытаний грунтов в соответствие с европейскими нормами.</p> <p>Исходные данные, необходимые для проектирования фундаментов зданий и сооружений. Нагрузки и воздействия на фундаменты. Нормативные и расчетные характеристики грунтов. Основные положения по проектированию фундаментов в соответствии с Еврокод 7. Особенности исследования свойств грунтов в соответствии с евронормами. Основные предпосылки по расчету плитных фундаментов и фундаментов глубокого заложения.</p>	4