

Курс лекций

Введение.

Значение дисциплины

Надежность зданий и сооружений зависит от многих факторов, но наиболее важным из них является работа основания и фундамента. Для обеспечения надежности основания и фундамента сооружения требуются весьма существенные затраты. Так, они могут составлять 20 % стоимости сооружений, а при строительстве плотин, шлюзов, мостовых устоев, башен, подпорных стен, резервуаров стоимость устройства основания и фундамента достигает 40...60 %.

Правильность проектирования и устройства основания и фундамента в значительной степени зависит от умения оценивать свойства грунтов в основаниях и их совместную работу с фундаментами и надземными конструкциями, от рациональности выбранных типов оснований и фундамента и размеров последних, от качества выполнения этих работ.

В практике строительства известно много примеров опасной недооценки значимости знаний об основаниях и фундаментах различных сооружений. Так, плотина высотой более 60 метров, построенная в штате Калифорния, рухнула из-за ошибки в оценке грунтов основания, что привело к гибели более 400 человек и принесло убытки более 11 млн. долларов.

Аналогичная катастрофа унесла около 100 человеческих жизней при разрушении плотины в штате Пенсильвания на реке Аустин.

В Канаде около г. Виннипега в 1912 году при загрузке зерном элеватор погрузился в грунт на 8,7 метра с креном около 30°. В г. Фарго (США) подобная авария привела к полному разрушению элеватора.

Особенно сложные условия строительства часто встречаются в гидротехнике, в том числе в гидромелиорации. Здесь сжимаемая толща грунта может находиться ниже поверхности грунтовой воды, грунты могут проявлять разнообразные свойства. Гидросооружения могут получать большие и неравномерные осадки. Грунты оснований могут набухать, проявлять морозное пучение, внезапно разжижаться. Часто невозможно отрыть котлован под шлюз-регулятор из-за его заплывания.

В сельском строительстве имеются свои особенности проектирования и выполнения работ по фундаментостроению. Так, несимметричность здания и неоднородность грунтов под фундаментами часто приводят к неравномерным осадкам фундаментов и появлению трещин на стенах здания. Замачивание грунта около водонапорной башни вызывает крен башни и

выход ее из строя. Строительство высоких водонапорных башен для сельских поселков требует особых фундаментов из-за значительных ветровых нагрузок. Строительство гаражей около жилых зданий часто приводит к боковым нагрузкам на стены подвалов зданий или гаражей, что вызывает выпор грунта из-под более высокого фундамента в сторону подвала.

Структура дисциплины

Дисциплина "Основания и фундаменты" состоит из двух разделов: "Механика грунтов" и "Основания и фундаменты". В первом разделе рассматриваются физико-механические свойства грунтов, распределение в них напряжений, деформации грунтов в основании сооружений и условия устойчивости массивов грунтов. Первый раздел опирается на знание следующих дисциплин: инженерной геологии, сопротивления материалов, теории упругости, гидравлики. Механика грунтов является необходимой теоретической базой для расчета оснований.

Второй раздел "Основания и фундаменты" освещает вопросы проектирования и устройства фундаментов в различных грунтовых условиях. Этот раздел опирается на следующие дисциплины: инженерную геологию, механику грунтов, строительную механику, строительные конструкции, технологию строительного производства, технику безопасности, экономику. Одновременно надземные конструкции невозможно рационально спроектировать без оценки деформаций грунтов основания, так как от этих деформаций зависят усилия, возникающие в конструкциях, а иногда и их пригодность к эксплуатации.

Основные понятия

Грунтом называют горные породы и органо-минеральные образования, залегающие в верхних слоях земной коры и используемые в строительстве.

Основанием называют толщу грунтов, непосредственно воспринимающих нагрузку от сооружения. Основание является естественным, если грунты, слагающие его, не нарушены (рис. 1).

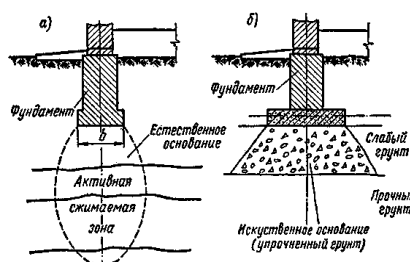


Рис. 1. Общий вид оснований и фундаментов.

Основание называют искусственным, если свойства грунтов искусственно улучшаются, например, путем упрочения или замены.

Фундаментом является нижняя часть сооружения, предназначенная для передачи нагрузки от сооружения основанию. Фундамент должен рассматриваться в сочетании с основанием и с вышележащими конструкциями сооружения.

Нижняя опорная поверхность фундамента называется подошвой. Расстояния ее от поверхности земли определяют глубину заложения фундамента. Верхняя граница фундамента называется обрезаем фундамента. Фундамент оказывает наиболее существенное влияние в пределах определенной зоны основания, называемой активной зоной.

Осадка фундамента – понижение отметки фундамента в результате проявления различных свойств основания: сжимаемости грунта, его усадки, проявления просадочности и др.

Выпор – перемещение грунта из-под подошвы фундамента к открытой поверхности грунта в результате разрушения основания. Происходит в случаях превышения допустимых нагрузок на грунт.

Устойчивость фундамента – способность фундамента сохранять свое пространственное положение при воздействии на него нагрузок. Устойчивость фундамента может потеряться из-за разрушения грунта под подошвой фундамента, при этом фундамент может сдвинуться, получить крен, опрокинуться.

Устойчивость основания – способность грунта сохранить свою пространственную структуру при нагружении. Устойчивые основания имеют большую прочность – способность противостоять нагрузкам не разрушаясь.

1.4. Виды грунтов

По происхождению грунты делятся на следующие группы:

- 1.Магматические, или изверженные.
- 2.Осадочные.
- 3.Метаморфические.
- 4.Искусственные.

Магматические образовались в результате извержения и остывания лавы; осадочные – в результате выветривания магматических и метаморфических пород; метаморфические – в результате химических и физических превращений из магматических и осадочных пород под действием высоких температур и давлений; искусственные – в результате производственной и хозяйственной деятельности людей.

По общей инженерно-геологической классификации пород и грунтов их делят на три класса:

1. Породы с жесткими связями между частицами, или скальные (происхождение – магматическое, осадочное или метаморфическое).

2. Породы и грунты без жестких связей между частицами, или рыхлые (осадочное происхождение).

3. Искусственные грунты с жесткими связями и без жестких связей (результат деятельности человека).

Механика грунтов как наука занимается изучением грунтов без жестких связей между частицами, т.е. рыхлыми.

По условиям формирования рыхлые грунты делятся на:

1. Континентальные отложения:

а) элювиальные (залегающие в месте их первоначального возникновения);

б) делювиальные (залегающие на склонах той возвышенности, где они возникли, и смываемые только атмосферными водами);

в) аллювиальные (переносимые водными потоками на значительные расстояния, образующие мощные толщи);

г) ледниковые – валунные глины и суглинки (морены);

д) эоловые – продукты физического выветривания горных пород и переноса воздушными течениями и вихрями (пески дюн и барханов и лессовые грунты);

е) биогенные образования (торфы разной степени разложения – озерные, болотные, озерно-болотные, озерно-аллювиальные, аллювиально-болотные и др.).

2. Морские отложения: органогенные грунты – ракушечники, дисперсные глины, органо-минеральные образования (илы, заторфованные грунты), пески, галечники.

1. Природа и состав грунтов

1.1. Состав грунта

В состав природных грунтов входят три группы элементов:

1. Твердые частицы.

2. Вода в различных видах и состояниях.

3. Газообразные включения.

В зависимости от сочетания составных частей грунта различаются следующие системы элементов:

1. Трехкомпонентная система, состоящая из трех вышеуказанных групп элементов (т.е. твердых частиц и пустот между ними, заполненных воздухом и водой).

2. Двухкомпонентная система "твердые частицы – вода" (т.е. пустоты между частицами заполнены водой).

3. Двухкомпонентная система "твердые частицы – воздух".

Основой всех трех систем является группа твердых частиц.

1.2. Характеристика твердых частиц

Твердые минеральные частицы грунтов представляют систему разнообразных по форме, составу и размерам минеральных зерен. Система этих минеральных частиц вместе с органическими частицами называется скелетом грунта.

По крупности минеральные частицы классифицируются следующим образом:

1. Валунны (окатанные) и камни (угловатые), имеющие средний размер более 20 см.

2. Булыжник– 10...20 см.

3. Галька (окатанные) и щебень (угловатые) – 4...10 см

4. Гравий (окатанные) и хрящ (угловатые) – 2 мм...4 см.

5. Песчаные частицы – 0,05...2 мм.

6. Пылеватые частицы – 0,001...0,05 мм.

7. Глинистые частицы – менее 0,001 мм.

Минеральные частицы грунтов могут содержать различные минералы. Наиболее часто встречается около 100 минералов. Причем самыми распространенными минералами в грунтах являются: кварц, полевые шпаты, слюды, глинистые минералы.

Минеральные частицы по различному взаимодействуют с водой. Так, частицы из кварца, полевого шпата и других силикатов обладают высокой водопрочностью (т.е. слабой растворимостью). Частицы из других минералов (гипс, доломит, сидерит и др.) слабоустойчивы в воде. Частицы из глинистых минералов являются гидрофильными и при взаимодействии с водой сильно набухают (но сами практически нерастворимы).

1.3. Виды воды в грунте

Установлены следующие виды воды в грунтах:

1. Вода в форме пара.

2. Связанная вода:

- а) прочносвязанная (гигроскопическая, адсорбционная);
- б) рыхлосвязанная (пленочная).

3. Свободная вода:

- а) капиллярная;
- б) гравитационная с положительным внутренним давлением;
- в) гравитационная с отрицательным внутренним давлением;
- г) капиллярно-гравитационная.

4. Вода в твердом состоянии.

5. Кристаллизационная вода и химически связанная.

Вода в форме пара является важным видом воды, так как при незначительной влажности грунта только она может свободно перемещаться в нем. Путем конденсации из этого вида образуются другие виды воды в грунтах. Парообразная вода в грунте находится в динамическом равновесии с другими видами воды.

Связанная вода представляет собой следующее. Молекулы воды являются диполями, а грунтовые частицы в большинстве заряжены отрицательно. Поэтому молекулы воды удерживаются частицей грунта. Первые ряды молекул притягиваются с силой в несколько сот МПа. Эти слои относятся к прочносвязанной воде. Ее плотность в среднем равна 2 г/см³. Удалить ее можно лишь путем подогрева грунта до температуры 150...300 °С. На расстоянии около 0,5 мкм от частицы электромолекулярные силы близки к нулю. Слои воды между указанной границей и прочно связанной водой являются рыхлосвязанной водой (пленочной). Ее плотность близка к обычной свободной воде (1 г/см³). Удалить ее из грунта можно выдавливанием от одного до нескольких МПа.

Свободная вода – вода, находящаяся за пределами действия электромолекулярных сил. Так, капиллярная вода, заполняя мелкие поры в грунте, движется под действием сил поверхностного натяжения капиллярных менисков. Капиллярную воду подразделяют на воду углов пор, капиллярно-подвешенную, капиллярно-подпертую. Первая из них имеет место при частичном заполнении пор грунта, вторая существует в верхней зоне грунтового полупространства, зависая в грунте после впитывания дождевых осадков, третья находится непосредственно над поверхностью свободной гравитационной воды и образует так называемую «капиллярную кайму». Используемое в литературе название «Подпертая» не совсем удачно, т.к. эта вода находится выше поверхности гравитационной воды не из-за ее выталкивания вверх, а из-за подтягивания вогнутыми менисками из зоны гравитационной воды.

Гравитационная вода заполняет пространство между частицами грунта, в котором капиллярные силы не проявляются, т.е. в более крупных порах. Перемещается в грунте под действием гравитационных сил.

Гравитационная вода может быть двух видов: с положительным внутренним давлением и с отрицательным. Первая встречается наиболее часто, например, в водоносных пластах выше глинистых водоупоров. Вторая – в нисходящих потоках в условиях «грунтового сифона» и «капиллярного сброса».

Капиллярно-гравитационная вода перемещается под действием и гравитационных сил и сил поверхностного натяжения. Чаще всего встречается в области над гравитационной грунтовой водой мелиорированных территорий.

Вода в твердом состоянии образуется при замерзании жидкой фазы. Кристаллы льда в большинстве случаев играют роль цемента, т.е. скрепляют частицы, но иногда (в глинистых грунтах) замерзание воды может вызвать пучение грунта, а при повторном замерзании – оттаивании – уменьшить прочность грунта.

Кристаллизационная и химически связанная вода входит в состав кристаллических решеток минералов. Кристаллизационная вода сохраняет свою молекулярную форму H_2O (например, $CaSO_4 \cdot 2H_2O$), химически связанная – нет ($Ca(OH)_2$). Удаление кристаллизационной воды изменяет свойства минерала, а удаление химически связанной приводит к распаду минерала.

1.4. Газ в грунте

Газы и пары всегда имеются в поровом пространстве грунта. Содержание газообразных включений зависит от объема пор. Газы находятся в свободном, защемленном и адсорбированном состоянии. Газы в двух последних состояниях оказывают влияние на деформационные свойства грунтов за счет проявления сжимаемости газа. Адсорбированные газы удерживаются на поверхности частиц грунта молекулярными силами. При увлажнении они вытесняются водной пленкой (гигроскопической водой). Защемленные газы образуются при увлажнении грунта одновременно с разных сторон, особенно сверху и снизу. Удалить адсорбированные и защемленные газы трудно. Так, в глинистых грунтах для этого необходимо приложить давление около 200 МПа. Наличие адсорбированных и защемленных газов приводит к многолетней осадке насыпей из глинистых грунтов, деформациям и разрывам насыпей.

2.5. Строение грунта

Строение грунта отражается его структурой и текстурой. Структура грунта – это размер слагающих его частиц, их форма, характер поверхности, количественное соотношение элементов и характер их взаимосвязи. Основными типами структур являются глыбистая, комковатая, ореховая, зернистая, плитчатая, чешуйчатая, призматическая, микроагрессивная, пылевато-микроагрессивная, овальная, игольчатая, трубчатая, плейчатая.

Структурные связи между элементами грунта можно привести к двум основным видам:

- 1) водно-коллоидные (коагуляционные и конденсационные);
- 2) кристаллизационные.

Первые обуславливаются электромолекулярными силами между частицами грунта, с одной стороны, и пленками воды и коллоидными оболочками, с другой. Коагуляционные связи образуются при свертывании коллоидов, а конденсационные – при их уплотнении и образовании гелей (студней). Вторые образуются за счет появления новых кристаллических соединений в местах контактов частиц. Первые – вязко-пластичные мягкие обратимые. Вторые – жесткие необратимые (водостойкие и не водостойкие).

В зависимости от наличия связей рыхлые грунты делятся на связные и несвязные (сыпучие).

Текстура грунта – пространственное расположение элементов грунта. Типы текстур: беспорядочная, слоистая, ориентированная.

2. Особые свойства и физические явления в грунтах

2.1. Основные свойства грунтов

Основными свойствами грунтов являются плотность, влажность, пористость. Плотность – способность грунта сохранять свою массу в пределах определенного пространства или изменять ее при наличии воздействий. Влажность – способность удерживать определенное количество воды и изменять его при внешних воздействиях. Пористость – способность грунта вмещать в себя рассредоточено по всему объему газы и жидкости.

2.2. Показатели свойств

Показатель свойств (упрощенно, физический показатель) – количественная характеристика, отражающая обладание свойством. Показателями плотности грунта ввиду его сложности являются два показателя: объемная масса грунта и объемная масса твердых частиц (ρ и ρ_s). *Объемная масса грунта* ρ – это масса единицы объема грунта в естественном состоянии. В природе обычно $\rho = 1,3...2,4$ г/см³. *Объемная масса твердых частиц* – это масса частиц в единице объема грунта, мысленно уплотненного до состояния отсутствия пор (ρ_s). Значение ρ_s для минеральных грунтов изменяется незначительно. Так, среднее значение для чистых песков $\rho_s \approx 2,66$ г/см³, для супесей $\rho_s \approx 2,70$ г/см³, для суглинков $\rho_s \approx 2,71$ г/см³, для глин $\rho_s \approx 2,74$ г/см³. Для торфов $\rho_s \approx 1,4...2,1$ г/см³.

Из показателей объемной массы получают *силовые показатели*: объемный вес грунта, объемный вес твердых частиц, объемный вес сухого грунта, объемный вес грунта, находящегося во взвешенном состоянии в воде (соответственно γ , γ_s , $\gamma_{ск}$, $\gamma_{взв}$). Пересчет первых трех показателей из массовых производится на основании второго закона Ньютона $\gamma = \rho g$. Четвертый силовой показатель $\gamma_{взв}$ определяется из значения объемного веса грунта в сухом состоянии за вычетом выталкивающей Архимедовой силы (эта формула будет получена далее).

Свойство влажность количественно характеризуется *массовой влажностью* W и *объемной влажностью* G . Первая определяется как отношение массы воды в грунте к массе твердых частиц:

$$W = \frac{m_e}{m_s} \quad (2.1)$$

и выражается в относительных единицах или в процентах: вторая – как отношение объема воды в порах ко всему объему пор:

$$G = \frac{V_e}{V_n} \quad (2.2)$$

Объемная влажность называется также *степенью водонасыщенности грунта*, или *коэффициентом водонасыщенности*.

Пористость грунта отражается относительным значением объема пор в грунте. При этом используются два показателя: коэффициент пористости n и удельный коэффициент пористости e . Первый выражается как отношение объема пор к общему объему грунта:

$$n = \frac{V_n}{V} \quad (2.3)$$

второй – как отношение объема пор к объему скелета грунта:

$$e = \frac{V_n}{V_s}. \quad (2.4)$$

К приведенным выше основным свойствам грунтов, изучаемым в настоящей дисциплине, следует прибавить свойство "дисперсность грунта" – способность грунта рассеиваться в воздухе или воде при движении объема грунта. Это свойство количественно выражается более сложным, чем три вышеуказанные, показателем, называемым "гранулометрический состав" и отражающимся векторной величиной – системой чисел, расположенных в определенном порядке.

Гранулометрический состав – количественное содержание фракций различного размера в грунте. Массовое содержание фракций каждого размера выражается в процентах по отношению к общей массе всего грунта. Гранулометрический состав является одним из важнейших показателей, определяющих физические свойства грунта. От него зависят пористость, водопроницаемость, пластичность, усадка и др.

Гранулометрический состав определяется рядом способов. Наиболее распространенным из них является ситовый. Применяют также способ отмучивания (для песчаных и супесчаных грунтов), пипеточный (для глинистых грунтов), ареометрический (для фракций менее 0,25 мм, более крупные – ситовым способом), полевой способ Рутковского (для выделения глинистой, пылеватой, песчаной фракций).

Ситовый анализ проводят путем просеивания воздушно-сухого грунта на ситах с размером отверстий: 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25; 0,10 мм.

При анализе глинистых грунтов фракции грунта разделяют по скорости падения частиц, взвешенных в спокойной жидкости. Скорость v падения зависит от размера частицы. Размер частиц определяется по формуле Стокса:

$$v = \frac{2}{9} gr^2 \frac{\rho_s - \rho_g}{\eta}, \text{ см/с}, \quad (2.5)$$

где r – радиус частиц, см:

ρ_g – объемная масса воды, г/см³;

η – коэффициент вязкости воды, г/см·с;

g – ускорение свободного падения, см/с².

В результате гранулометрического анализа получают таблицу (матрица – строка, матрица – столбец), в которой отражено массовое или процентное содержание различных по размеру фракций. Для наглядности гранулометрический состав изображают графически рядом способов: кривой гранулометрического состава, циклограммой, диаграммой – треугольником. Каждый из способов имеет свои преимущества и недостатки. Так, кривая состава наглядна, но требует значительного времени для отражения очередного анализа. Циклограмма, представляющая собой круг, разбитый на

сектора, еще более наглядна, но требует еще больше времени и места для отражения результатов анализа. Способ треугольника очень экономичен по времени, но имеет пониженную точность. Указанные способы подробно изучаются при проведении лабораторных работ.

Приведенные выше и другие показатели используются для расчетов при проектировании сооружений. В связи с этим показатели грунтов делят на классификационные и расчетные. Классификационные показатели позволяют относить грунт к определенным подразделениям. Основными классификационными показателями являются гранулометрический состав, коэффициент пористости, объемная влажность и др. Расчетными показателями являются объемная масса грунта, объемная масса твердых частиц и др. Основная часть расчетных показателей рассматривается далее при выполнении различных расчетов.

Используя различные классификационные показатели, выполняют классификации грунтов. Классификации различают общие, частые, региональные, отраслевые.

Общие классификации охватывают все наиболее распространенные типы грунтов. Общие классификации строятся на генетической основе с учетом последующих изменений. Эти классификации являются основой, на которой строятся все остальные классификации. Общая классификация грунтов приведена в.

Частные классификации подразделяют и детально рассматривают отдельные группы грунтов по одному или нескольким признакам. К ним относятся классификации осадочных обломочно-песчано-глинистых грунтов по гранулометрическому составу, глинистых по числу пластичности, лессовых по степени просадочности и т. п.

Региональные классификации рассматривают грунты определенной территории. В основе их лежит генетическое и возрастное подразделение грунтов, отраженное в общей классификации.

Отраслевые классификации подразделяют грунты в зависимости от определенного вида строительства: гидротехнического, дорожного или при использовании грунтов как оснований сооружений и т. д. Отраслевая классификация для оснований сооружений приведена в.

Отраслевая классификация представляет ряд частных классификаций грунтов. Так, грунты делятся на две группы: скальные, нескальные. Скальные грунты – это породы с жесткими связями между частицами (спаянные и цементированные). Нескальные – это породы без жестких связей. Они подразделяются на:

1) крупнообломочные, содержащие более 50 % по массе обломков пород

размером более 2 мм;

2) песчаные – сыпучие в сухом состоянии грунты, содержащие менее 50 % по массе частиц размером более 2 мм и не обладающие свойством пластичности;

3) глинистые – связанные грунты с мягкими связями.

Крупнообломочные и песчаные грунты по гранулометрическому составу подразделяются на следующие виды:

валунный грунт – масса частиц размером более 200 мм больше 50 %;

галечниковый (щебенистый) – более 10 мм больше 50 %;

гравийный (дресвяной) – более 2 мм больше 50 %;

песок гравелистый – более 2 мм больше 25 %;

песок крупный – более 0,5 мм больше 50 %;

песок средней крупности – более 0,25 мм больше 50 %;

песок мелкий – более 0,1 мм больше или равно 75 %;

песок пылеватый – более 0,1 мм меньше 75 %.

Крупнообломочные и песчаные грунты по степени влажности подразделяются на:

маловлажные – $0 < G \leq 0,5$;

влажные – $0,5 < G \leq 0,8$;

насыщенные – $0,8 < G \leq 1,0$.

2.3. Расчетные формулы для определения показателей

Представим условно образец грунта в виде куба. При этом компоненты грунта условно отделим друг от друга. Объем образца примем равным единице. Тогда

$$n = \frac{V_n}{V} = \frac{V_n}{1} = V_n = V - V_s$$

Возьмем отношение $\rho_{ск} / \rho_s$. Преобразуем его:

$$\frac{\rho_{ск}}{\rho_s} = \frac{\frac{m_s}{V}}{\frac{m_s}{V_s}} = \frac{\frac{1}{V}}{\frac{1}{V_s}} = \frac{V_s}{V} = \frac{V_s}{1} = V_s$$

Тогда

$$n = V - V_s = 1 - \frac{\rho_{ск}}{\rho_s} = \frac{\rho_s - \rho_{ск}}{\rho_s}$$

т.е.

$$n = \frac{\rho_s - \rho_{ск}}{\rho_s} \quad (2.6)$$

Коэффициент пористости

$$e = \frac{V_n}{V_s} = \frac{n}{1-n}$$

или

$$e = \frac{\rho_s - \rho_{ск}}{\rho_{ск}} \quad (2.7)$$

Через коэффициент пористости можно получить величину п. Из

$$e = \frac{n}{1-n}$$

имеем

$$п = e(1 - п) = e - ep;$$

$$п + ep = e;$$

$$п(1+e) = e;$$

откуда

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2.8)$$

Для определения п и e по выше полученным формулам необходимо определить $\rho_{ск}$. Но при высушивании грунта (особенно глинистого) может измениться его объем, а значит, и объемная масса его скелета $\rho_{ск}$. Поэтому формулы (2.6) и (2.7), не всегда удобные для практического применения, преобразуют к виду, не содержащему $\rho_{ск}$.

Выполним преобразование формулы (2.7). Имеем

$$e = \frac{\rho_s - \rho_{ск}}{\rho_{ск}} \quad \text{и} \quad W = \frac{m_6}{m_s}$$

Найдем из W выражение $\rho_{ск}$, которое равно m_s / V , и подставим его в формулу (3.7):

$$W = \frac{m_6}{m_s} = \frac{m - m_s}{m_s} = \frac{m}{m_s} - \frac{m_s}{m_s} = \frac{m}{m_s} - 1$$

Откуда

$$W + 1 = \frac{m}{m_s} = \frac{\frac{m}{V}}{\frac{m_s}{V}} = \frac{\rho}{\rho_{ск}};$$

откуда

$$\rho_{ск} = \frac{\rho}{W + 1}$$

Далее, преобразовав (3.7):

$$e = \frac{\rho_s - \rho_{ск}}{\rho_{ск}} = \frac{\rho_s}{\rho_{ск}} - 1$$

подставим в него полученное выражение для $\rho_{ск}$:

$$e = \frac{\rho_s}{\frac{\rho}{W + 1}} - 1 = \frac{\rho_s(W + 1)}{\rho} - 1 \quad (2.9)$$

Выполним преобразование формулы (3.8) для n :

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{\frac{\rho_s(W+1) - \rho}{\rho}}{1 + \frac{\rho_s(W+1) - \rho}{\rho}} = \frac{\rho_s(W+1) - \rho}{\rho_s(W+1)} = \frac{[\rho_s(W+1) - \rho] \cdot \rho}{\rho \cdot [\rho_s(W+1)]} = \frac{\rho_s(W+1) - \rho}{\rho_s(W+1)} = 1 - \frac{\rho}{\rho_s(W+1)} = n \quad (2.10)$$

Для выражения степени водонасыщенности грунта G через ряд основных показателей грунта: ρ , ρ_s , W проведем преобразования:

$$G = \frac{V_g}{V_n},$$

но $V_b = m_b/\rho_b$ и V_n при условии заполнения пор полностью водой будет равно

$$V_{b,n} = \frac{m_{b,n}}{\rho_b}.$$

Тогда

$$G = \frac{W}{W_{b,n}}, \quad (2.11)$$

где $W_{b,n}$ – массовая влажность насыщения грунта.

Преобразуем $W_{b,n}$, рассматривая единицу объема грунта:

$$W_{b,n} = \frac{m_{b,n}}{m_s} = \frac{V_n \cdot \rho_g}{V_s \cdot \rho_s} = \frac{e \cdot \rho_g}{\rho_s}. \quad (2.12)$$

Подставим выражение для $W_{b,n}$ в выражение для G . Получим

$$G = \frac{W}{W_{b,n}} = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_g}. \quad (2.13)$$

При $\rho_b = 1$ г/см³ выражения (3.12) и (3.13) упрощаются.

Получим расчетную формулу для объемного веса скелета грунта, находящегося под уровнем гравитационной грунтовой воды. Тогда

$$\gamma_{бзв} = \frac{g_{с.бзв}}{V} = \frac{g_{с.бзв}}{1} = g_{с.бзв} = g_s - g_{e,\Delta} = V_s \gamma_s - V_s \gamma_e = V_s (\gamma_s - \gamma_e).$$

Далее из (3.4)

$$e = \frac{V_n}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1,$$

откуда

$$V_s = \frac{V}{1+e} = \frac{1}{1+e}.$$

Тогда

$$\gamma_{бзв} = \frac{\gamma_s - \gamma_e}{1+e}. \quad (2.14)$$

3. Особые свойства и физические явления в грунтах

3.1. Пластичность

Пластичностью грунта называют его способность изменять свою форму без разрыва сплошности под воздействием внешней силы и сохранять форму после устранения этой силы. Пластичность обусловлена наличием в грунте связанной воды. Свойство пластичности присуще связным грунтам (глинистым). Эти грунты проявляют пластичность лишь при определенном содержании связанной воды. При этом пластичность характеризуют числом пластичности I_p , которое равно разности двух характерных массовых влажностей: влажности на границе раскатывания и влажности на границе текучести:

$$I_p = W_T - W_p, \quad (3.1)$$

Предел, или граница, текучести – это граничное значение влажности, при превышении которой грунт переходит из пластичного состояния в текучее. Предел, или граница, раскатывания – это минимальное значение влажности, при которой частицы грунта еще способны перемещаться друг относительно друга без нарушения сплошности грунта.

Пластичное состояние грунта является частью общего диапазона состояния грунта в зависимости от содержания влаги. В этом диапазоне состояния грунта оцениваются степень подвижности слагающих грунт частиц при механическом воздействии, т.е. консистенцией. Консистенцию грунта отражают показателем консистенции I_L :

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}. \quad (3.2)$$

Приведенные показатели пластичности используют для классификации грунтов, определения нормативного давления на грунт и др.

3.2. Набухаемость

Набухаемость грунта – способность грунта увеличиваться в объеме в процессе смачивания. Это свойство присуще грунтам, имеющим в своем составе глинистые частицы. При этом набухаемость зависит от водопроницаемости грунта. Так, моренные глины набухают незначительно. Набухаемость обусловлена в основном образованием в грунте рыхлосвязанной воды. Оболочки этой воды, образующиеся вокруг глинистых частиц, уменьшают сцепление между этими частицами, раздвигая их и увеличивая объем грунта. Причиной образования рыхлосвязанной воды является разница в концентрации солей в поровом растворе и в воде,

окружающей грунт. Характер набухания определяется минералогическим и гранулометрическим составом грунта, составом обменных катионов, структурно-текстурными особенностями, влажностью, химическим составом и концентрацией раствора вокруг объема грунта, величиной давления на грунт.

Для приближенной оценки способности грунта к набуханию используют показатель П:

$$П = \frac{e_0 - e_m}{1 + e_0}, \quad (3.3)$$

где e_0 – коэффициент пористости грунта естественного состояния;

e_m – коэффициент пористости того же образца грунта при влажности, равной влажности на границе текучести, определяемый по формуле

$$e_m = \frac{W_m \rho_s}{\rho_w}. \quad (3.4)$$

При $П < -0,3$ глинистый грунт относят к набухающим.

Кроме приведенного показателя способности грунта к набуханию, используют следующие показатели:

1) степень набухания, определяемую по относительному изменению объема или высоты образца грунта;

2) влажность набухания, являющуюся влажностью, при которой прекращается процесс поглощения воды;

3) давление набухания – давление, развиваемое набухающим грунтом при невозможности объемных деформаций грунта;

4) время набухания – время, в течение которого происходит набухание грунта.

Набухание необходимо учитывать при строительстве плотин и водохранилищ, при вскрытии грунтов выемками и котлованами. В этих случаях возможно изменение гидрогеологических условий, а также увеличение влажности вскрытого грунта за счет поступивших атмосферных осадков

3.3. Усадочность

Усадочностью грунта называют его способность уменьшаться в объеме в результате удаления воды. Удаление воды при этом происходит в основном за счет высыхания грунта или осмотических процессов. Усадочность проявляется в наибольшей степени у глинистых и биогенных грунтов. Более всего она зависит от начальной влажности, пористости, минералогического состава грунта, структуры и текстуры.

Количественно усадочность характеризуют относительным уменьшением линейных или объемных размеров образца грунта, называемых линейной и

объемной усадкой соответственно. Линейную усадку определяют по формуле

$$b_l = \frac{l_1 - l_2}{l_1}, \quad (3.5)$$

где l_1 – начальный линейный размер образца;

l_2 – линейный размер после усадки.

Объемную усадку определяют как

$$b_v = \frac{V_1 - V_2}{V_1}, \quad (3.6)$$

где V_1 – начальный объем образца;

V_2 – объем после усадки.

Усадка учитывается при строительстве в условиях возможного уменьшения влажности грунта. При этом возможно как уплотнение грунта, так и образование трещин, увеличивающих водопроницаемость грунта и уменьшающих его устойчивость. В откосах гидромелиоративных каналов трещины могут достигать глубины нескольких метров. Для предотвращения образования трещин глинистые грунты гидросооружений, подвергающихся периодическому увлажнению и высыханию, защищают слоем несвязных грунтов (песка, гравия).

3.4. Размягчаемость

Размягчаемость грунта – это его способность снижать свою прочность за счет ослабления кристаллизационных и конденсационных связей между элементарными частицами грунта под действием воды. Размягчаемость характеризуется коэффициентом размягчаемости K_p :

$$K_p = \frac{\sigma_{сж}^н}{\sigma_{сж}^с}, \quad (3.7)$$

где $\sigma_{сж}^н$ – сопротивление грунта сжатию после насыщении его водой;

$\sigma_{сж}^с$ – сопротивление сжатию образца того же грунта в сухом состоянии.

3.5. Размокаемость

Размокаемость является одним из физических свойств, характеризующих водопрочность грунта. Водопрочность – это способность грунта сохранять механическую прочность и устойчивость при взаимодействии с водой. Это взаимодействие может быть статическим и динамическим. При статическом взаимодействии с водой грунт может набухать и размокать, при динамическом – размывается.

Таким образом, размокаемость – это способность грунтов при взаимодействии со спокойной водой терять связность и превращаться в рыхлую массу с частичной или полной потерей несущей способности.

Размокаемость является результатом ослабления, а часто и растворения структурных связей между элементами грунта в процессе их гидратации. Способностью к размоканию обладают дисперсные грунты. Размокаемость определяется минералогическим составом грунтов, составом обменных катионов, характером структурных связей, дисперсностью, влажностью, характером водного раствора, взаимодействующего с грунтом и др.

Размокаемость характеризуется временем размокания и характером размокания. Время размокания – время, в течение которого образец, помещенный в воду, теряет связность и распадается на структурные элементы разного размера. Характер размокания отражает качественную картину распада образца грунта.

3.6.Тиксотропность

Глинистые, лессовые и песчаные грунты могут обладать тиксотропными свойствами. Тиксотропность – это способность грунта разжижаться, теряя структурные связи. Причина тиксотропности в особенностях водно-коллоидных связей между частицами грунта. При динамическом воздействии на такой грунт связанная вода переходит в свободное состояние, водные оболочки в местах контакта частиц резко утолщаются и частично или полностью экранируют молекулярное сцепление частиц, за счет чего нарушаются связи между частицами и коллоидная система (тонкодисперсный грунт) разжижается. После устранения воздействия частицы опять связываются между собой, а свободная вода переходит в связанное состояние. Происходит превращение по схеме: гель – золь, а затем золь – гель.

Для характеристики тиксотропности грунтов существуют различные показатели: время застудневания, зыбкость, тиксотронный предел и др.

Тиксотропные свойства грунтов зависят от гранулометрического состава грунта, минералогического состава, состава обменных катионов, влажности и др. Наиболее важным фактором, обуславливающим тиксотропные свойства грунта, является гранулометрический состав. Так, тиксотропность наблюдается лишь тогда, когда в грунте содержатся глинистые частицы (хотя бы 1,5... 2%).

В практике тиксотропные явления наблюдаются при забивке свай, при динамической нагрузке на фундамент, при вибробурении, при вибропогружении.

3.7. Плывунность

Свойством, близким и сходным с тиксотропностью, является плывунность грунтов. Плывунность – это способность дисперсных грунтов (чаще водонасыщенных) переходить в подвижное состояние при вскрытии их выработками и под динамическим воздействием и продолжать перемещаться после устранения динамического воздействия. Грунт, обладающий таким свойством, называют плывуном. Грунты, склонные к плывунности, делятся на два типа:

- 1) грунты, лишенные структурных связей;
- 2) грунты с водно-коллоидными связями.

Первые являются песками и переходят в плывунное состояние при потере трения между частицами при их взвешивании в воде за счет разрушения скелета под воздействием динамической нагрузки или давления гравитационной грунтовой воды. Вторые могут быть песками, пылеватыми грунтами и глинистыми. Переход их в плывунное состояние обусловлен тиксотропными свойствами и происходит под воздействием динамической нагрузки. Известны примеры катастроф, связанных с плывунностью грунтов.

3.8. Просадочность

Просадочность – способность, лессовых и песчаных грунтов при их замачивании под давлением резко уменьшаться в объеме. Наиболее ярко это свойство проявляется у лессовых грунтов. Их способность состоит в том, что они обладают высокой пористостью, малой влажностью, высоким содержанием пылеватых частиц, повышенным содержанием легкорастворимых солей.

Механизм просадки представляет собой следующее. Вода, попадая в просадочный грунт с большой пористостью, размягчает и частично растворяет соли на контактах частиц. В результате связи между частицами ослабляются. Частицы получают возможность под действием нагрузки перемещаться друг относительно друга в новое положение равновесия, соответствующее данной нагрузке. При этом частицы в грунте приобретают более плотную упаковку, что обуславливает общее уменьшение объема грунта и его просадку.

Способность грунта к просадке определяется по степени влажности грунта и значению показателя П:

$$П = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}, \quad (3.3)$$

Грунты обладают просадочностью, если $G < 0,8$ и

$П > -0,1$ при $0,1 > I_p \geq 0,01$;

$П > -0,17$ при $0,14 > I_p \geq 0,1$;

$П > -0,24$ при $0,22 > I_p \geq 0,14$.

Лессовые грунты подразделяются на два типа: I – когда под действием собственного веса грунта вся увлажненная толща проседает не более, чем на 5 см; II – когда проседает более, чем на 5 см. При I типе просадка развивается в основном ближе к подошве фундамента. При II – просадка развивается на большую глубину за счет действия собственного веса грунта.

3.9. Пучинистость

Пучинистость – способность грунта увеличиваться в объеме в процессе его промерзания. Пучинистости подвержены глинистые грунты, торф, пески мелкие и пылеватые. Наиболее подвержены пучинистости глины. Для проявления пучинистости грунт должен быть влажным. При промерзании пучинистого грунта к охлажденному слою происходит подток воды с нижележащих слоев. В результате в грунте образуются ледяные прослойки, что увеличивает грунт в объеме. При оттаивании возникают осадки оттаивания, вызванные действием собственного веса грунта. Эти осадки являются результатом уменьшения объема грунта при вытаявании льда и последующего отжатия воды из грунта.

Пучинистость грунтов приводит к разрушению дорожных покрытий, образованию трещин в стенах зданий, возникновению крена сооружения, разрушению отмосток у стен и зданий и др. Возможность возникновения вспучивания грунта приводит к необходимости закладывать подошву фундамента ниже глубины промерзания грунта, а верх земляных сооружений защищать слоем непучинистого грунта, например, среднезернистого песка.

4. Водопроницаемость грунтов

4.1. Фильтрационные зависимости

Водопроницаемость грунтов – это способность пропускать через себя воду. Движение воды в грунтах называется фильтрацией. Для фильтрации воды в грунте необходимо наличие напора, который представляет собой

столб воды, создающий давление в грунте. Это давление при отсутствии фильтрации называют гидростатическим, или внутриводным, а при наличии фильтрации – фильтрационным. Напор воды создает определенный градиент при фильтрации через грунт. Его выражают как

$$i = \frac{H_1 - H_2}{L}, \quad (4.1)$$

где H_1 – напор на входе в зону фильтрации, м;

H_2 – напор на выходе из зоны фильтрации, м;

L – расстояние между входом и выходом из зоны фильтрации, м.

Основной зависимостью, отражающей движение воды в зоне фильтрации, является закон Д'Арсси:

$$v_{\text{ф}} = K_{\text{ф}} i, \quad (4.2)$$

где $v_{\text{ф}}$ – скорость фильтрации воды в грунте, м/сут.;

$K_{\text{ф}}$ – коэффициент фильтрации, м/сут.

Из (5.2) видно, что коэффициент фильтрации равен $v_{\text{ф}}$ при $i = 1$.

В глинистых грунтах фильтрация воды начинается лишь при определенном значении градиента, называемом начальным i_n . Соответственно зависимость, отражающая движение воды в грунте, будет иметь вид, отличный от (5.2):

$$v_{\text{ф}} = K_{\text{ф}} (i - i_n), \quad (4.3)$$

Для определения фильтрационного расхода, например, при отрывке котлована под фундамент, используется формула Де'Пюи:

$$Q_{\text{ф}} = K_{\text{ф}} \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L}, \quad (4.4)$$

где $Q_{\text{ф}}$ – фильтрационный расход, м³/сут.;

$K_{\text{ф}}$ – средний коэффициент фильтрации вскрытого пласта, м/сут.;

H_1 – напор в начале депрессионной кривой, м;

H_2 – напор в конце кривой, м;

L – расстояние между началом и концом депрессионной кривой, м.

Формула Де'Пюи получается из формулы Д'Арсси с использованием зависимости

$$Q_{\text{ф}} = v_{\text{ф}} F, \quad (4.5)$$

где F – средняя площадь фильтрационного потока, м².

Площадь поперечного сечения потока определяется через высоту столба воды над водоупором.

4.2. Определение фильтрационных характеристик

песчаных грунтов

Для песчаных грунтов коэффициент фильтрации определяют с помощью простейшего прибора, состоящего из трубы длиной L , заполненной грунтом, и двух трубок – подводящей и отводящей воду. При градиенте напора H_1-H_2 , вода будет фильтровать под действием градиента напора i , вычисляемого по формуле (5.1). Измерив объем воды, профильтровавшейся через грунт за время t , определяют коэффициент фильтрации из зависимости

$$K_{\phi} = \frac{V}{F \cdot i \cdot t}, \quad (4.6)$$

где F – площадь поперечного сечения образца грунта, м².

4.3. Особенности изучения глинистых грунтов

Для определения коэффициента фильтрации глинистых грунтов, даже не обладающих начальным градиентом, необходимо создавать большой напор. Это определяет особенности устройства фильтрационных приборов для глинистых грунтов. Наиболее типичным является прибор, в котором образец грунта помещают в кольцо, устанавливаемое на фильтрующее днище. Сверху располагается перфорированный штамп. Вода поступает под фильтрующее днище, проходит через грунт, заполняет пространство над штампом и выливается в колбу. Для ускорения начала измерения камера над штампом заранее заполняется водой. При образовании на выходе из камеры выпуклого мениска сток воды будет пульсационный. Для предотвращения этого добиваются учащения пульсаций меньшими дозами (каплями), используя различные технические средства. Для исключения испарения поды прибор герметизируется завинчивающейся крышкой.

Для предотвращения движения воды вдоль стенок кольца к фильтрующему штампу прикладывают внешнюю нагрузку, большую структурной прочности грунта. При этом коэффициент фильтрации несколько уменьшается. Для более точного определения коэффициента фильтрации используют образец, имеющим диаметр на 8...10 мм меньше внутреннего диаметра кольца, а зазор между грунтом и стенками кольца заполняют вязким материалом, не фильтрующим под прикладываемым напором.

Такой прибор позволяет определять коэффициент фильтрации суглинков и глин от текучей до тугопластичной консистенции при весьма малой водопроницаемости ($K_{\phi} = 10^{-9}$ см/с).

4.4. Особые условия изучения фильтрации

В условиях работы гидромелиоративных систем значение фильтрационного давления в грунте может существенно отличаться от значения нейтрального давления. Для таких условий создан прибор для определения фильтрационных характеристик грунтов (K_f , i_n). Схема прибора приведена на рис. 2.

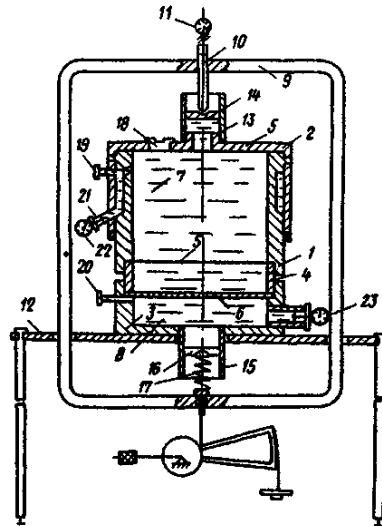


Рис. 2. Прибор для определения фильтрационных характеристик в условиях независимости нейтрального давления от фильтрационного.

Устройство отличается тем, что оно содержит корпус 1 с дном 3 и крышкой 2 с закрепленными на них соосными верхним 13 и нижним цилиндром 15 с поршнями 14, 16, кольцо 4 для образца грунта и нагрузочную раму 9 со штоком 10. Нейтральное давление в приборе создается силой пружины 17, а фильтрационное – силой тяги рамы грузом, установленным на рычаге. Фильтрационный расход определяется по скорости движения поршня 14 (16) в цилиндре 13 (15).

Прибор позволяет с повышенной точностью определять фильтрационные характеристики грунтов для условий, наиболее приближенных к реальным, в том числе при изменении атмосферного давления, что оказывает существенное влияние на фильтрационную способность грунта.

Помимо приведенных выше существуют и иные методы определения фильтрационных характеристик грунтов, и том числе полевые, основанные на откачках воды из грунта или налива воды.

5. Деформируемость грунтов

5.1. Компрессионные испытания

Сжимаемость грунта – это его способность уменьшаться в объеме под действием внешней нагрузки. Сжимаемость проявляется за счет уменьшения пористости грунта путем местных сдвигов частиц, соскальзывания более мелких частиц в соседние поры, а также изменения толщины водно-коллоидных оболочек минеральных частиц.

Для установления основных показателей сжимаемости грунтов проводят их испытания на уплотнение под нагрузкой. При этом создаются такие условия, чтобы деформации грунта развивались только в одном направлении. Эти условия соответствуют сжатию реального грунта под сплошной равномерно распределенной нагрузкой. Прибор для таких испытаний называется одометром.

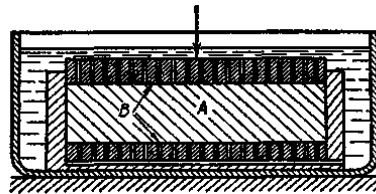


Рис.3. Схема одометра для испытания грунта.

Нагрузку на грунт А через штамп В прикладывают ступенями. Зависимость между коэффициентом пористости грунта и соответствующими ему давлениями называют компрессионной кривой.

Полностью водонасыщенные грунты изменяют свою пористость лишь при изменении их влажности, т.е. при выдавливании или отсасывании воды. Если грунт, насыщенный водой, обладает малой водопроницаемостью, то кривую можно построить косвенным путем. Для этого используется зависимость между влажностью насыщения W_n и коэффициентом пористости (см. формулу 3.12).

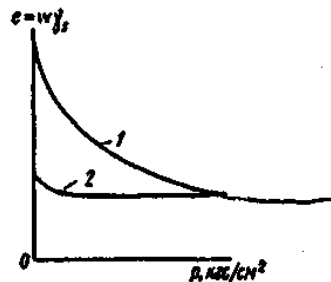


Рис. 4. Компрессионная кривая:

1 – ветвь уплотнения; 2 – ветвь разуплотнения.

Для грунтов, имеющих хорошую водопроницаемость, приведенным выше способом нельзя построить компрессионную кривую. Это обусловлено тем, что при разгрузке образца влажность его восстанавливается почти мгновенно. Для получения метода построения кривой, пригодного для всех грунтов, рассмотрим схему, изображенную на рис. 5.

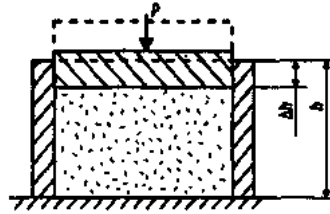


Рис. 5. Схема к выводу формулы Терцаги.

При приложении каждой ступени нагрузки соответствующее ей значение коэффициента пористости равно:

$$e_i = e_o - \frac{\Delta V_{n_i}}{V_s}, \quad (5.1)$$

где e_o – начальное значение коэффициента пористости;

ΔV_{n_i} – изменение объема пор;

V_s – объем скелета.

Изменение объема пор происходит за счет изменения объема образца без бокового расширения, т.е. за счет осадки Δh :

$$\Delta V_{n_i} = \Delta h_i F, \quad (5.2)$$

где F – площадь поперечного сечения образца;

Δh_i – изменение высоты образца.

Из выражения (3.8) и $m = 1 - n$, где m – объем твердых частиц в единице объема грунта, находим, что

$$m = \frac{1}{1 + e_o}. \quad (5.3)$$

Тогда объем твердых частиц во всем объеме образца V равен

$$V_s = \frac{hF}{1 + e_o}. \quad (5.4)$$

Подставляя (5.4) и (5.2) в (5.1), получим выражение, называемое формулой Терцаги:

$$e_i = e_o - (1 + e_o) \frac{\Delta h_i}{h_o}. \quad (5.5)$$

Полученное выражение позволяет вычислять коэффициенты пористости по значению осадки штампа, что пригодно для любых грунтов и их любых влажностей.

5.2. Коэффициент сжимаемости грунта

В практике в основаниях сооружений давление изменяется на небольшую величину (0,1...0,3 МПа). Учитывая это, участок кривой, соответствующий такому изменению давления, можно принять прямым (рис. 6). Тогда уравнение этой прямой будет иметь вид:

$$e_i = e_o - \operatorname{tg} \alpha p_i, \quad (5.6)$$

где $\operatorname{tg} \alpha$ характеризует сжимаемость грунта.

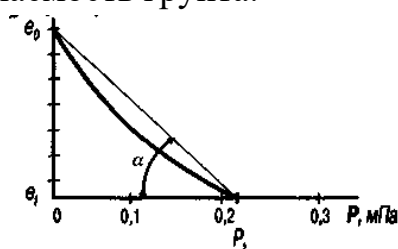


Рис. 6. Схема к определению выражения (6.6).

Назовем $a = \operatorname{tg} \alpha$ коэффициентом сжимаемости грунта. Тогда выражение (5.6) примет вид:

$$e_i = e_o - a p_i. \quad (5.7)$$

Коэффициент a может быть выражен через P и e краевых точек диапазона изменений давлений:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}. \quad (5.8)$$

Отсюда видно, что коэффициент сжимаемости грунта равен отношению изменения коэффициента пористости к изменению давления. Для ветви набухания компрессионной кривой аналогичный коэффициент называют коэффициентом набухания.

При расчетах осадок грунтов часто пользуются коэффициентом относительной сжимаемости

$$a_o = \frac{a}{1 + e_o}. \quad (5.8')$$

Для выяснения физической сущности a_o выполним некоторые преобразования. Из (6.7) имеем

$$e_o - e_i = a p_i.$$

Из (6.5) соответственно

$$e_o - e_i = (1 + e_o) \frac{\Delta h_i}{h_o}.$$

Отсюда

$$ap_i = (1 + e_0) \frac{\Delta h_i}{h_0}$$

и

$$\frac{a}{1 + e_0} = \frac{\Delta h_i}{h_0 p_i} \quad (5.9)$$

Из (6.9) видно, что коэффициент относительной сжимаемости равен относительной осадке $\Delta h_i / h_0$, соответствующей изменению давления на единицу. Из (6.9) получаем также формулу для определения осадки:

$$\Delta h_i = p_i h_0 a_0 \quad (5.10)$$

Продифференцируем уравнение (6.7), получим

$$de_i = -a dp_i \quad (5.11)$$

Полученное соотношение характеризует сжимаемость грунта уже не приближенно, как (6.7), а точно и называется законом уплотнения грунтов. Этот закон ложится в основу ряда фундаментальных положений механики грунтов. Формулируется он следующим образом: бесконечно малое изменение относительного объема пор грунта прямо пропорционально бесконечно малому изменению давления. Этот закон можно распространить и на случай конечных, но небольших изменений давления. Тогда он будет записан в следующем виде:

$$e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1) \quad (5.12)$$

Формулируется он так: при небольших изменениях уплотняющих давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления.

6. Сопротивление грунтов сдвигу

6.1. Испытания грунтов на плоский сдвиг

Сдвигом называется процесс смещения одной части рассматриваемого объема грунта относительно другой под воздействием внешних сил. Различают сдвиги общие и местные. Общим сдвигом является сдвиг всей рассматриваемой части грунта, на которую действует определенная сила. Местным сдвигом называется сдвиг одного из участков рассматриваемого объема грунта, на который действует определенная сила.

Внутренним сопротивлением, препятствующим сдвигу в идеально сыпучих грунтах, например, в чистом песке, является трение: в идеально связных (например, вязких дисперсных глинах) – сцепление, обусловленное

внутренними структурными связями частиц. Природные грунты обладают обоими видами внутренних сил сопротивления.

Грунты оценивают по показателям их сопротивления сдвигу, которые являются основными прочностными показателями грунтов. Это – коэффициент внутреннего трения и коэффициент сцепления. Силы трения и сцепления направлены касательно к поверхности скольжения. Для определения показателей сопротивления грунта сдвигу производят испытания образца грунта по ряду методов: плоскостного среза, простого одноосного сжатия, трехосного сжатия, среза по цилиндрической поверхности, вдавливания.

Плоскостной срез производится на односрезном приборе, схема которого приведена на рис. 7.

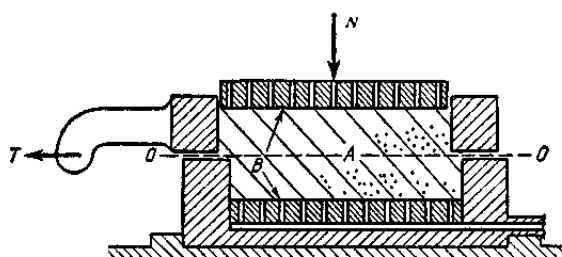


Рис. 7. Прибор испытания грунта на срез.

При определенном вертикальном давлении на образец увеличивают степенями сдвигающую нагрузку до тех пор, пока не произойдет срез (что обнаруживается по непрерывному скольжению подвижной части прибора при достигнутой постоянной сдвигающей нагрузке). Вертикальную сжимающую силу и касательную силу, при которой произошел срез, измеряют. Затем опыт повторяют с таким же образцом, но при другой сжимающей силе и т. д. По полученным результатам определяют соответствующие напряжения и строят диаграмму предельных напряжений при сдвиге $\tau = f(\sigma)$ (рис. 8).

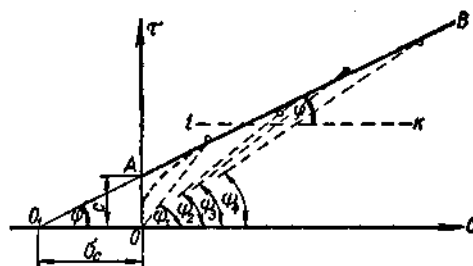


Рис. 8. Сдвиговая диаграмма: σ – нормальные напряжения;
 τ – касательные напряжения.

Диаграмма для сыпучего грунта имеет вид прямой, проходящей через начало координат τ и σ под углом φ к оси вертикальных давлений. Тогда из диаграммы имеем

$$\tau_i = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi. \quad (6.1)$$

Угол φ называют углом внутреннего трения. $\operatorname{tg} \varphi = f_t$, называют коэффициентом внутреннего трения. Укапанная зависимость для сыпучих грунтов установлена Кулоном в 1773 году и называется законом Кулона. Формулируется он так: предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трения, прямо пропорциональное нормальному давлению. Скорость проведения опыта на сдвиг в песках не влияет на величину τ . Песчаный грунт при сдвиге достигает определенной пористости в зоне сдвига. Эта пористость называется критической. Она практически постоянна для данного песка независимо от того, был ли он уплотнен до начала опыта или нет.

6.2. Особенности испытаний водонасыщенных глинистых грунтов

Связные грунты (глинистые) при сдвиге проявляют себя иначе. Это обусловлено особенностями связей между частицами глинистого грунта. Частицы в таком грунте связаны пластичными (водно-коллоидными) связями и частично жесткими (кристаллизационными). Наличие водно-коллоидных связей обуславливает зависимость сопротивления сдвигу от влажности грунта. Эти же связи обуславливают пластичность грунта и, как следствие ее, влияние скорости сдвига на сопротивление сдвигу.

Ввиду зависимости сопротивления сдвигу от влажности грунта и скорости сдвига существуют два вида испытаний глинистого грунта: по закрытой системе (неконсолидированно-недренированные грунты) и по открытой системе (консолидированно-дренированные грунты).

В первом случае образец испытывают так, чтобы из пор не выдавливалась вода и не изменялась плотность – влажность. Такие условия испытания можно обеспечить лишь при быстром сдвиге. В результате быстрого сдвига получаются следующие кривые (рис. 9).

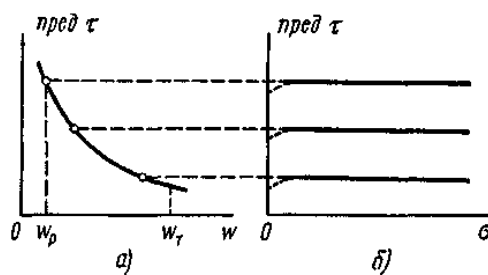


Рис. 9. Кривые сдвига неконсолидированных грунтов:
 а – зависимость сопротивления грунта от влажности;
 б – зависимость от вертикального давления.

Из диаграммы видно, что сопротивление сдвигу не зависит от давления.

Во втором случае глинистый грунт вначале уплотняют, а затем делают сдвиг при данном уплотняющем давлении и получают зависимость сдвигающих напряжений от нормальных давлений. В этом случае диаграмма сдвига будет иного характера, чем при быстром сдвиге (рис. 10).

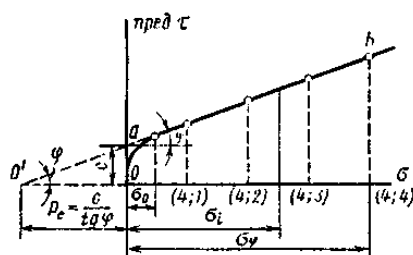


Рис. 10. Кривая сдвига консолидированного грунта.

Из диаграммы видно, что сдвигающие напряжения зависят от величины нормального давления. При проведении испытаний по открытой системе влияние влажности на сдвигающие напряжения исключают следующим образом. Уплотняют образец наибольшим заданным давлением до полной стабилизации осадки, а затем, разгружая его до необходимых давлений, производят срез. И так как кривая разуплотнения практически параллельна оси давлений, то в определенном диапазоне давлений имеем одну плотность, а значит, и влажность, так как у водонасыщенных грунтов прямая зависимость e и W .

Испытывая на сдвиг образцы определенного грунта в этом диапазоне давлений в соответствии с ветвью разгрузки компрессионной кривой, получают зависимость сдвигающих усилий только от нормальных давлений при одной и той же влажности.

Диаграмма сдвига, полученная при испытании грунта по открытой системе, имеет вид прямой в довольно большом диапазоне давлений. Уравнение ее выражает закон Кулона для связных грунтов:

$$\tau_i = C + \operatorname{tg}\varphi\sigma_i, \quad (6.2)$$

где C – коэффициент сцепления грунта.

Формулируется он так: предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени от нормального давления.

В формуле (6.2) иногда взамен параметра C используют параметр σ_c (см. диаграмму на рис. 8), который называется давлением связности. Тогда $C = \sigma_c \operatorname{tg}\varphi$ и уравнение (6.2) имеет вид

$$\tau_i = (\sigma_i + \sigma_c) \operatorname{tg}\varphi, \quad (6.3)$$

Давление связности – условное понятие, это эквивалентное давление, приложенное к сыпучему грунту и создающее в нем сопротивление сдвигу, равное сопротивлению в связном грунте, обусловленному только силами сцепления.

Результаты испытаний на сдвиг по закрытой системе используются при прогнозе прочности грунтов в условиях, когда устройство сооружения не изменяет существенно плотности – влажности (откосы каналов, дамб и др.). Результаты испытаний по открытой системе используют для прогнозирования прочности грунта для случаев, когда он под сооружением достиг полной консолидации.

6.3. Сдвиг в условиях трехосного сжатия

Опыты на трехосное сжатие производятся в стабилометре. Испытания на трехосное сжатие применяются для связных и сыпучих грунтов. Грунт при этом может быть обжат с боков любым заданным давлением, что хорошо отвечает работе грунта в природных условиях. Конструкция прибора изображена на рис. 11.

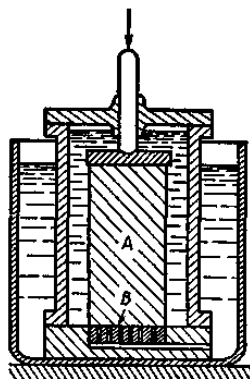


Рис. 11. Конструкция стабилометра.

В результате испытания грунта получают при заданной величине бокового давления $\sigma'_2, \sigma''_2, \sigma'''_2$ разрушающее осевое давление $\sigma'_1, \sigma''_1, \sigma'''_1$ для каждого образца грунта. По этим давлениям при помощи кругов Мора получают диаграмму предельных напряжений сдвига (рис. 12).

Из диаграммы сдвига получают показатели сопротивления грунта сдвигу: φ и C .

Кроме того, из результатов трехосного сжатия можно определить модуль общей (линейной) деформации E_o и коэффициент относительной поперечной деформации μ_o :

$$E_o = \frac{\Delta\sigma'_1}{\Delta\varepsilon_z}, \quad (6.4)$$

где $\Delta\sigma'_1$ – приращение осевого давления;

$\Delta\varepsilon_z$ – приращение относительной продольной деформации ε_z .

$$\varepsilon_z = \frac{S_i}{h}, \quad (6.5)$$

где S_i – осадка i -ой ступени нагрузки;

h – начальная высота образца.

$$\mu_o = \frac{E_{o\theta} - E_o}{2E_{o\theta}}, \quad (6.6)$$

где $E_{o\theta}$ – модуль объемной деформации.

$$E_{o\theta} = \frac{\Delta\sigma'_1}{\Delta\theta}, \quad (6.7)$$

где $\Delta\theta$ – приращение относительной объемной деформации θ .

$$\theta = \frac{\Delta V}{V}, \quad (6.8)$$

где V и ΔV – объем образца и соответственно изменение объема.

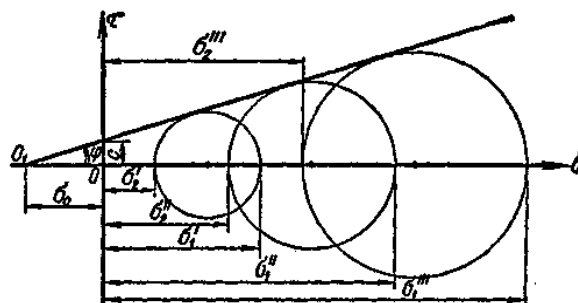


Рис. 12. Диаграмма сдвига, полученная на стабилометре.

7.4. Полевые испытания грунтов

Кроме приведенных выше лабораторных испытаний, существуют полевые методы испытаний грунта. Они проводятся в скважинах и шурфах.

Так, существует метод лопастных испытаний грунтов. В скважину ниже конца обсадной трубы вдавливаются и поворачиваются лопасти крыльчатка. Замеряется максимальный скручивающий момент. По моменту и размерам лопастей на основании формулы определяют сдвигающее напряжение τ , которое можно приближенно считать равным сцеплению грунта, $\tau \approx C$. Этот метод применяют для испытания пластичных глинистых грунтов, а также для илистых и водонасыщенных супесчаных грунтов и других, пробы которых взять трудно, не нарушив их структуру.

Существует метод шарового штампа, когда штамп, имеющий шаровую лобовую поверхность, задавливается в грунт. По нагрузке, осадке штампа и его геометрическим параметрам определяют на основании формулы сцепление $C_{ш}$, которое включает в себя и внутреннее трение.

Существуют методы испытания грунтов для определения их прочностных и деформационных характеристик путем задавливания или забивания в грунт конусного наконечника. Это так называемое статическое и динамическое зондирование грунтов.

Существуют методы полевых испытаний грунтов при помощи плоского штампа, который, в отличие от шарового штампа, нагружают ступенями (шаровый – одной нагрузкой).

7. Особенности свойств грунтов различных видов

(скальные, крупнообломочные, песчаные, лессовые, торфяные, илистые, глинистые).

Самый прочный - скальный грунт. Скальные грунты представляют собой сцементированные и спаянные, залегающие в виде сплошного массива или трещиноватого слоя породы, они самые сложные для инженерно-геологических изысканий и встречаются, как правило, на большой глубине.

Скальные грунты характеризуются высоким показателем прочности при сжатии в водонасыщенном состоянии. Это могут быть массивы изверженных пород с кристаллической структурой, характеризующейся значительной плотностью и малой влагоемкостью, или слоистые структуры, представляющие собой осадочные породы, сложенные из песчаников, известняков, доломитов и глинистых сланцев. Он не деформируется, не

размывается, не промерзает, но и для проведения строительных работ очень тяжел. Поэтому траншеи в таком грунте можно и не делать, заложив фундамент прямо на поверхности предварительно выровненной площадки.

Следующие по прочности - гравий и хрящ. Гравий - природный или искусственный материал, представляющий собой окатанные зерна размером 5–70 мм и гладкую поверхность. Они также, как и скальный грунт, не деформируются и не размываются, незначительно промерзают. В этих грунтах глубина закладки фундамента должна быть не менее 0,5 метра. Расчетное сопротивление таких грунтов составляет 6.0 кг/см² (для плотных грунтов) и 5.0 кг/см² (для грунтов средней плотности).

Еще менее прочным грунтом является глина, она обширно распространена на территории всей Беларуси и является одним из основных грунтов подлежащем исследованию при инженерно-геологических изысканиях. Глинистые грунты состоят из очень мелких (размером менее 0,005 мм) частиц, имеющих в основном чешуйчатую форму. Глинистые грунты делятся на глины (с содержанием глинистых частиц более 30 %), суглинки (10...30%) и супеси (3...10%). Глина деформируется (сжимается), при промерзании значительно расширяется, сдавливая фундамент, при этом давление грунта может достигать 10 т/м². Глины имеют большое количество тонких капилляров и большую удельную поверхность касания между частицами. Через капилляры вода заполняет все поры глины, образуя тонкие водно-коллоидные пленки, которые обволакивают частицы остова грунта. Созданное взаимное притяжение обеспечивает вязкость глинистого грунта. Поскольку поры глины в большинстве случаев заполнены водой, то при ее промерзании объем увеличивается и начинается процесс пучения. Глинистые грунты подвержены большему сжатию, чем песчаные, но под действием нагрузок скорость уплотнения у глин значительно меньше, чем у песков.

Вследствие этого, осадка зданий, основанием которых является глина, продолжается длительное время. Несущая способность глинистого основания в основном зависит от его влажности. Так несущая способность глины в пластичном и разжиженном состоянии очень мала, сухая же глина способна выдерживать значительную нагрузку. В местах с высокой влажностью грунта глубина закладки фундамента должна соответствовать расчетной глубине промерзания. Это правило распространяется и на другие влажные грунты.

Расчетное сопротивление таких грунтов составляет 3.0 кг/см² (для плотных грунтов) и 1.0 кг/см² (для грунтов средней плотности). Поэтому при строительстве очень важно знать физико-механические параметры залегающих глин.

Песчаные грунты состоят из частиц размером 0,1... 2 мм. Так же как и глины они очень распространены на территории Беларуси. В зависимости от соотношения частиц различного размера пески разделяют на гравелистые, крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые. Песчаные грунты очень легки в работе. Чем крупнее и чище песок, тем большую нагрузку он может воспринять. Вследствие значительной водопроницаемости увлажнение гравелистых, крупных и средней крупности песков практически не сказывается на их механических свойствах, а мелкие и пылеватые пески, насыщенные водой, приобретают подвижность (плывуны). Это ведет к существенному снижению несущей способности основания. Крупные и чистые пески при промерзании не вспучиваются, дают быструю, окончательную осадку под нагрузкой и являются хорошим основанием.

Глубина закладки фундамента на таких грунтах определяется расчетной глубиной промерзания.

Большой класс структурно-неустойчивых грунтов составляют лессовые просадочные грунты, в которых нарушение структуры с возникновением значительных просадок происходит при замачивании их под нагрузкой.

Просадками называются местные быстро протекающие вертикальные деформации грунтов, обусловленные резким коренным нарушением структуры и сопровождающиеся частичной или полной потерей сопротивляемости нарушенных масс грунта, а при избыточном увлажнении — выдавливанием грунтов в стороны.

Практика строительства на лессовых грунтах показала, что просадки могут достигать значительной величины. Свойство лессовых грунтов терять устойчивость своей структуры при увлажнении обуславливает настолько своеобразные строительные качества этих грунтов, что требует особого рассмотрения.

Для практики строительства весьма важно уметь отличать просадочные лессовые грунты от обычных, знать особенности механических свойств просадочных грунтов и предусмотреть влияние этих свойств на возводимые сооружения.

Характерные свойства лессовых грунтов могут быть полностью освещены лишь на основе использования основных зависимостей механики грунтов, излагаемых ниже.

Внешними признаками, отличающими макропористые лессовые грунты, будут следующие:

1. Видимая невооруженным глазом пористость (макропористость), обусловленная наличием тонких, более или менее вертикальных канальцев

иногда с остатками растений. Канальцы, пронизывающие всю толщу лессовидных грунтов, покрыты изнутри налетами углекислых солей.

2. Столбчатая отдельность. Это свойство лессовидных грунтов проявляется особенно ярко на открытых местах, подвергающихся действию атмосферных осадков. В искусственных выемках и свежих разрезах отдельностей не наблюдается.

3. Быстрое размокание в воде и большая водопроницаемость. Так, коэффициент водопроницаемости (фильтрации) лесса для образца ненарушенной структуры был в 100 раз больше коэффициента водопроницаемости для перемятого, лишенного макропор образца того же грунта.

4. Наличие твердых мергелистых включений. Трубочатые пустоты лессовых грунтов в большинстве случаев покрыты тонким слоем извести, кроме того, отдельные известковые и мергелистые включения самой разнообразной формы находятся в лессовых грунтах в довольно значительном количестве. При опробовании этих грунтов 3%-ным раствором соляной кислоты наблюдаются бурное вскипание и быстрое прекращение выделения пузырьков газа.

5. Характерное распределение влажности по глубине с наличием на некотором уровне так называемого «мертвого горизонта» с меньшей по сравнению с вышележащими и нижележащими слоями влажностью. В мертвом горизонте наблюдается максимальное содержание солей. Ниже мертвого горизонта влажность возрастает постепенно, достигая величины максимальной влагоемкости. Отметим также, что, как правило, в толще лессовых пород наблюдаются только два горизонта грунтовых вод: верховодка и нижний горизонт грунтовых вод.

6. Характерный состав. По гранулометрическому составу лессовидные грунты характеризуются преобладанием пылеватых фракций (частиц размером от 0,05 до 0,005 мм обычно более 50%) при незначительном содержании глинистых частиц (от 4 до 20%). Как правило, лессовидные грунты отличаются значительной однородностью гранулометрического состава, причем коэффициент неоднородности часто бывает не более 5.

По химическому составу главными составными частями лессовых грунтов являются: силикаты — от 27 до 90%, глинозем — от 4 до 20% и углекислый кальций — от 6 до 67%. Из перечисленных внешних признаков лессов и лессовидных грунтов наиболее характерными будут: макропористость, быстрое размокание в воде (в течение 1—2 мин) и наличие карбонатов (вскипание при опробовании кислотой).

Для объяснения поведения лессовых грунтов при была выдвинута гипотеза, согласно которой увеличение осадки лессовых грунтов при замачивании под нагрузкой объясняется неустойчивостью макропор пронизывающих всю толщу лессовидных грунтов, вследствие потери связности (сцепления) между частицами грунта при просачивании воды. Часто достаточно давления порядка $0,5-1 \text{ кг/см}^2$, при котором стенки пор разрушаются и происходит резкое уплотнение грунта, что и вызывает значительные дополнительные осадки.

По современным воззрениям просадочность макропористых лессовых грунтов возникает вследствие недоуплотненности и способности агрегатов частиц этих грунтов к пептизации при увлажнении, т. е. к переходу твердых коллоидных пленок в жидкий раствор. Образующиеся при этом водные пленки вследствие их расклинивающего действия раздвигают грунтовые частицы, разрушают агрегаты частиц и создают условия, благоприятные для доуплотнения лессовых грунтов. Кроме того, известное значение в разрушении структуры агрегатов частиц имеет и растворение солей, цементирующих частицы лессовых грунтов, а также действие осмотического давления, возникающего вследствие разности концентрации солей пленочной воды и воды.

Если же лессовые грунты имеют агрегаты частиц, сцементированные не растворяющимися в воде солями, то при замачивании эти грунты, просадок не дают. Чтобы нарушить структурные связи в лессовых грунтах, одного замачивания недостаточно, необходимо приложить некоторой величины нагрузку, различную для различной степени сцементированности лессовых грунтов, причем безразлично, будет ли это собственный вес вышележащих слоев грунта или внешняя нагрузка от сооружения или пробного испытания.

При определенной величине нагрузки, прикладываемой одновременно с замачиванием, возникает лавинное разрушение структурных связей грунта, и его структура резко и коренным образом изменяется — возникают просадки. Для количественной оценки просадочности лессовых грунтов испытывают их образцы естественной ненарушенной структуры на сжимаемость без возможности бокового расширения, т. е. образцы помещают в жесткое кольцо. Вначале определяют деформации образца при естественной его влажности, а после того, как будет достигнуто проектное давление, образец замачивают до полного насыщения, определяя при этом его деформацию. В результате разрушения структурных связей, если внешнее давление больше структурной прочности грунта в замоченном состоянии, возникает резкая быстрая осадка (просадка) образца.

Образец грунта необходимо замачивать при нагрузке, соответствующей сумме природного давления и давления (сжимающего напряжения), которое будет в грунте от сооружения на глубине взятия образца. Максимально возможную величину просадки всей просадочной толщи макропористых лессовых грунтов определяют по величине относительной просадочности отдельных слоев и их мощности.

Здесь суммирование необходимо распространить на все слои (от подошвы фундамента до глубины залегания всей просадочной толщи), а величину относительной просадочности определять с учетом фактического давления на грунт от внешней нагрузки и вышележащих слоев грунта.

По величине максимальной просадки всей просадочной толщи обычно и назначают противопросадочные мероприятия, основными из которых является всемерное недопущение замачивания грунтов под сооружениями или создание таких конструктивных особенностей сооружений, которые обеспечили бы их малую чувствительность к неравномерным осадкам (конструирование зданий из отдельных жестких блоков, допускающих независимость оседания; применение устройств, регулирующих высоту отдельных частей сооружения, и т. п.).

При оценке общей деформации лессовых грунтов, подверженных замачиванию с одновременным загрузением, необходимо учитывать следующие три составляющие: осадку, обусловленную уплотнением грунта (т. е. уменьшением пористости при увеличении давления), просадку, возникающую в результате коренного изменения структуры грунта при переходе его из макропористого структурного состояния в бесструктурную водонасыщенную массу, и послепросадочную деформацию грунта, вызванную медленным нарушением кристаллизационных связей, суффозией (вымывом) мельчайших частиц и ползучестью скелета грунта при длительном действии фильтрации.

Общая деформация просадочных грунтов при малой их величине, будет определяться общими зависимостями теории линейнодеформируемых тел и может оцениваться как по результатам испытаний без возможности бокового расширения грунта, так и по данным трехосных испытаний. При этом, просадка лессовых грунтов обуславливается не только вертикальными деформациями, но и способностью окружающей толщи проседать (деформироваться) в горизонтальном направлении и зависит как от вертикальных сжимающих напряжений, так и от соотношения главных напряжений и их разности.

Свойства лессовых грунтов в процессе их просадки резко изменяются. Сопротивление замоченного грунта сдвигу снижается в несколько раз это

показывает, что несущая способность лессовых грунтов после нарушения их структурной связности в процессе просадки при замачивании под нагрузкой чрезвычайно падает, и грунты легко выдавливаются из-под подошвы фундаментов.

Активные меры борьбы с просадочностью лессовых грунтов сводятся к химическому их закреплению по методу силикатизации, уплотнению грунтовыми сваями и обжигом проседающих масс.

Торфогрунт — усадка, пористость, водопроницаемость и другие свойства, которыми обладает торф. Свойства торфа и торфяных грунтов

Плотность твердых частиц торфов в соответствии с особенностями их состава значительно ниже, чем у минеральных грунтов, причем, ее значение зависит от степени разложения торфа. Плотность верхового торфа при его естественной влажности и естественном сложении обычно не превышает 1,0 г/см³. Низинный торф, особенно аллювиально-болотного генезиса, имеет более высокую плотность — обычно от 1,0 до 1,2 г/см³. Плотность скелета нормализованного торфа — величина малая (0,07-0,2 г/см³), она находится в значительной зависимости от степени разложения торфа, у низинного торфа аллювиально-болотного генезиса величина этого показателя составляет 0,15-0,50 г/см³.

Характер пор в торфе довольно своеобразный: наряду с очень мелкими порами, образуемыми коллоидными и глинистыми частицами, имеются весьма крупные, образованные слаборазложившимися растительными остатками. При высыхании торфа наблюдается значительная усадка — она велика во всех видах торфов, включая низинные высокозольные разности. Величина объемной усадки изменяется от 15-20 до 65-75% (чаще всего 40-50%) и определяется начальной влажностью, зольностью и степенью разложения торфа. Ее величина обычно несколько ниже у хорошо и сильно разложившихся торфов. Из-за практически полной водонасыщенности, торфяные образования в естественных условиях обладают чрезвычайно низкой способностью к набуханию (доли процента). При высыхании и последующем увлажнении величина набухания торфа может быть значительной.

Торф водопроницаем. Несмотря на большую пористость, величина водопроницаемости его относительно мала. С увеличением степени разложения и плотности активная пористость торфа значительно снижается и водопроницаемость уменьшается. Водопроницаемость сильно разложившихся торфов приближается к водопроницаемости глин, а слаборазложившихся — к водопроницаемости песка.

Характеристики прочности торфа зависят от их генезиса, степени разложения, плотности и влажности. Наибольшей прочностью обладают низинные торфа аллювиально-болотного генезиса, характеризующиеся высокой зольностью.

Отличительной чертой торфа является его сильная сжимаемость под нагрузкой, величина которой в десятки и сотни раз выше, чем у минеральных грунтов. Она достаточно тесно связана с генезисом торфа, его степенью разложения, плотностью и влажностью. Торфяным грунтам в отличие от минеральных свойствен еще один специфический вид уплотнения во времени — под влиянием микробиологических процессов в органическом веществе торфа, сопровождающийся его минерализацией.

Основной особенностью илов как оснований сооружений является их весьма малая несущая способность и весьма значительная сжимаемость, во много раз превосходящая сжимаемость чисто минеральных грунтов.

Самым существенным процессом, возникающим в илистых грунтах при действии на них внешней нагрузки, является разрушение структурно-коллоидных связей с одновременным возникновением новых связей вследствие сближения минеральных частиц при уплотнении под нагрузкой.

Структурные связи в илах начинают разрушаться при относительно небольших нагрузках, однако лишь при некоторой вполне определенной величине внешнего давления разрушение их начинает происходить лавинно, причем прочность илистого грунта резко снижается.

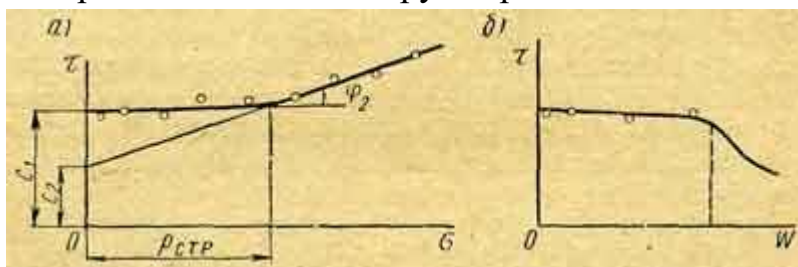


Рис. 7.1. Зависимость предельного сопротивления сдвигу для илов а — от величины сжимающего напряжения; б — от изменения влажности.

На рис. 7.1, а показана характерная для илов и заторфованных грунтов экспериментальная зависимость предельного сопротивления сдвигу от величины внешнего давления (сжимающего напряжения).

При давлениях, меньших некоторой начальной величины (близкой к величине структурной прочности грунта) и ненарушенных структурных связях предельное сопротивление сдвигу обуславливается почти исключительно силами сцепления и практически не зависит от влажности ила или заторфованного слабого глинистого грунта (рис. 8.1, б); при давлениях же, больших структурной прочности, оно пропорционально внешнему давлению.

Если нагрузка на илистый грунт не будет превышать величины, при которой происходит лавинное разрушение его структурных связей, то исходя из изложенного можно рассматривать илы и заторфованные грунты как обладающие только сцеплением.

Следовательно, при определении нормативной нагрузки в этом случае необходимо исходить из решений, полученных для идеально связных тел.

При давлении, превышающем структурную прочность илов, их сцепление резко уменьшается. В этих случаях при определении предельной нагрузки (а по ней и нормативной) необходимо исходить из общих решений теории предельного равновесия с учетом предельного угла внутреннего трения и уменьшенной величины сцепления.

Однако, как показывают соответствующие расчеты, несущая способность илистых грунтов, определяемая по их предельным сопротивлениям, весьма мала (не более 0,5—1,5 кг/см², а иногда и меньше). Это часто вызывает необходимость искусственно укреплять илистые грунты.

При нагрузке меньше предельной илы не выдавливаются из-под сооружения, а весьма медленно уплотняются, давая значительные осадки.

Компрессионные кривые, определяющие осадки уплотнения грунтов под нагрузкой, для илов, заторфованных и других органо-минеральных грунтов указывают на весьма значительные изменения коэффициента пористости грунтов под нагрузкой увеличение их сжимаемости с увеличением скорости возрастания на них нагрузки.

Так, если нагружать илистый грунт небольшими ступенями нагрузки (например, по 0,1 кГ/см) и выждать, когда наступит полное затухание деформаций, то коэффициент относительной сжимаемости (получаемый по результатам компрессионных испытаний или по данным полевой пробной нагрузки) будет иметь незначительную величину (порядка нескольких тысячных, до сотых см/кГ), что объясняется частичным или почти полным восстановлением нарушенных водно-коллоидных связей и упрочнением коллоидов; если же илистый грунт нагружать большими ступенями нагрузки (например, по 0,5—1,0 кг/см и более), то сжимаемость его резко возрастает (величина достигает нескольких сотых и даже десятых см/кг), так как упрочнение коллоидов не успевает за возрастанием нагрузки.

Последнее может вызвать значительные, часто провальные, деформации оснований.

Изложенное обстоятельство должно в полной мере учитываться при возведении сооружений на илах.

8. Распределение напряжений в грунте

8.1. Напряженное состояние грунта

Нагрузка от сооружения и собственного веса грунта распространяется по грунтовому скелету. В точках контакта частиц скелета действуют элементарные силы. Направление действия их различно в зависимости от взаимного расположения частиц грунта. Существование этих элементарных сил, действующих на каждую частицу со сторон точек ее контакта с другими частицами, обуславливает наличие в частице внутренних сил, противодействующих внешним элементарным силам. Состояние грунта, при котором между его частицами и внутри частиц возникают элементарные силы, называется напряженным состоянием.

Показателем напряженного состояния грунта является напряжение. Напряжение – это сумма элементарных сил, приходящихся на единичную площадку, сориентированную в массиве грунта определенным образом. Различают напряжения, нормальные по отношению к рассматриваемой площадке и касательные. Установлено, что для условий плоской задачи в каждой точке напряженного массива существуют две взаимно перпендикулярные площадки, в которых касательные напряжения равны нулю. Нормальные напряжения, действующие на эти площадки, называют главными напряжениями. Одно из них будет наибольшим, второе – наименьшим нормальным напряжением. Для условий пространственной задачи таких пар нормальных напряжений будет три. В площадках, отличных по положению (в пространстве грунтового массива) от главных площадок, существуют и касательные напряжения.

Возьмем произвольную точку в грунтовом массиве и наметим в ней три взаимно перпендикулярные площадки, сориентированные независимо от направления главных напряжений (например, одну параллельно горизонтальной поверхности грунтового полупространства).

Напряженное состояние в этой точке можно отразить через нормальные и касательные по отношению к этим площадкам напряжения. Для определенности напряженного состояния в точке необходимо для каждой площадки указать три вектора напряжения. Вектор нормального напряжения достаточно указать один, а векторов, касательных к площадке, необходимо указать два взаимно перпендикулярных. Отсюда видно, что всего по трем площадкам, проведенным через одну точку, необходимо определить девять векторов напряжений (рис. 13).

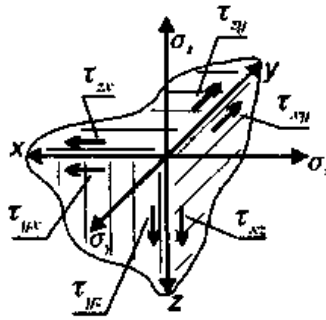


Рис. 13. Напряжения в точке грунтового массива.

Легко доказать математически, что $\tau_{zy} = \tau_{yx}$, $\tau_{zx} = \tau_{xz}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ (закон парности касательных напряжений). Отсюда видно, что достаточно определить уже шесть напряжений вместо девяти, а остальные три найти по закону парности напряжений. Впервые эта задача была решена Ж. Буссинеском (1885 г.).

В расчетной практике наибольший интерес представляют напряжения, действующие на площадках, параллельных плоскости, ограничивающей полупространство грунтового массива. Для одной такой площадки это напряжения: σ_z , τ_{zx} , τ_{zy} . Задача по определению этих напряжений была решена В. Кирпичевым и Н. Цытовичем. Из-за сложности определения этих трех напряжений обычно находят одно из них – перпендикулярное ограничивающей поверхности (σ_z). Это напряжение называют сжимающим. Под его воздействием происходит деформация грунтов.

8.2. Напряжения при сосредоточенной и распределенной нагрузках

При действии на поверхности грунтового полупространства одной сосредоточенной силы расчетная схема будет иметь вид, показанный на рис. 14.

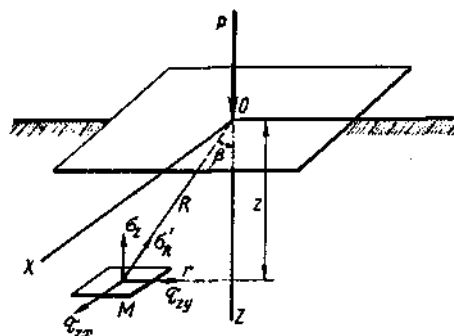


Рис. 14. Схема к определению σ_z .

В результате математического расчета получено выражение

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}, \quad (8.1)$$

где
$$K = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}.$$

Приведенная формула широко применяется при расчете осадок фундаментов. Для облегчения расчетов на основании этой формулы составлена таблица. В ней по r/z находят значение K .

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 15) используется физический принцип суперпозиций: действие суммы равно сумме действию. Тогда сжимающее напряжение в любой точке массива для площадок, параллельных ограничивающей плоскости, находится простым суммированием:

$$\sigma_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + K_3 \frac{P_3}{z^2}. \quad (8.2)$$

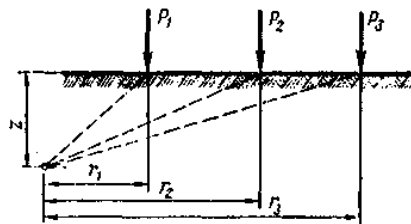


Рис. 15. Действие нескольких сосредоточенных сил.

При действии равномерно распределенной нагрузки P для прямоугольной ее формы из (8.1) получено решение для напряжений на угловой вертикали:

$$\sigma_{z_0} = K_0 P, \quad (8.3)$$

где $K_0 = \int(z/b, l/b)$ определяется по специальным таблицам [11, с. 82].

Для центра нагрузки σ_z определяется по аналогичной формуле, но коэффициент K_0 увеличивается в четыре раза.

8.3. Метод угловых точек

Этот метод также основан на вышеприведенном принципе суперпозиций. Поэтому знание напряжения под углом прямоугольной площадки загрузки позволяет быстро вычислять напряжения для любой точки полупространства грунтового массива. На этой возможности основан метод угловых точек. Этот метод используется тогда, когда грузовая площадь может быть так разбита на прямоугольники, чтобы рассматриваемая точка для них стала угловой. Тогда на основе принципа суперпозиции напряжение будет равно сумме напряжений от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

Рассмотрим три основных случая (рис. 16):

- 1) точки вертикали проецируются на контур нагрузки;
- 2) вертикаль лежит внутри прямоугольника;
- 3) вертикаль расположена вне прямоугольника.

В первом случае расчет производится по формуле

$$\sigma_z = (K_{o_1} + K_{o_2})P; \quad (8.4)$$

во втором случае – по формуле

$$\sigma_z = (K_{o_1} + K_{o_2} + K_{o_3} + K_{o_4})P; \quad (8.5)$$

в третьем – по формуле

$$\sigma_z = (K_{o_1} + K_{o_2} - K_{o_3} - K_{o_4})P; \quad (8.6)$$

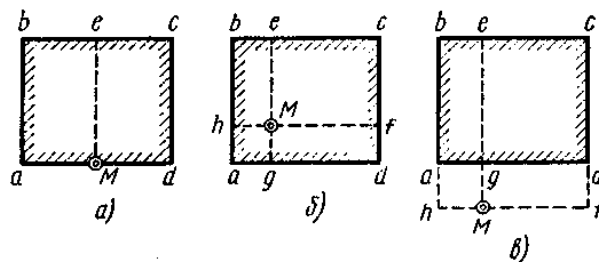


Рис. 16. Различное расположение расчетной вертикали.

8.4. Эпюры и изобары

Напряженная зона грунта изображается:

- 1) при помощи эпюр;
- 2) при помощи изобар.

Эпюра – кривая распределения сжимающих напряжений в точках линии, расположенной в грунтовом полупространстве определенным образом. Наиболее часто используют эпюры напряжений для точек вертикали и горизонтали (рис. 17).

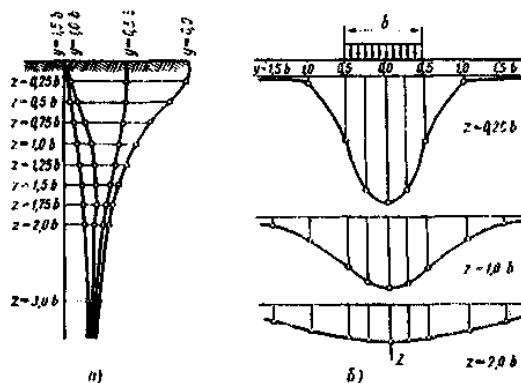


Рис. 17. Эпюры сжимающих напряжений.

Изобара – линия равных сжимающих напряжений, строящаяся на сечении грунтового полупространства (рис. 18). При этом используются приведенные выше формулы (8.3)...(8.6).

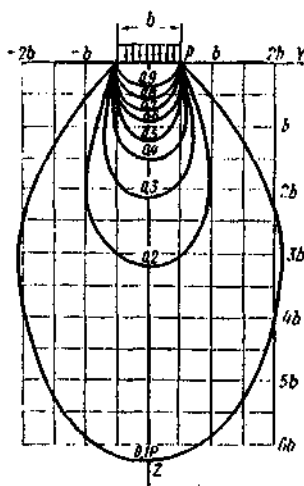


Рис. 18. Линии равных сжимающих напряжений.

9. Теория предельного напряженного состояния грунтов.

Предельным напряженным состоянием массива грунта является такое, малейшее превышение которого приводит к нарушению существующего равновесия, а следовательно, и к потере устойчивости сооружения. В этом состоянии в массиве грунта возникают поверхности скольжения, разрыва, нарушается прочность между частицами и их агрегатами. Это приводит к выпору грунта из-под подошвы фундаментов, сползанию масс грунта в откосах, горизонтальным смещениям подпорных стенок, стен подвалов.

Возведение сооружений на грунте, находящемся в предельном напряженном состоянии, недопустимо. Поэтому так важно правильно оценить максимально возможную нагрузку на грунт, при которой он еще будет находиться в равновесии, без потери устойчивости

9.1. Плоская задача теории предельного равновесия

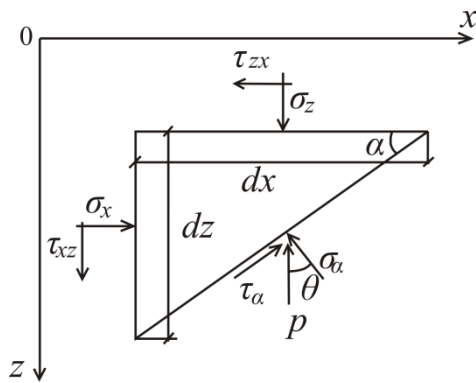


Рис. 9.1. Схема напряжений, действующих на элементарную призму

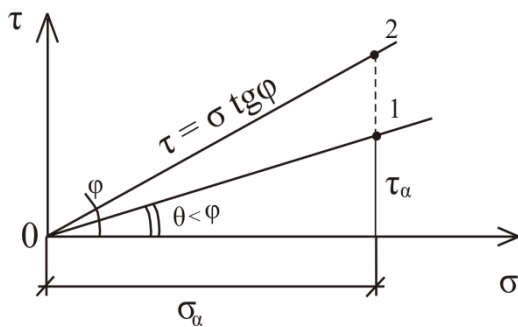


Рис. 9.2. Схема к определению предельного напряженного состояния для несвязных грунтов

Выделим в грунте для плоской задачи элементарную грунтовую призму (рис. 9.1). По двум граням призмы действуют нормальные (σ_z и σ_x) и касательные (τ_{zx} и τ_{xz}) напряжения. Третья грань призмы наклонена к горизонтали под углом α , напряжения на этой грани – σ_α и τ_α . Угол между полным напряжением p и нормальным σ_α называется углом отклонения θ . С изменением угла наклона α меняется величина нормального и касательного напряжений, меняется угол θ .

Рассмотрим предельное напряженное состояние в несвязных грунтах (рис. 9.2). Для той же площадки отложим σ_α и τ_α . Точку 1 соединим с началом координат, получим угол θ . Устойчивость состояния равновесия характеризуется сравнением величин касательных напряжений τ_α и τ . Если

$\tau_\alpha < \tau$ при σ_α , то это условие устойчивого, т.е. допредельного состояния.

Если касательная составляющая τ_α будет возрастать, то она не может быть выше точки 2, т.е. если $\tau_\alpha = \tau$, это предельное равновесие, или иначе предельное состояние, когда угол внутреннего трения равен углу отклонения:

$$\theta_{\max} = \varphi. \quad (9.1)$$

Для связных грунтов условие предельного равновесия можно определить путем геометрических построений круга Мора (рис. 5.3).

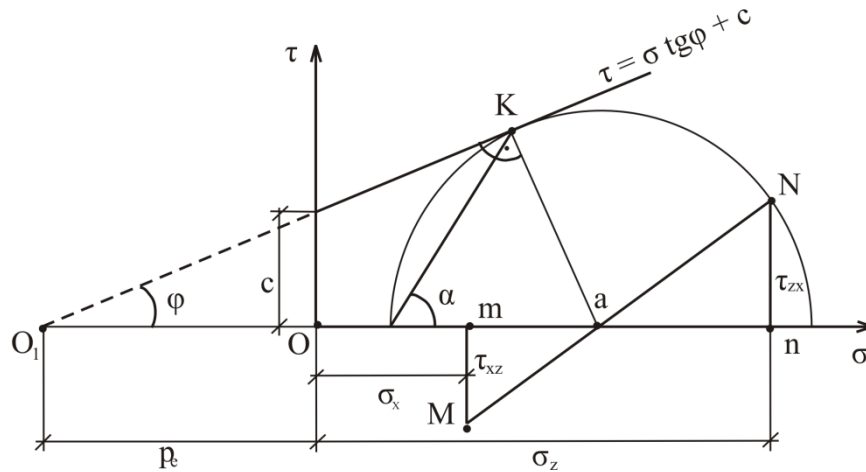


Рис. 9.3. Схема к установлению условия предельного равновесия для связного грунта

Откладываем по оси $\sigma \rightarrow \sigma_z$, затем вверх из точки $n \rightarrow \tau_{zx}$; откладываем напряжение σ_x по оси σ и вниз из точки $m \rightarrow \tau_{xz}$. Точки М и N соединяем прямой. Проводим радиусом aN круг Мора. Откладываем угол α , точку К соединяем с точкой а и проводим касательную в точку К до пересечения с осью σ . Получаем два прямоугольных треугольника O_1Ka и aNn , в которых $Ka = aN$.

$$Ka = O_1a \cdot \sin \varphi; \quad O_1a = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + P_e; \quad an = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2};$$

$$aN = \sqrt{an^2 + \tau_{zx}^2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} \quad \text{Т.к. } Ka = aN.$$

$$\boxed{(\sigma_z + \sigma_x + 2P_e)^2 \sin^2 \varphi = (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2.} \quad (9.2)$$

Получили условие предельного равновесия в общем виде. Оно связывает напряжения и параметры прочности ($P_e = c \cdot \text{ctg } \varphi$).

В это уравнение входят три неизвестные компоненты напряжений σ_x , σ_z и τ_{zx} , которые могут быть определены решением системы, состоящей из двух дифференциальных уравнений равновесия и одного алгебраического уравнения – условия предельного равновесия:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = \gamma; \\ (\sigma_z + \sigma_x + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 \cdot \sin^2 \varphi = (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2, \end{cases} \quad (9.3)$$

где x, z – соответственно горизонтальная и вертикальная координатные оси;
 γ – удельный вес грунта.

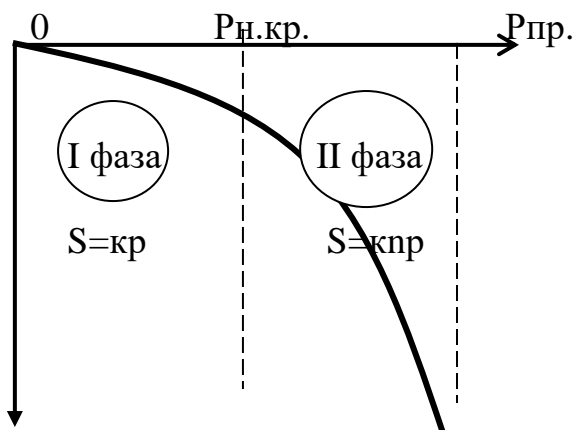
Условие предельного равновесия можно выразить через главные напряжения, т.к. $\sigma_z = \sigma_1$; $\sigma_x = \sigma_2$; $\tau_{zx} = 0$.

Подставим их в уравнение (9.2) и получим

$$(\sigma_1 + \sigma_2 + 2P_e) \sin \varphi = \sigma_1 - \sigma_2. \quad (9.4)$$

Предельное напряженное состояние оснований.

1. Фазы напряженного состояния грунта.



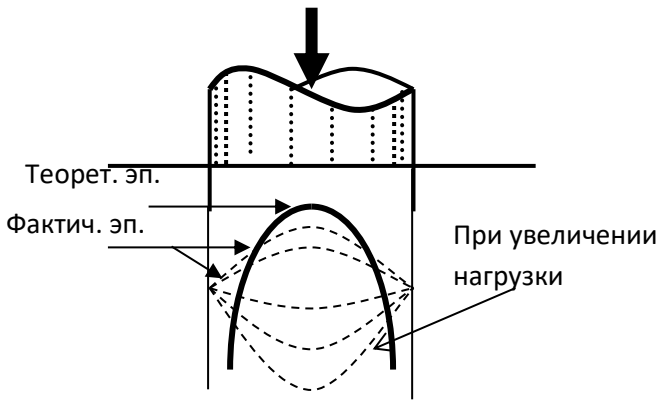
I фаза – фаза уплотнения грунтов

II фаза – фаза сдвигов (фаза развития пластических деформаций).

$P_{н.кр}$ - начальная критическая нагрузка;

$P_{пр}$ – предельное давление на основание.

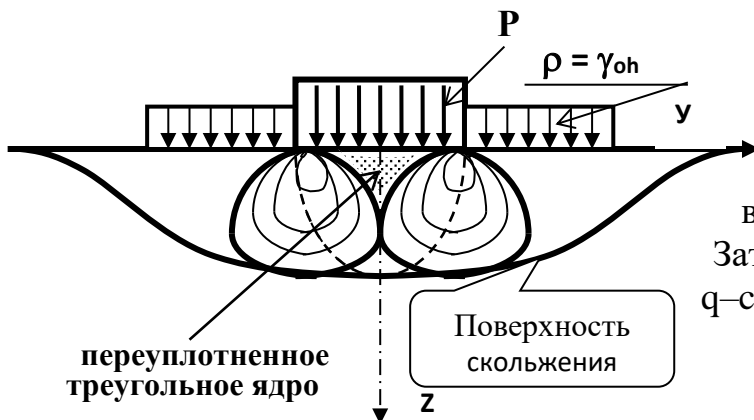
9.2. Развитие зон пластических деформаций и перераспределение давления по подошве фундамента.



Ранее рассматривали распределение давления под подошвой жесткого штампа. Но может ли грунт воспринять ∞ большие напряжения? Конечно, нет! Как и для любого материала.

Под большими напряжениями возникают пластические деформации (происходит перераспределение напряжений) так как материал в этом месте будет обладать большей податливостью. Эпюра напряжений под штампом начнет изменяться (почти до треугольной эпюры).

Как же развиваются при этом зоны сдвигов, зоны пластических деформаций?



Зоны пластических деформаций возникают в крайних точках нагрузки. Затем увеличиваем нагрузку P , оставляя $q = \text{const}$, — зоны пластических деформаций τ будут развиваться.

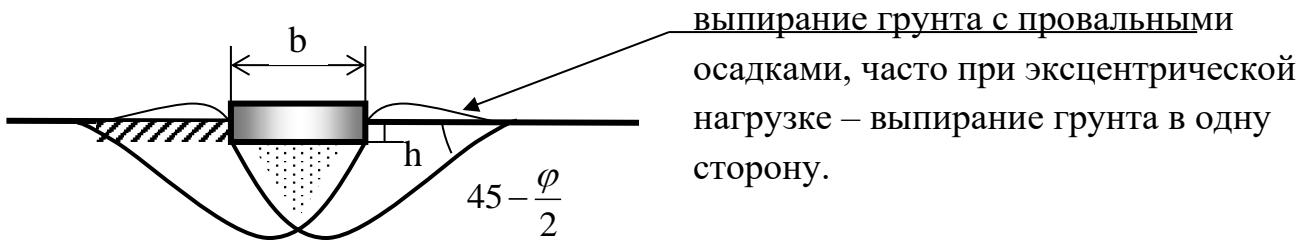
Возникает момент, когда при дальнейшем нагружении зоны пластических деформаций сольются в одной точке. При этом напряженном состоянии грунта преобладают боковые смещения частиц и формируются непрерывные поверхности скольжения, в результате толща грунта теряет устойчивость (II фаза на графике).

9.3. Поверхности скольжения.

В зависимости от глубины заложения фундамента различают несколько основных случаев с характерными поверхностями скольжения.

а) Фундаменты мелкого заложения.

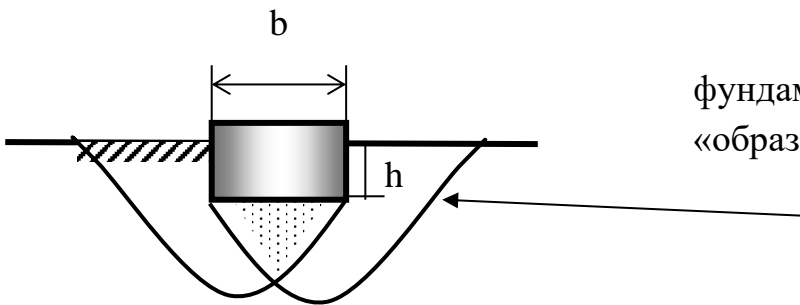
$$\frac{h}{b} \leq 0.5$$



выпирание грунта с провальными осадками, часто при эксцентрической нагрузке – выпирание грунта в одну сторону.

б) Фундаменты средней глубины заложения.

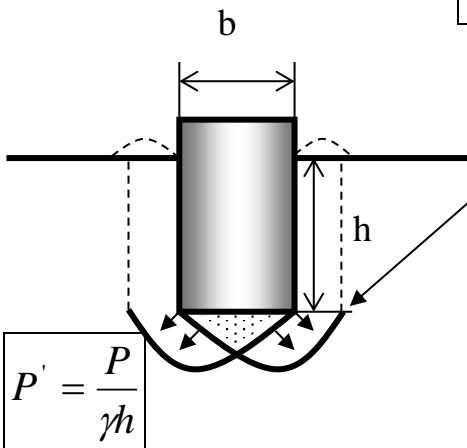
$$0,5 \leq \frac{h}{b} \leq 2$$



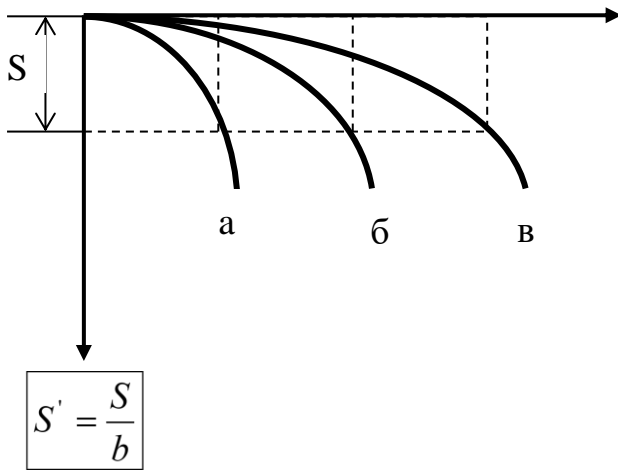
фундамент будет более устойчив (S-«образная» поверхность скольжения)

в) Фундамент глубокого заложения

$$\frac{h}{b} > 2$$

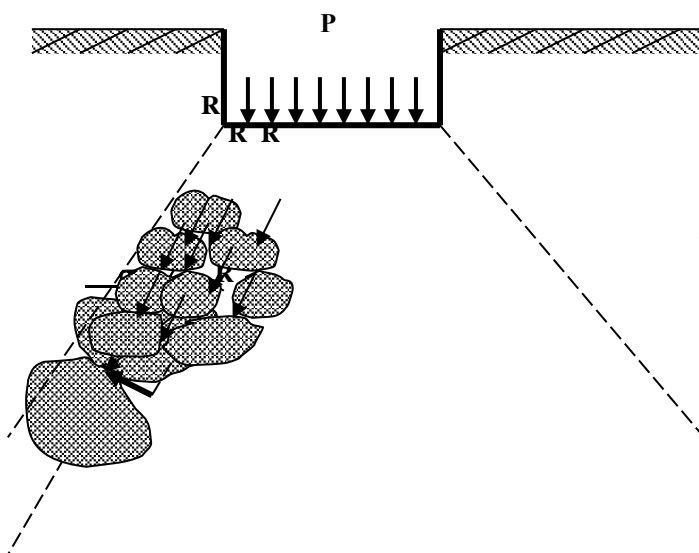


Окружающий грунт уплотняется по сторонам пластичных зон. При рыхлом состоянии грунта меньше вероятность выпирания, но при плотном грунте возможно и выпирание грунта



1. С увеличением $\frac{h}{b}$ несущая способность грунта увеличивается.
2. Для фундаментов мелкого заложения требуется больший коэффициент запаса – поэтому они рассчитываются по I-му предельному состоянию (устойчивости), а фундаменты глубокого заложения по II-му предельному состоянию (деформациям).

Предельное равновесие в точке и положение поверхностей скольжения.
Расчетное сопротивление грунта.



МПа – таких напряжений под фундаментом Давление P от веса надземной части сооружения и собственного веса фундамента рассеивается в массиве грунта. Равнодействующую R раскладываем на две составляющие σ и τ , σ - сжимают частицы грунта друг к другу и разрушить их практически не могут (частицы грунта – кварц, полевой шпат и т.д.) σ разруш ≈ 2000 кг/см² ≈ 200 практически не возникает.

Значит разрушение грунта происходит от действия сил τ . Под действиями данных сил частицы грунта смещаются относительно своих контактов, зерна попадают в поровое пространство, происходит процесс уплотнения грунта с возникновением в некоторых областях поверхностей скольжения. ($\tau_{пр}$). Теория Мора-Кулона

10. Виды оснований и фундаментов и основные положения по их выбору

10.1. Виды оснований и фундаментов

Основания сооружений делятся на два вида: естественные и искусственные. Если фундамент опирается на природный грунт, то такой грунт называют естественным основанием. Искусственным основанием называют грунтовое основание, полученное в результате улучшения свойств естественного грунта или его замены другим грунтом.

Фундаменты делятся на виды по следующим признакам (рис. 19, 28):

- 1) глубине заложения (неглубокого заложения и глубокого);
- 2) жесткости конструкции фундамента (жесткие, гибкие);
- 3) способу передачи нагрузки на грунтовое основание (с плоской подошвой, свайные);
- 4) массивности (облегченные, массивные);
- 5) относительному размеру площади, занимаемой фундаментом под сооружением (сплошной, полосовой, отдельный);
- 6) по материалу (железобетонные, бетонные, бутобетонные, каменные, деревянные, металлические);
- 7) способу изготовления (сборные, монолитные).

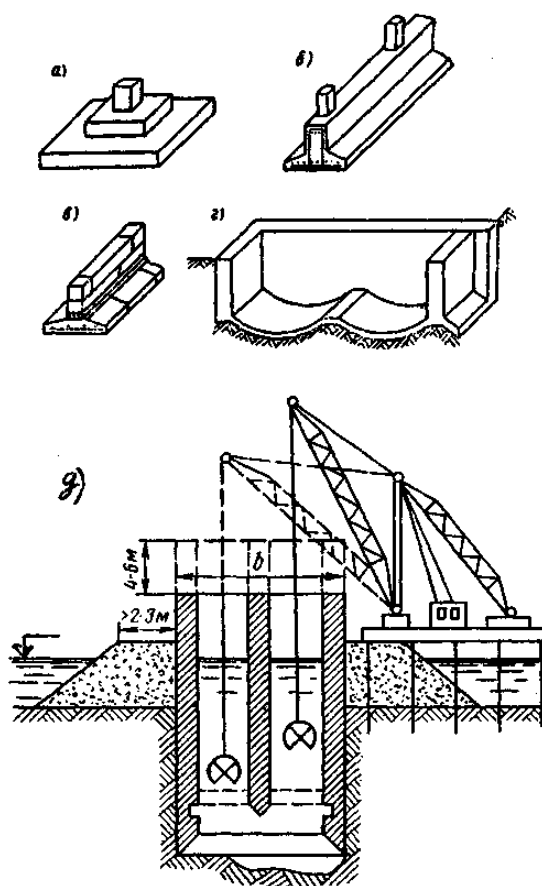


Рис. 19. Основные типы фундаментов: а – отдельный гибкий с плоской подошвой неглубокий; б – полосовой монолитный неглубокий; в – полосовой сборный неглубокий; г – сплошной неглубокий облегченный; д – глубокий (опускной колодез) массивный.

Указанные виды фундаментов обладают своими особенностями. Фундаменты неглубокого заложения имеют глубину 1.5...3 м (реже 5...6 м) или отношение глубины заложения к ширине фундамента менее 1,5...2. При залегании слабых грунтов на большую глубину устраивают фундаменты глубокого заложения (опускные колонны, кессоны, сборные железобетонные оболочки), имеющие глубину 20...40 м (реже 70...80 м). В последнее время кессоны применяют сравнительно редко.

Жесткие фундаменты практически не имеют растягивающих напряжений (и скалывающих), гибкие – имеют. Жесткость и гибкость фундамента определяется материалом фундамента и его геометрией. В зависимости от материала сжимающие напряжения в фундаменте распределяются под определенным углом, называемым углом жесткости. Геометрия жесткого и гибкого фундамента отличается тем, что жесткие фундаменты вытянуты в вертикальном направлении, а гибкие – в горизонтальном.

Фундаменты с плоской подошвой передают нагрузку на грунт только подошвой. Устраиваемые при слабых грунтах свайные фундаменты передают нагрузку нижними концами свай, боковой поверхностью свай, а иногда и подошвой ростверка.

Облегченные фундаменты отличаются наличием в их теле пустот. Эти фундаменты позволяют увеличить полезную нагрузку на грунт, экономить материал. Массивные фундаменты позволяют бороться с передачей на грунт ударных и вибрационных нагрузок, а также увеличивают устойчивость высоких тяжелых сооружений (мостовых опор, дымовых труб, водонапорных башен и т. п.).

Сплошной фундамент устраивают при слабых грунтах и больших нагрузках, а также при необходимости устройства водонепроницаемого подвала. Полосовые (ленточные) и отдельные фундаменты устраивают при умеренной нагрузке и достаточной прочности основания.

Каменную кладку, буто-бетон, бетон применяют в жестких фундаментах, железобетон – в гибких. Деревянные фундаменты используют только под временные сооружения. Металлические фундаменты применяются редко. Это фундаменты на металлических сваях и др.

Сборные фундаменты устраивают из привозных блоков. Монолитные фундаменты изготавливают на месте строительства.

Выбор основания сооружения производят путем оценки прочностных и деформационных свойств каждого из слоев грунта, слагающих основание. В результате принимают естественное или искусственное основание. Естественное основание используют при достаточной прочности слоев грунта и допустимых осадках, в противном случае устраивают искусственное.

Выбор фундамента производят с учетом следующих факторов:

- 1) особенностей несущих конструкций сооружения;
- 2) особенностей передаваемых нагрузок;
- 3) наличия и расположения подземных конструкций в зданиях и около них;
- 4) особенностей инженерно-геологических условий;
- 5) технических возможностей строительной организации;
- 6) сезона строительства.

Фундамент стремятся конструировать таким образом, чтобы нагрузка от сооружения передавалась на грунт кратчайшим путем, а напряжения во всех сечениях фундамента были близки к предельным.

Под колонны стараются не применять более дорогие ленточные фундаменты и сплошные. Свайные фундаменты используют, когда это

позволяет резко сократить объем земляных работ. При наличии в грунте камней свайный фундамент устроить нельзя. Из фундаментов глубокого заложения используют кессоны, если грунт насыщен водой, или находится в плавунном состоянии, или в нем имеются крупные камни.

9.2. Условия строительства и варианты оснований и фундаментов

Фундамент может быть устроен различными способами в зависимости от природной обстановки на участке строительства.

Различают три основных типа водных условий строительства (рис.20):

- 1) гравитационная вода находится на большой глубине;
- 2) гравитационная вода достигает котлована (или будущего фундамента);
- 3) гравитационная вода покрывает местность (акватория).

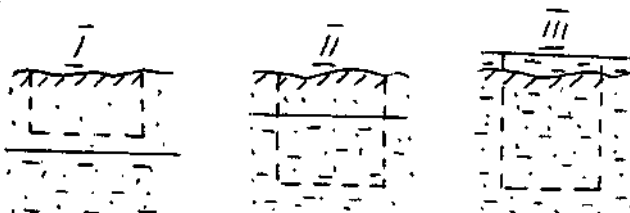


Рис. 20. Основные типы водных условий строительства фундамента.

Для возможности примерной схематизации всего многообразия инженерно-геологических условий строительных площадок в целях выбора вариантов фундирования грунта можно разделить на две условные категории: прочные и слабые.

Прочными можно считать такие грунты основания, которые обеспечивают надежную эксплуатацию проектируемого сооружения, то есть обладают достаточно высокой прочностью и малой сжимаемостью. К прочным грунтам относятся скальные и крупнообломочные грунты, пески (кроме пылеватых и мелких рыхлых песков), твердые, полутвердые и тугопластичные глины.

К слабым относят грунты, которые не могут служить для сооружений надежным основанием вследствие их большой деформируемости и возможности выдавливания из-под фундамента. К таким грунтам можно отнести несележавшиеся насыпные грунты, илы, торфы и заторфованные грунты, рыхлые мелкие и пылеватые пески, текучие и текучепластичные глины, лессовые просадочные грунты.

В каждом из приведенных типов условий могут представиться четыре случая залегания слабых и надежных грунтов, захватывающих сжимаемую толщу (рис. 21).

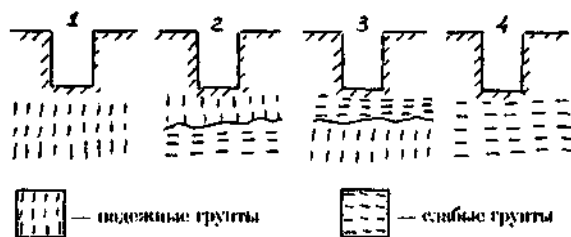


Рис. 21. Варианты геологического сложения основания.

В результате надставляется 12 различных сочетаний условий строительства. Для каждого из этих сочетаний существуют свои наиболее предпочтительные способы устройства оснований и фундаментов.

I – 1. Наиболее простой недорогой случай устройства фундамента.

I – 2. Для передачи минимального давления на слабый грунт при возможности повышают отметку подошвы. Максимально облегчают сооружение для уменьшения площади подошвы. Переходят на свайный фундамент из висячих свай. Слабый грунт заменяют искусственным основанием.

I – 3. В этом случае понижают отметку подошвы до прочного слоя. Если слабый слой песчаный, то его уплотняют, если слабый слой глинистый, то его заменяют. Устаивают свай-стойки или глубокие опоры.

I – 4. Этот случай весьма труден для строительства. При несвязных грунтах производят их глубокое уплотнение (вибрация, песчаные сваи) или силикатизацию. При любых видах слабого грунта уменьшают давление на него за счет уширения подошвы фундамента, снижения веса сооружения, применения висячих свай или глубоких опор.

II – 1. Так как в этом случае грунт прочный, то основное значение имеет производство работ. Поэтому при возможности поднимают отметку подошвы фундамента выше УГВ. При несвязных грунтах и большом заглублении котлована ниже УГВ используют открытый водоотлив, иногда устраивая ограждающий шпунт или замороженную стенку. Иногда применяют подводные работы (черпание, бетонирование).

II – 2. Повышают отметку подошвы фундамента выше УГВ и, если надо, уширяют его подошву. Устраивают водоотлив, доходят до проектной отметки, а затем устраивают висячие сваи. Улучшают свойства слабого грунта в пределах сжимаемой толщи, а затем устраивают фундамент, как в случае II – 1.

II – 3. В этом случае изменяют свойства слабого грунта, а затем действуют, как в случае II – 1; или копают до проектной отметки при водоотливе, а затем устраивают свай-стойки или отдельные опоры до прочного слоя; или при возможности повышают отметку подошвы,

облегчают конструкцию, расширяют подошву фундамента; или копают грунт до плотного слоя, и затем как в случае II – 1.

II – 4. Сложный случай. При возможности понижают УГВ глубинным водоотливом, открытым водоотливом с применением шпунтовой или замороженной стенки и приходят к условиям 1 – 4. Повышают отметку подошвы фундамента и приходят к 1 – 4.

III – 1. В этом случае устраивают обычный фундамент при помощи перемычек (ограждений) с откачкой воды из огражденной территории или фундамент устраивают в виде опускаемых колодцев, погружаемых с понтонов, льда, эстакад или искусственных островков. При плотном дне фундамент устраивают в виде опускаемых бездонных ящиков. Устраивают фундамент путем затопливания специального понтона или подводным бетонированием. Делают свайный фундамент на высоком ростверке. Создают искусственное основание в виде каменной наброски до отметки выше поверхности воды.

III – 2. Условия строительства весьма затруднены. При небольшой мощности плотных грунтов устраивают глубокие опоры различных видов.

III – 3. В данном случае сначала устанавливают возможность удаления или укрепления слабых грунтов для приведения к III – 1. При небольшой мощности слабого слоя можно также применить опускаемые колодцы, сваи. Иногда возможно устройство перемычек с последующим удалением слабого слоя в котловине.

III – 4. Трудные условия строительства. Чаще всего устраивают глубокие опоры: опускаемые колодцы, кессоны, сборные; железобетонные оболочки. При сооружениях, оказывающих на грунт небольшое давление, используют средства снижения давления: устраивают искусственные основания, расширяют подошву фундамента, применяют висячие сваи. Если слабый слой находится в текучем состоянии (ил), то используют предварительное отжатие из него воды путем отсыпки песка тонкими слоями. По мере уплотнения ила его пригружают гравием, и затем и каменной наброской.

11. Основные положения проектирования оснований и фундаментов

11.1. Две группы предельных состояний

В основу расчета оснований и фундаментов ложится понятие о предельных состояниях. Предельными называют такие состояния конструкций и их оснований, при которых они теряют способность сопротивляться внешним воздействиям или в них появляются недопустимые

деформации и местные повреждения. Установлены следующие предельные состояния:

1) по несущей способности (т.е. по прочности, устойчивости или выносливости):

2) по развитию чрезмерных деформаций;

3) по образованию трещин или появлению недопустимых местных деформаций (для железобетонных конструкций, так как они теряют при трещинах водонепроницаемость, появляется коррозия арматуры).

Расчет оснований ведется по двум предельным состояниям из трех указанных выше:

1) по несущей способности;

2) по деформациям.

Расчет оснований по деформациям считают основным, так как чаще всего грунт еще обладает запасом устойчивости, а деформации уже достигли предельно допустимых для сооружений значений. Расчет по несущей способности является проверочным, но при действии горизонтальных нагрузок или при наличии откоса обязательным.

11.2. Нагрузки и характеристики грунтов

При расчетах оснований и фундаментов различают нормативные и расчетные значения нагрузок в зависимости от их изменений в процессе нормальной эксплуатации и отклонений от нормальных условий

$$R_p = R_n \cdot \alpha,$$

где α – коэффициент перегрузки.

Расчет по деформациям ведут по нормативным нагрузкам, так как деформации протекают при длительном воздействии нагрузок, а временные перегрузки практически не отражаются на осадке.

Расчет по несущей способности ведут на действие расчетных нагрузок, так как временная перегрузка может принести к потере прочности.

Нагрузки в зависимости от длительности их действия делят на постоянные, временные длительные, кратковременные. Существуют особые нагрузки: сейсмические, ураганные, паводковые. Приняты следующие сочетания нагрузок: основные, дополнительные, особые. Сочетаний одного вида может быть несколько, поэтому для расчета берут самое невыгодное. Если его нельзя определить, то расчет ведут по нескольким сочетаниям.

При расчете оснований по деформациям пользуются основным сочетанием нагрузок. Расчет оснований по несущей способности выполняется на основное сочетание нагрузок и при наличии особых нагрузок – на основное и особое.

В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складываемого материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов на откосах и полах, устраиваемых непосредственно на грунте. Эти нагрузки принимаются по всей фактической площади загрузки.

Усилия в конструкциях, вызываемые температурными воздействиями, при расчетах оснований по деформациям, как правило, не должны учитываться.

При расчете по предельным состояниям используют параметры (характеристики) механических свойств грунтов: угол внутреннего трения φ , удельное сцепление C , модуль деформации E_0 .

Нормативное значение характеристики грунта, как правило, должно устанавливаться на основе непосредственных определений, выполняемых в полевых или лабораторных условиях для грунтов природного сложения, а также для грунтов искусственного сложения или происхождения.

За нормативное значение всех характеристик грунта (исключая удельное сцепление и угол внутреннего трения) принимают среднее арифметическое значение результатов частных определений. За нормативное значение удельного сцепления и угла внутреннего трения принимают параметры прямолинейной зависимости сопротивления срезам от давления, получаемые методом наименьших квадратов.

Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов A_0 , которые определяются по формуле

$$A_0 = \frac{A_0^н}{K_g}, \quad (11.1)$$

где $A_0^н$ – нормативное значение данной характеристики, устанавливаемое с соблюдением вышеуказанных требований;

K_g – коэффициент безопасности по грунту, устанавливаемый в соответствии со строительными нормами.

Для предварительных расчетов оснований зданий и сооружений всех классов, а также для окончательных расчетов оснований и сооружений II...IV классов допускается определение нормативных и расчетных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам, если статистической обработкой массовых испытаний грунтов установлены зависимости между механическими (прочностными и деформационными) и физическими характеристиками грунтов.

11.3. Глубина заложения фундамента

Глубина, на которой должна находиться подошва фундамента, зависит от многих факторов:

- 1) назначения сооружения, его конструкции (наличия подвалов, подземных коммуникаций и др.);
- 2) величины и характера нагрузок;
- 3) глубины соседних фундаментов;
- 4) рельефа территории;
- 5) геологических условий;
- 6) гидрогеологических условий;
- 7) климатических условий (промерзание и т. п.);
- 8) для сооружений в руслах рек – возможности размыва.

Глубина фундамента должна быть достаточной для надежной работы основания из условий расчета по предельным состояниям и при необходимости исключения промерзания грунта под подошвой.

11.4. Расчет размеров фундамента по расчетному сопротивлению грунта

При центрально загруженном фундаменте площадь подошвы рассчитывается так, чтобы

$$\sigma_{cp} \leq R. \quad (11.2)$$

где σ_{cp} – среднее давление на уровне подошвы.

Тогда σ_{cp} можно определить как

$$\sigma_{cp} = \frac{N + G_{\phi}}{A} = \frac{N}{A} + \frac{G_{\phi}}{A}.$$

Из размеров фундамента известно лишь d , поэтому выполним следующее

$$G_{\phi} = Ad\gamma_{0\phi}\beta.$$

Тогда

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A} + d\gamma_{0\phi}\beta,$$

откуда

$$A = \frac{N}{\sigma_{cp} - d\gamma_{0\phi}\beta}.$$

При $\sigma_{cp} = R$

$$A = \frac{N}{R - d\gamma_{0\phi}\beta}. \quad (11.3)$$

Значение R для первого приближения берется по таблицам (R_0) в зависимости от наименования и состояния грунта [9]. Затем, определив A ,

находят b и l из $A = B$. Далее A уточняют, используя R , определенное по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} [M_y K_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_6 \gamma' + M_c C_{II}] \quad (11.4)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы соответственно грунтового основания и здания во взаимодействии с основанием;

K – коэффициент принимаемый равным 1, если угол внутреннего трения φ_{II} и сцепление C_{II} определялись в результате непосредственного испытания образца грунта, и $K = 1.1$, если они получены по косвенным данным;

M_y , M_g , M_c – безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения (определяются по таблицам):

K_z – коэффициент, принимаемый равным 1 при $b < 10$ м и $K_z = z/b + 0.2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина (наименьшая сторона) подошвы фундамента;

γ_{II} – осредненный (по слоям) объемный вес грунтов, залегающих под подошвой фундамента;

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы;

d_1 – глубина заложения фундамента для бесподвальных зданий или приведенная глубина заложения внутренних или наружных фундамента от пола подвала

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (11.5)$$

где h_s – высота слоя грунта до низа конструкции пола в подвале;

h_{cf} – высота пола в подвале;

γ_{cf} – расчетный объемный вес материала пола подвала;

d_b – глубина подвала – расстояние от спланированной поверхности земли до пола подвала (при ширине подвала $B \leq 20$ м и глубине $d_h > 2$ м принимают $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м, или его отсутствия принимают $d_b = 0$);

C_{II} – расчетное сцепление грунта несущего слоя.

Индекс II в формуле (10.4) означает, что ее использование предназначено при расчетах во второй группе предельных состояний.

При внецентренно загруженном фундаменте площадь подошвы определяют из условия:

$$\sigma_{\max} \leq 1,2R. \quad (11.6)$$

При этом необходимо также, чтобы $\sigma_{\min} \geq 0$ и $\sigma_{ср} < R$. Тогда можно записать

$$\sigma_{\max} = \frac{N + C_{\phi}}{A} + \frac{M_y}{W_y}, \quad (11.7)$$

где M_y – момент силы N , имеющей эксцентриситет e' , $M_y = N e'$;

W_y – момент сопротивления подошвы фундамента.

Перепишав условие (11.6) в развернутом виде с использованием (10.4) и (11.7), можно его решить подбором, задаваясь b и l . Затем можно по b и l найти A . Если слагаемое M_y / W_y меньше 20 % от слагаемого $(N + G_{\phi}) / A$, то расчет можно вести, как для центрально загруженного фундамента, но с проверкой условия $\sigma_{\max} < R$.

Расчет размеров подошвы фундамента завершают определением осадки и крена, которые не должны превышать допустимых, в противном случае размеры фундамента изменяют, повторяя расчет осадки или крена. Давление при этом уменьшится.

11.5. Жесткость фундамента

После определения размеров подошвы конструируют поперечный профиль фундамента так, чтобы была обеспечена его жесткость. При этом используется понятие "угол жесткости материала" – α . Необходимо, чтобы линия, проведенная под углом к вертикали через точку пересечения обреза фундамента с поверхностью стены (колонны и т. п.), не выходила через подошву фундамента и не пересекала очертания уступов фундамента (рис. 22).

Предельные значения угла жесткости для различных материалов:

- 1) для бетонной кладки $\lg \alpha = 1,0$;
- 2) для бутобетонной кладки $\lg \alpha = 0,75$;
- 3) для бутовой на цементном растворе $\lg \alpha = 0,67$.

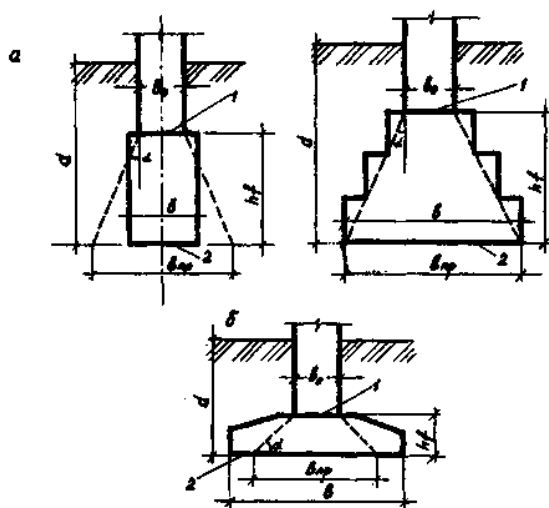


Рис. 22. Конструкция жестких (а) и гибких (б) фундаментов:

1 – обрез; 2 – подошва.

Если условие жесткости не соблюдено, то необходимо перепроектировать высоту фундамента (увеличить) или использовать гибкую конструкцию фундамента (например, из железобетона). Во втором случае размеры фундамента определяют иными методами, так как эпюра контактных напряжений по подошве фундамента имеет иную форму. Гибкие фундаменты рассматривают как балки или плиты на упругом основании. Плитами считают фундаменты с отношением $l/b < 7$. При $l/b > 7$ их считают балками. Учитывают, что между подошвой фундамента и грунтом имеется постоянный контакт, поэтому осадка основания равна вертикальному перемещению подошвы фундамента в любой точке подошвы. Для того, чтобы расчеты балок на упругом основании были приемлемы, необходимо также, чтобы высота балки по сравнению с ее длиной была невелика (т.е. необходимо соблюсти гипотезу плоских сечений). Расчеты балок и плит на упругом основании изучаются в курсе железобетонных конструкций.

12. Расчет оснований по первому предельному состоянию

12.1. Общие положения

Практика строительства ряда сооружений показывает, что иногда грунты в основании под действием нагрузки, передаваемой фундаментом, теряют устойчивость и выдавливаются из-под фундамента в стороны и вверх. Примером является потеря устойчивости основания Трансконского элеватора в Канаде, один край которого в момент нагрузки дал осадку более 8 метров с выпором грунта из-под фундаментной плиты.

Нарушение устойчивости грунтов в основании возможно при передаче фундаментами горизонтальных и выдергивающих нагрузок, при возведении сооружений на откосах и при неглубоком заложении фундаментов относительно пола подвала. В последнем случае выпор происходит в сторону подвала, особенно когда основание сложено насыщенными водой грунтами. Кроме того, возможно нарушение прочности скальных пород в основании. В связи с этим расчет по первой группе предельных состояний (по устойчивости или прочности) проводят в следующих случаях:

- 1) при передаче на основание значительных горизонтальных нагрузок;
- 3) при ограничении основания нисходящим откосом;

4) при сравнительно неглубоком наложении фундаментов (относительно пола подвала) при основании, сложенном насыщенными водой глинистыми грунтами, особенно мягкопластичной и текучепластичной консистенции;

5) при сложении основания скальными грунтами.

При расчете оснований по первой группе предельных состояний необходимо выполнение условия:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (12.1)$$

где F – расчетная нагрузка на основание;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от типа грунта;

F_u – сила предельного сопротивления основания;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения.

Различают следующие схемы разрушения:

- 1) симметричную схему;
- 2) глубинный сдвиг;
- 3) плоский сдвиг.

12.2. Симметричная схема разрушения

Этому случаю соответствуют условия, когда основание сложено однородными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, и фундамент имеет плоскую подошву, а пригрузка с боков фундамента отличается не более, чем на 25 % (рис. 23).

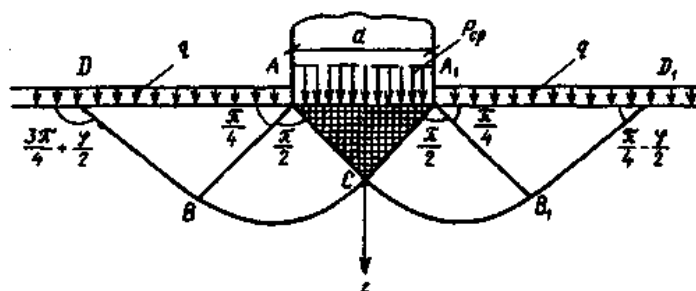


Рис. 23. Симметричная схема разрушения.

Вертикальную силу предельного сопротивления грунта основания из нескальных грунтов, входящую и формулу (11.1), определяют из следующего выражения:

$$F_u = b' l' [N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma l + N_g \xi_g \gamma' l d + N_c \xi_c C l], \quad (12.2)$$

где b' и l' – приведенные ширина и длина прямоугольного фундамента, $b' = b - 2l_b$; $l' = l - 2l_l$, (l_b , l_l , – соответственно эксцентриситеты равнодействующей нагрузки, приложенной в направлении поперечной и продольной осей фундамента;

N_γ , N_g , N_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения ϕ_1 и угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки;

γ_1 , γ'_1 – расчетный объемный вес грунтов, залегающих в пределах призмы выпирания соответственно выше и ниже подошвы фундамента;

ξ_y , ξ_g , ξ_c – коэффициенты формы подошвы фундамента: $\xi_y = 1 - 0,25\eta$; $\xi_g = 1 + 1,5\eta$; $\xi_c = 1 + 0,3/\eta$; ($\eta = l/b$, l и b – длина и ширина подошвы, при внецентренном действии нагрузки принимают $l = l'$, $b = b'$).

12.3. Несимметричная схема разрушения

Этой схеме разрушения отвечают условия, когда основание сложено неоднородными грунтами или когда пригрузка с боков фундамента отличается более, чем на 25 %, или если фундамент расположен на откосе, под откосом или вблизи круто подающего слоя.

Здесь используют графоаналитический метод, основанный на построении круглоцилиндрических поверхностей скольжения. При этом надо найти положение центра и радиус наиболее опасной дуги окружности. В этом методе сравнивают суммарный момент сдвигающих сил с суммарным моментом удерживающих сил:

$$M_{уд} \geq K_{г.с.} M_{сд}, \quad (12.3)$$

где $K_{г.с.}$ – коэффициент запаса устойчивости на сдвиг.

Схема разрушения изображена на рис. 24.

Центром вращения вначале задаются и для полученной кривой скольжения определяют моменты, в которых удерживание осуществляется силами трения и силами сцепления. Все остальные силы записывают в сдвигающие со знаками "плюс" или "минус" в зависимости от того, способствуют они сдвигу или препятствуют.

Для нахождения наиболее опасной поверхности скольжения строят в зоне центров эпюры коэффициентов запаса и определяют центр наиболее опасной поверхности. Коэффициент запаса должен быть не менее, чем 1,1...1,3. В противном случае увеличивают глубину заложения фундамента или его ширину. Может быть запроектировано и искусственное основание.

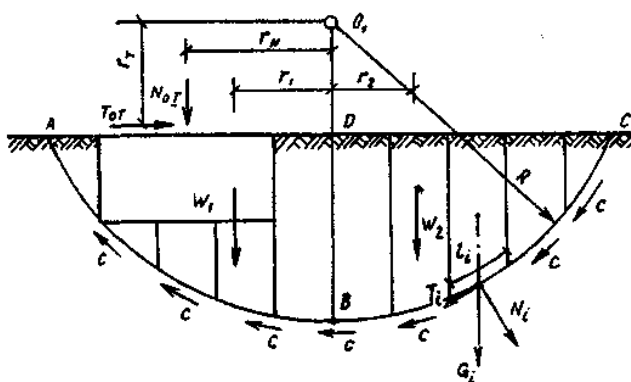


Рис. 24. Разрушение основания по цилиндрической поверхности.

12.4. Плоский сдвиг

Если на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки, то расчет ведут по схеме плоского сдвига (рис. 25). Расчетной формулой является отношение суммы удерживающих и сдвигающих сил:

$$K_{п.с.} = \frac{T_{уд}}{T_{сд}}, \quad (12.4)$$

где Кп.с. – коэффициент запаса, Кп.с.= 1,2.

Если действующие силы отклонены от горизонтали, то определяются их вертикальные и горизонтальные проекции. Сопротивлением сдвигу является трение кладки фундамента о грунт, значение которого определяют по коэффициенту трения на основании справочных данных.

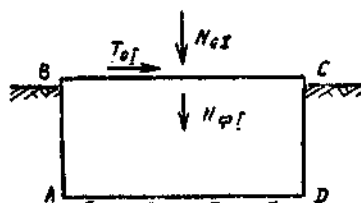


Рис. 25. Схема плоского сдвига.

Следует отметить, что при расположении поверхности грунтовых вод выше подошвы фундамента часть его кладки будет испытывать взвешивающее действие воды. В этом случае кладку фундамента выгоднее расположить выше.

13. Расчет оснований по второму предельному состоянию

13.1. Общие положения

Расчет по второму предельному состоянию обязателен, если основание не скальное. При этом необходимо соблюдение условия, чтобы напряжения под подошвой фундамента не превышали расчетного давления на грунт. Это необходимо для использования принципа линейной деформируемости грунтов и обеспечения работы основания без образования опасных сдвигов.

Основное условие расчета по деформациям:

$$S < S_{\text{спр}}, \quad (13.1)$$

где S – расчетная величина конечной совместной деформации сооружения и оснований;

$S_{\text{спр}}$ – предельная допустимая совместная деформация.

Предельная допустимая деформация устанавливается нормами проектирования. Деформации в данном случае могут характеризоваться:

- 1) абсолютной осадкой основания отдельного фундамента, S_i ;
- 2) средней осадкой основания, $S_{\text{ср}}$;
- 3) относительной осадкой оснований двух фундаментов, $\Delta S/l$;
- 4) креном фундамента, θ_0 ;
- 5) относительным прогибом, $\Delta H/l$.

Значения названных характеристик изменяются в среднем для абсолютных деформаций от 8 до 15 см, для относительных – от 0,0007 до 0,005. Эти значения приводятся в таблицах строительных норм. Для мостовых опор $S_i = 1,5 \sqrt{l}$ (см), где l – пролет моста (м). Горизонтальное перемещение верха опоры $S_r = 0,5 \sqrt{l}$ (см).

13.2. Определение границы активной зоны

При расчете деформаций основания используют понятие "активная сжимаемая зона" грунта, под которой понимают верхнюю часть грунтового основания под сооружением, в пределах которой существуют наиболее значительные внутренние напряжения от действия сооружения.

Нижнюю границу активной сжимаемой зоны берут на такой глубине, ниже которой можно пренебречь деформациями грунта. Условно принимают границу на глубине, где максимальное значение дополнительного давления от сооружения достигает 0.2 природного. Для гидротехнических сооружений – 0.5 природного. При этом дополнительным давлением называют давление в грунте от действия веса сооружения, возникающее сверх природного.

Для определения нижней границы сжимаемой зоны делают следующее:

- 1) строят эпюру распределения давлений по глубине от собственного веса

грунта;

2) определяют дополнительное давление на уровне подошвы фундамента;
3) строят эпюру распределения напряжений по глубине грунта от действия сооружения;

4) находят границу активной зоны из условия $\sigma_g = 0,2 \sigma_b$.

Если граница находится в грунте с $E \leq 5$ МПа или этот грунт находится непосредственно ниже границы, то его включают в активную зону.

13.3. Метод послойного суммирования

Конечная осадка фундамента может быть определена по ряду методов:

- 1) методом послойного суммирования;
- 2) методом эквивалентного слоя;
- 3) методом, использующим формулы теории упругости.

Наиболее распространены первые два метода. Кроме того, первый метод рекомендуется строительными нормами. Сущность его в следующем.

Считается, что грунт не испытывает бокового расширения и фундамент жесткий. Тогда определяется следующий порядок расчета:

1) путем построения эпюр бытовых и дополнительных давлений определяют нижнюю границу сжимаемой зоны (рис. 26);

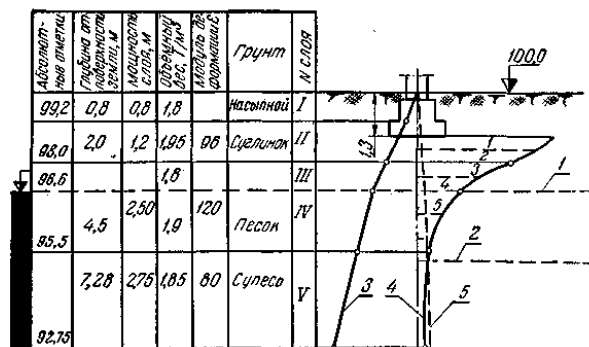


Рис. 26. Схема графоаналитического расчета осадок по методу послойного суммирования:

- 1 – уровень грунтовых вод; 2 – нижняя граница сжимаемой толщи;
- 3 – эпюра природного давления; 4 – эпюра дополнительного давления;
- 5 – вспомогательная эпюра (0,2 от природного давления).

2) сжимаемую толщу делят на элементарные слои, однородные по физическим и механическим свойствам, по изменению давления (нет переломов эпюры). При этом толщина элементарного слоя не должна превышать 0,4 ширины фундамента;

3) определяют общую осадку фундамента как сумму осадок элементарных слоев:

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{d_i} h_i a_{0i}, \quad (13.2)$$

где n – число слоев;

σ_{d_i} – дополнительное давление в i -м слое, $\sigma_{d_i} = \frac{\sigma_{d_{i-1}} + \sigma_{d_i}}{2}$;

h_i – высота i -го слоя;

a_{0i} – приведенный коэффициент сжимаемости.

Формула (12.2) может быть записана не через a_0 , а через E_0 , так как между a_0 и E_0 существует связь:

$$E_0 = \frac{\beta}{a_0}, \quad (13.3)$$

где β принимается равным 0,8.

Тогда формула (12.2) будет иметь вид

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{d_i} h_i \frac{\beta}{E_{0i}}. \quad (13.4)$$

13.4. Метод эквивалентного слоя

Наиболее точные результаты этот метод дает для небольших фундаментов на однородном основании, а на слоистом – когда грунты слоев мало отличаются по сжимаемости.

Сущность метода в следующем. Грунт основания условно принимают в виде слоя такой мощности $h_э$, сжатие которого при условно постоянном дополнительном давлении по глубине дает осадку, равную осадке грунта при реальном изменении дополнительного давления по глубине. Этот слой называют эквивалентным. Высоту его находят по формуле

$$h_э = A \omega b, \quad (13.5)$$

где $A = (1 - \mu)^2 / (1 - 2\mu)$ – коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения μ ;

ω – коэффициент, учитывающий жесткость и форму фундамента;

b – ширина подошвы фундамента (для круглого b равняется стороне равновеликого квадрата).

13.5. Осадка гидротехнических сооружений

Ее вычисляют по методу послойного суммирования. Гидросооружения, имеющие значительные размеры (например, дамбы, плотины), считают

абсолютно гибкими. Это вызывает необходимость назначать несколько копеечных сечений, по которым выбирают не менее трех расчетных вертикалей. По этим вертикалям определяют осадку, учитывая, что для гидросооружений нижняя граница активной зоны находится на глубине, $\sigma_g \leq 0,5 \sigma_b$, а высота элементарного слоя должна быть не более, чем 0,1 м. Следует также учитывать, что при изменении режима грунтовых вод изменяется вес грунта.

Приведенные методы расчета осадки обеспечивают достаточную точность прогноза осадки. При этом метод эквивалентного слоя в условиях, указанных выше, является более удобным. Метод послойного суммирования является более точным, но требует большого объема вычислений.

13.6. Взаимное влияние фундаментов

При сложном сочетании фундаментов, а также при близком расположении фундаментов соседних сооружений осадку сооружения определяют с учетом взаимного влияния соседних сжимаемых зон грунта. Это влияние отражается в увеличении давления в точках напряженной зоны грунта. Чтобы определить осадку в таких условиях, прежде всего, определяют дополнительное давление по необходимым вертикалям, пользуясь методом угловых точек. Схема расчета при этом следующая:

для фундамента А строят эпюры бытовых и дополнительных давлений и находят высоту активной зоны;

предполагая, что наиболее осязаемое напряжение в грунте передается под углом не более, чем 45° , определяют – какие соседские фундаменты могут влиять;

если влияние установлено, то строят эпюру по той же вертикали фундамента А, но от действия соседнего фундамента В, используя метод угловых точек;

эпюры суммируют;

5) определяют осадку методом послойного суммирования, пользуясь суммарной эпюрой.

12.7. Расчет крена фундамента

При внецентренной нагрузке фундамента помимо его осадки появляется крен в сторону наибольшего нагружения. Крен измеряется углом крена θ , т.е. углом между начальным и конечным положением подошвы фундамента.

Определение крена является необходимым дополнением к расчету осадки, если нагрузка внецентренная (рис. 27).

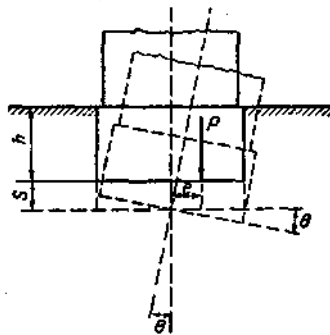


Рис. 27. Схема к расчету крена фундамента.

Крен продольной оси прямоугольного фундамента при линейно деформируемом пространстве определяется как

$$\operatorname{tg}\Theta_1 = \frac{1 - \mu_{cp}^2}{E_{0cp}} K_1 \frac{Pl_1}{(l/2)^3} \quad (13.6)$$

Крен поперечной оси, как

$$\operatorname{tg}\Theta_2 = \frac{1 - \mu_{cp}^2}{E_{0cp}} K_2 \frac{Pl_2}{(l/2)^3} \quad (13.7)$$

Крен круглого фундамента, как

$$\operatorname{tg}\Theta = \frac{1 - \mu_{cp}^2}{E_{0cp}} K_3 \frac{3Pl}{4r^2} \quad (13.8)$$

В приведенных трех формулах:

P – суммарное вертикальное усилие;

l, b – длина и ширина фундамента;

l_1, l_2 – эксцентриситеты относительно продольной и поперечной оси;

K_1, K_2 – коэффициенты, определяемые по таблице в зависимости от l/b ;

E_{0cp}, μ_{cp} – средний модуль деформаций и коэффициент Пуассона для сжимаемой толщи.

13.8. Изменение осадки во времени

Для полного завершения осадки требуется определенное время. Процесс уплотнения грунта при этом называют консолидацией. При насыщенном водой грунте характер его уплотнения определяется фильтрационной способностью грунта (если прочность структурных связей невелика) или характером течения вязкопластических деформаций (если эти деформации нарастают так медленно, что в грунтовой воде не повышается давление). В связи с этим различают фильтрационную и пластическую консолидации.

Часто встречается консолидация, имеющая промежуточный характер. Наиболее изучена фильтрационная консолидация.

Для условий одномерной задачи (т.е. вертикальной деформации) осадка во времени на основе теории фильтрационной консолидации равна

$$S_t = S \left(1 - \frac{8}{\pi} e^{-\xi t} \right), \quad (13.9)$$

где S_t – полная осадка;

e – основание логарифма;

t – время;

$$\xi = \frac{\pi^2 K_{\phi} (1 + e_0)}{Na \gamma_b h^2};$$

K_{ϕ} – коэффициент фильтрации грунта;

e_0 – коэффициент пористости;

a – коэффициент сжимаемости;

h – толщина сжимаемого слоя;

$N = 1$ при отводе воды вверх и вниз, $N = 4$ при отводе воды только вверх или только вниз.

Существуют и эмпирические формулы для определения S_t . Так, определение нестабилизированной осадки гидротехнических сооружений производят по формуле ВОДГЕО:

$$S_t = S(1 - e^{-pt}), \quad (13.10)$$

где S – конечная осадка;

e – основание логарифма;

p – коэффициент, определяемый по специальному графику в зависимости от мощности сжимаемой зоны и ширины фундамента.

13.9. Проверка слабого слоя грунта

Если в пределах сжимаемой толщи есть слой более слабого грунта, чем непосредственно под подошвой, необходимо проверить возможность его расчета по деформациям. Для этого надо выполнить условия:

$$\sigma_{бII} + \sigma_{дII} \leq R_{сII}, \quad (13.11)$$

где $\sigma_{бII}$ – бытовое давление на глубине II кровли слабого слоя;

$\sigma_{дII}$ – дополнительное давление от сооружения на этой же глубине;

$R_{сII}$ – расчетное давление на грунт слабого слоя, определяемое по формуле (10.4) при $b = b_y$, $d = II$;

b_y – ширина подошвы условного фундамента;

II – глубина подошвы условного фундамента.

При этом b_y определяется по формуле

$$b_y = -A_y + \sqrt{A_y^2 + F_y}, \quad (13.12)$$

$$A_y = \frac{l-b}{2}, \quad (13.13)$$

$$F_y = A \frac{\sigma_d}{\sigma_{II}}, \quad (13.14)$$

где l, b – длина и ширина реального фундамента;
 A – площадь подошвы реального фундамента;
 σ_d – среднее давление от сооружения на уровне подошвы реального фундамента;

σ_{II} – то же давление, но на уровне подошвы условного фундамента.

При невыполнении условия (13.11) размеры фундамента увеличивают, или устраивают искусственное основание, или используют другие мероприятия.

14. Искусственные основания.

14.1. Определение размеров искусственного основания

Искусственное основание устраивают следующими методами: заменой слабых грунтов более прочными, уплотнением грунтов с поверхности и на глубине, укреплении грунтов химическими растворами, электрохимическими или термическими средствами, синтетическими полимерными смолами, цементацией, битумизацией, глинизацией. Все эти методы осуществляют после того, как определены размеры искусственного основания. Эти размеры вычисляют на основе двух подходов: по допустимой осадке, по допустимому давлению на грунт.

При проектировании искусственного основания по допустимой осадке используют равенство

$$S_{из} = S - S_d, \quad (14.1)$$

где $S_{из}$ – избыточная часть осадки;

S – осадка сооружения на естественном слабом основании;

S_d – допустимая осадка сооружения.

Высота искусственного основания принимается равной высоте верхней части слабого основания, залегающего непосредственно под фундаментом, осадка которой составляет величину избыточной деформации $S_{из}$. Если искусственное основание может дать некоторую осадку, то эту осадку также необходимо учесть путем заглубления подошвы искусственного основания.

Указанный способ определения высоты искусственного основания удобно осуществить графически. Для этого необходимо построить эпюру осадок.

От вертикальной оси откладывают, начиная от подошвы фундамента, последовательно суммируемые величины осадок вышележащих элементарных слоев. В результате на нижней границе активной зоны будет отложена полная величина осадки S , а на уровне подошвы осадки $S = 0$. Толщина искусственного основания намечается до такой глубины, ниже которой эпюра S имеет значение S_d .

При проектировании искусственного основания по допустимому давлению на грунт используют неравенство

$$\sigma_{б.Нв} + \sigma_{д.Нв} \leq R_{Нв}, \quad (14.2)$$

где $\sigma_{б.Нв}$ – давление на уровне подошвы искусственного основания от его веса;

$\sigma_{д.Нв}$ – дополнительное давление на уровне подошвы искусственного основания от действия сооружения;

$R_{Нв}$ – расчетное допустимое давление на слабый грунт на уровне подошвы искусственного основания.

Высоту искусственного основания принимают равной такой величине, чтобы было выдержано условие (14.2). При этом физические и физико-механические свойства искусственного основания задаются проектно с учетом вида грунта и возможных изменений его свойств при устройстве искусственного основания.

14.2. Замена грунтов

Грунты, не обладающие необходимыми прочностными и деформационными показателями, можно заменить песчаным или гравелистым грунтом (подушкой). Площадь подошвы подушки обычно определяют из условия, что угол между вертикалью и линией, соединяющей соответственные края подошвы фундамента и подошвы подушки, равен $40^\circ \dots 45^\circ$. Это обусловлено тем, что в пределах этих значений расширяется к низу напряженная зона грунта под подошвой фундамента.

Если этот угол сделать меньшим, то он сам установится близким к $40^\circ \dots 45^\circ$, но в этом случае давление от подушки передается не только на дно котлована из слабого грунта, но и на его стенки (откосы), которые оказываются в зоне большего давления, чем дно котлована. Это приводит к значительной деформации стенок котлована и, как следствие, к неравномерным осадкам фундамента.

Высоту подушки назначают из указанных выше общих для всех видов искусственных оснований условий (14.1) и (14.2).

Откосы котлована назначают предельно крутыми для минимизации объемов земляных работ. Значения предельных углов откоса котлованов для различных грунтов и различной глубины котлованов приводятся в таблицах строительных норм. В оплывающих грунтах, которые не держат откос, устраивают временные или постоянные перемычки в виде шпунтовых стенок.

Подушки насыпают слоями толщиной 0.2 м. Затем смачивают и уплотняют одним из возможных способов. Песок и гравий, применяемые для подушек, должны быть без глиняных, органических и других примесей. Подушка является аккумулятором влаги, поэтому возможно увлажнение грунта ниже подушки или его размокание. При увлажнении грунта возможно его морозное пучение, набухание. При размокании теряется несущая способность грунта. В связи с этими обстоятельствами особое внимание обращают на дренаж подушки. При невозможности осуществления дренажа поднимают поверхность территории устройством насыпи.

Если слой слабых грунтов сравнительно небольшой, то лучше всего удалить его полностью, устроив необходимую подушку на поверхности хороших грунтов. В этом случае высота подушки определяется лишь из условий необходимой глубины заложения фундамента.

14.3. Поверхностное уплотнение

Поверхностное уплотнение глинистых грунтов на глубину до 0,3 м лучше производить путем укатки тяжелыми гладкими или кулачковыми катками. Песчаные грунты и крупнообломочные с песчаным заполнителем можно уплотнить виброплитами до глубины 0,5 м.

Поверхностный слой грунта укрепляют также при втрамбовывании в него нескольких слоев щебня. Для этого используют легкие трамбовки.

Наиболее часто в настоящее время для уплотнения глинистых, песчаных, лессовых и насыпных грунтов применяют тяжелые трамбовки. Их изготавливают из железобетона, стали, чугуна в виде усеченного конуса с диаметром основания не менее 1 м и массой до 7 т. Трамбовку периодически поднимают краном на высоту 4...6 м и сбрасывают до тех пор, пока при каждом падении осадка поверхности глинистого грунта снизится до 1,0...2 см, песчаного до 0.5...1 см. Для лучшего уплотнения грунт должен иметь определенную влажность. Так, песчаные грунты должны иметь $G = 0,7$: глинистые – $W = W_p + W_p \cdot 2$ %. При большой влажности грунта и при прилипанию его к трамбовке подсыпают слой сухого грунта толщиной около

10 см. Глинистые грунты при избыточном увлажнении не поддаются уплотнению трамбовками.

Недостаток способа уплотнения тяжелыми трамбовками – в быстрой изнашиваемости подъемного оборудования.

14.4. Глубинное уплотнение

Осуществляется специальными мероприятиями, производимыми внутри грунта. Такие мероприятия позволяют уплотнить грунт на большую глубину, чем при поверхностных способах уплотнения.

Одним из способов глубинного уплотнения является уплотнение грунтовыми сваями. В грунт забивают небольшую деревянную сваю, которая уплотняет окружающий грунт. Затем сваю извлекают и скважину заполняют с трамбованием песком (песчаные сваи). Способ пригоден в грунтах, хорошо удерживающих стенки скважин от обрушения.

В грунтах, плохо удерживающих стенку, применяют способ уплотнения вибронабивными сваями. В грунт погружают стальную трубу с раскрывающимися на ее нижнем конце створками. Погружение осуществляют виброустановкой. Подачу песка в трубу осуществляют при подъеме трубы. При этом песок уплотняется и образует песчаные сваи.

Существует также взрывной способ уплотнения грунтов. В грунте бурят или пробивают скважину. В нее опускают взрывчатку в виде цепочки по 50 г аммонита. Количество взрывчатки определяют опытом. Верхний 2-метровый слой не уплотняют, а используют, как буферный. Взрыв уплотняет окружающий грунт. Расширенную скважину заполняют местным грунтом с хорошим уплотнением. Далее работы ведут в соседних местах.

Песчаные грунты уплотняют также способом гидровибрирования. Для этого применяют вибробулаву, погружая ее в грунт, увлажненный через специальную трубу до $G \approx 0,7$. В результате уплотнения грунта его поверхность опускается, а прочность грунта увеличивается примерно в 2 раза.

14.5. Химическое закрепление

Осуществляется силикатизацией, т.е. нагнетанием в грунт раствора силиката натрия, химическое превращение которого приводит к образованию твердого цементирующего вещества. Нагнетание производят инъектором. Инъектор – это труба с отверстиями в нижней части. Его погружают

забивкой последовательными ступенями на глубину 0.5...1,5 м. На каждой ступени производят нагнетание.

Для ускорения твердения используют катализаторы: CaCl_2 и H_2PO_3 . При использовании CaCl_2 способ называют двухрастворным. Нагнетание силиката натрия ведут при погружении иньектора, а при подъеме нагнетают хлористый кальций. Двухрастворный способ применяют для песков с $K_f = 2-80$ м/сут. При этом достигается прочность $R = 1,5...3,0$ МПа.

Для мелкозернистых псевдоплывунов и пылеватых песков с $K_f = 0,3...2$ м/сут применяют однорастворный способ. В этом способе катализатор H_2PO_3 смешивают с жидким стеклом сразу. При этом достигают прочности $R = 0,3...0,6$ МПа.

Глубина закрепления химическим способом может быть более 20 м при радиусе действия за одно погружение 0.5...1 м.

Химическое закрепление производят и путем смешивания грунта с закрепляющим раствором и последующего уплотнения смеси. Применяется для работ небольшого объема (заделка ям, колодцев, выходов ключей).

14.6. Электрохимическое укрепление

Грунты, обладающие малой водопроницаемостью, т.е. глинистые ($K_f < 0,01$ м/сут.), закрепляют электрохимическим способом, который основан на явлениях электроосмоса и электрофореза. При погружении электродов источника постоянного тока в грунт начинается перемещение отрицательно заряженных глинистых частиц к аноду. Для сохранения равновесия в распределении вещества в объеме грунта молекулы воды вынуждены двигаться к катоду. Чем меньше водопроницаемость грунта, тем эффективнее метод: чем менее эффективна обычная откачки, тем более эффективен метод электроосушения.

В электроосушении совмещают катоды с иглофильтрами, т.е. с откачкой воды. Иногда по трубам – анодам подают силикат натрия для увеличения эффективности закрепления. Размещают электроды вокруг проектируемого котлована.

Действие электроосушения проявляется уже через двое суток. При этом коэффициент фильтрации суглинков может увеличиться в 10 и более раз, а глин еще больше. Физико-механические свойства грунтов изменяются настолько, что можно нормально проводить земляные работы, в то время как до электроосушения сильно влажный глинистый грунт разжижается и легко просачивается даже через шпунт.

Осушение 1 м³ грунта требует около 40 кВт·ч энергии. Расстояние между электродами устанавливают по формулам, учитывающим электрические свойства грунта.

Прочность грунта при электрохимическом укреплении увеличивается более чем в 2 раза.

13.7. Термическое укрепление

Этот способ применяют в основном для лессовых грунтов. Он основан на том, что в результате обжига грунта в нем происходят изменения, сопровождающиеся увеличением прочности ($R = 1...1,2$ МПа), появлением водостойкости, утрачиванием набухаемости или просадочности, повышением водопроницаемости.

Этот способ осуществляют двумя методами. При одном из них в скважины нагнетают уже нагретый до 600...800 °С воздух. Во втором, более эффективном, сжигают топливо в самой герметичной скважине.

Обжиг грунта происходит при циркуляции газа в окружающей скважину грунте радиусом около 1 м. Скважины делают примерно 15 м глубиной. Время обжига 5...10 дней.

13.8. Закрепление смолами

Данный способ применяют для мелких песков и лессовых грунтов. Закрепление грунта осуществляется карбамидной смолой – полимером, представляющим собой жидкость плотностью около 1,2 г/см³. Смолу разводят с водой в отношении 1:1. Вязкость такого раствора весьма мала, что позволяет нагнетать его через иньекторы давлением 0,1...0,3 МПа в грунты с $K_f = 0,5...1,0$ м/сут.

Чтобы смола затвердевала, ее смешивают с коагулянтом – 5-процентным раствором соляной кислоты непосредственно перед иньекцией в соотношении 1 : 20. Отверждение начинается через 2...4 часа. Грунт вокруг погруженного иньектора закрепляется в радиусе до 1.0 м. При щелочности грунта его сначала промывают 3-процентной соляной кислотой. Прочность, достигаемая при этом способе, равна 2...3 МПа.

Достоинство способа – хорошая проницаемость при малых K_f (лучше, чем при двухрастворной силикатизации); недостаток – сравнительно с двухрастворным способом силикатизации данный способ дороже.

14.9. Цементация, битумизация, глинизация грунтов

Цементацию используют для песчаных и гравелистых грунтов. В мелкозернистых грунтах трудно осуществима. Неприменима в пылеватых,

глинистых и илистых грунтах. При агрессивных грунтовых водах используют специальные стойкие цементы.

Цементацию производят путем нагнетания в грунт суспензии "вода – цемент" в отношении 1:10 через трубы-инъекторы. Давление 0,005...2,0 МПа создается грязевыми насосами (поршневыми, диафрагменными). Перед цементацией грунт промывают водой под давлением. Затем начинают цементацию с верхних зон. Бурят глубже и опять цементируют, увеличивая давление. Радиус закрепления грунтов вокруг скважины 0,5..1,5 м.

При битумизации преследуют основную цель – изменение фильтрующей способности грунта. Применяется в скальных и полускальных грунтах. Представляет собой нагнетание через скважины горячего нефтяного битума температурой около 200 °С, который дополнительно подогревается электрическим током в самой скважине и затем твердеет в грунте.

Горячий битум достаточно жидок и проникает в трещины размером более 1 мм. Поры мельче 1 мм остаются незаполненными, но для фильтрации воды через основание гидротехнических сооружений они не имеют большого значения.

Достоинство способа – быстрое сгущение, что при больших трещинах и больших скоростях грунтовой воды является положительным фактором, так как не позволяет воде относить битум от скважины. Стойкость к агрессивной грунтовой воде – второе достоинство.

Глинизацию используют при больших пустотах в скальных и полускальных грунтах и наличии агрессивной грунтовой воды. Основная цель – изменение фильтрационной способности грунта.

В скважины давлением 2,0 МПа и более нагнетают глинистый раствор плотностью 1,2 г/см³. Глинистые частицы кольматируют пустоты в грунте. Вода при этом из раствора отводится за счет большого избыточного давления в скважине.

15. Котлованы.

15.1 Общие положения

Котлованами называют выемки различные по глубине, но с достаточно большими размерами в плане, устраиваемые в грунте и предназначенные для различных целей: устройство фундаментов, монтажа подземных конструкций и оборудования, прокладки туннелей и коммуникаций и т.п.

Выемки, имеющие малую ширину и большую длину, называют траншеями, а имеющие малые размеры в плане и большую глубину –

шахтами.

- **Проект котлована** является составной частью общего проекта здания или сооружения и включает в себя:

- чертеж котлована;
- указания по производству и организации работ;
- защитные мероприятия.

Чертеж

Учитываются: в плане

1. возможность производства работ;
2. возможность устройства опалубки;
3. размещение крепления стенок котлована;
4. размещение водопонижающих установок;
5. глубина в основном определяется заложением фундамента (с учетом песчаной подушки, пласт. дренажа и т.п.)

Указывают:

- горизонтальную и вертикальную привязку котлована к местности;
- основные оси;
- размеры поверху и понизу;
- абсолютные отметки дна и заглублений;
- заложение откосов.

15.2 Защитные мероприятия

Их целью является сохранение природной структуры грунтов в основании возводимых фундаментов (т.е. дна котлована) и обеспечении устойчивости стенок котлована на все время производства строительных работ.

Необходимость сохранения природной структуры грунтов объясняется тем, что ее нарушение в процессе работ нулевого цикла сопровождается, как правило, ухудшением строительных свойств основания.

Требования по сохранению природной структуры основания:

- Не допускать скапливание на дне котлована воды (замачивания), т.к. оно ухудшает свойства грунтов предусматриваются специальные меры для защиты котлована от обводнения.

- Не допускать промерзания дна котлована в зимний период работ, т.к. большинство в зимний период работ, т.к. большинство грунтов обладает пучинистыми свойствами. Для этого, дно котлована покрывают слоем шлака или другого аналогичного по свойствам материала.

- Не допускать механического воздействия на дно котлована. Для этого котлован механизированной техникой недокапывают на 20...30 см.

Оставшийся грунт аккуратно снимают лопатами.

- Устройство фундаментов необходимо выполнить по возможности быстрее, особенно в дождливый и зимний периоды строительства.

15.3 Требования к устойчивости стенок котлована.

- Конструкции крепления стенок или откосов котлованов должны воспринимать все нагрузки от давления грунта и подземных вод и защищать его от их оползания или обрушения.

- При разработке котлованов и траншей в непосредственной близости и ниже уровня заложения примыкающих сооружений необходимо принятие специальных мероприятий против развития осадок и деформаций близкорасположенных сооружений:

- это забивка шпунтовой стенки;
- закрепление грунтов основания;
- подводка нового фундамента.

Обеспечение устойчивости стенок котлованов

В зависимости от глубины котлована, грунтовых условий и УГВ, котлованы устраивают либо с естественными откосами либо применяют те или иные методы их крепления.

Котлованы с естественными откосами

Устраивают в сухих и маловлажных устойчивых грунтах. Если высота котлована $h_k \leq 5$ м, то заложение откоса (отношение h_k/b) определяется по таблицам в зависимости от вида грунта. Если высота $h_k > 5$ м, то необходим расчет крутизны откоса.

Такие котлованы наиболее просты, однако при этом резко увеличивается объем земляных работ, особенно при глубоких котлованах. Кроме того в естественных условиях города отрывка котлована с естественным откосом далеко не всегда возможна (близко расположенные здания)

Котлованы с вертикальными стенками могут быть:

- с креплением
- без крепления

Без крепления допускается только в сухих и маловлажных устойчивых грунтах на непродолжительный срок. Глубина таких котлованов не должна превышать:

- в песках до 0,5 м
- в супесях до 1,0 м
- в суглинках и глинах до 3х м

Конструкции креплений котлованов выбирают в зависимости от

следующих условий:

- глубина котлована;
- свойств грунтов;
- УГВ;
- срок службы крепления.

В зависимости от этих условий подбираются следующие конструкции крепления:

- закладные крепления;
- анкерные или подкосные крепления;
- шпунтовые ограждения.

Закладные крепления устраивают при глубине котлована до 2...4 м в сухих и маловлажных грунтах (рис. 15.1 а, б). Закладное крепление состоит из стоек, распорок и горизонтальных досок (забирки), которые заводят за стойки снизу по мере углубления котлована или траншеи, а стойки постепенно заменяют на более длинные тщательно раскрепляя их распорками.

Более удобное крепление не требующее замены стоек по мере заглубления выемки, состоит из предварительно забитых в грунт двутавровых стальных балок, за полки которых постепенно закладываются доски.

Анкерные и подкосные крепления устраивают в тех случаях когда исключается возможность установки распорок (широкий котлован, так же если распорки мешают возведению фундамента).

Для устройства анкерных (рис. 15.1 в) креплений вдоль стенки котлована забивают наклонные свайки, которые соединяют анкерными тягами со стойками крепления.

В подкосном креплении (рис. 15.1 г) стенки удерживаются подкосами передающими сдвигающие усилия на упор, забиваемый у них основания.

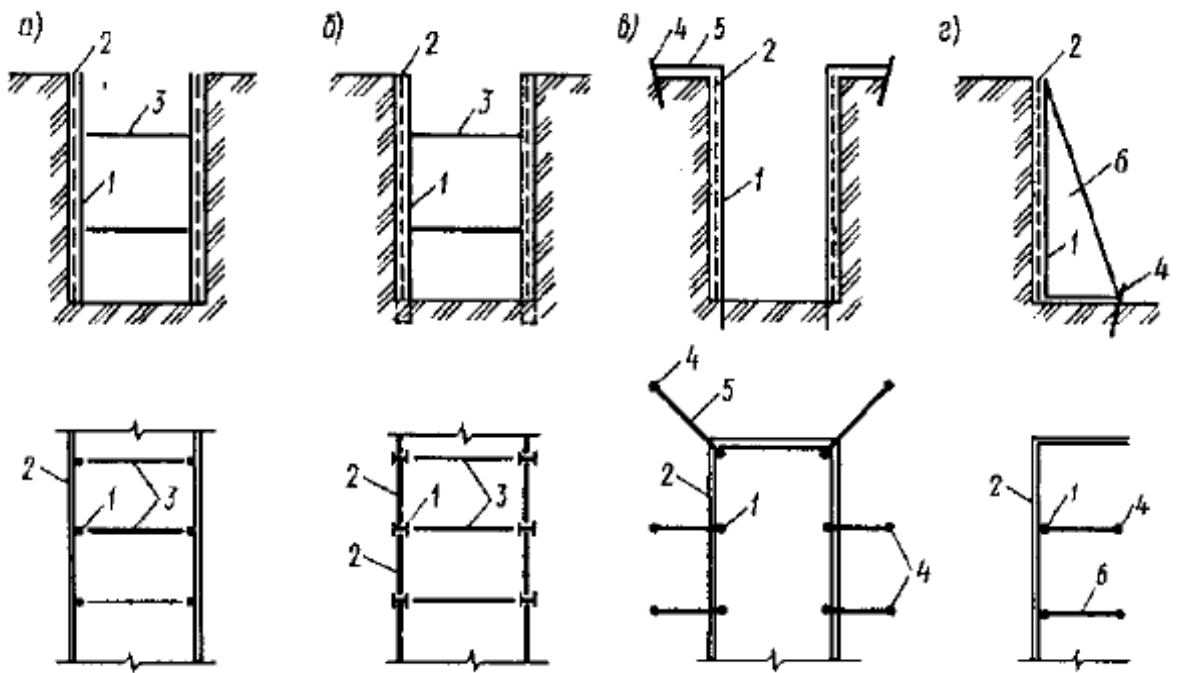


Рис. 15.1. Крепление вертикальных стенок выемок:
 а, б – закладное; в – анкерное; г – подкосное; 1 – стойка; 2 – доски;
 3 – распорка; 4 – свайка; 5 – стяжка; 6 – подкос

Шпунтовые ограждения служат для крепления вертикальных стен котлована при глубине более 4-х метров, а также при любой глубине, но при уровне подземных вод выше дна котлована.

Шпунтовые ограждения состоят из отдельных элементов (шпунтин), которые погружаются в грунт еще до отрывки котлована и образуют сплошную стену предотвращающую сползание грунта и проникание воду в котлован.

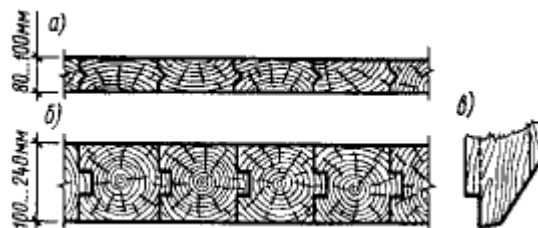


Рис. 15.2. Деревянное шпунтовое ограждение:
 а – из досок; б – из брусьев; в – нижний конец деревянной шпунтины
 Шпунты могут выполняться из:

- дерева;
- стали;
- ж\б

Деревянные шпунтовые ограждения применяют для крепления неглубоких котлованов (3...5 м) (рис. 15.2) может быть:

- дощатым (толщина до 8...10см)
- брусчатым (t от 10 до 24 см)

Длина шпунтин определяется глубиной их погружения, но, как правило, не превышает 8 м, поскольку более длинный не дорогой и дефицитный.

Для полного смыкания шпунтин их снабжают гребнем или пазом, а нижний конец делают с односторонним заострением, за счет чего погружаемая шпунтина прижимается к уже погруженной, что делает стенку более плотной.

Дополнительному уплотнению соединения шпунтин способствует и постепенной разбухание древесины в воде.

Деревянное шпунтовое ограждение отличается простотой изготовления, однако есть ограничения его применения:

- невозможность забивки шпунтин в плотные грунты;
- небольшая длина шпунтин (6...8 м);
- и относительно малая прочность.

Металлический шпунт применяют при глубине более 5...6 м. За счет своей конструкции (рис. 15.3) он обладает большой прочностью и жесткостью.

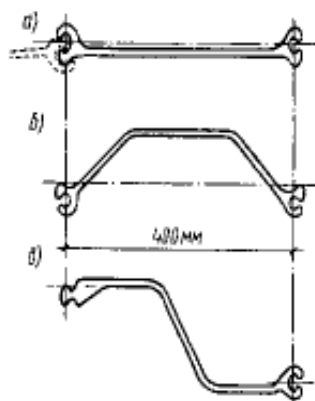


Рис. 15.3. Профили прокатного стального шпунта:
а – плоский; б – корытный; в – Z-образный

Он состоит из прокатного профиля $l=8...24$ м.

- плоской;
- корытной; при больших изгибающих моментах
- Z-образной формы

Связь между шпунтинами по вертикали осуществляется при помощи

«замков». Конструкция замков обеспечивает плотное и прочное соединение шпунтин между собой. Остающиеся зазоры в замках, быстро заливаются и металлическая шпунтовая стенка становится практически водонепроницаемой.

Железобетонный шпунт применяют при постройке набережных, причальных и гидротехнических сооружений, или в тех случаях когда шпунт в дальнейшем используются как часть конструкции.

Железобетонный шпунт бывает:

Сплошной ж/б ряд свай (забивных или буронабивных)

Разрешенный ряд свай в глинистых грунтах.

Конструкции шпунтовых стенок:

- без креплений (консольные);
- с распорным креплением;
- с грунтовыми анкерами.

Применение креплений распорного и анкерного типа увеличивает устойчивость шпунтовой стенки, уменьшает возникающие изгибающие моменты и ее горизонтальные смещения, что позволяет делать стенки более легкими.

Схемы шпунтовых ограждений показаны на рис. 15.4.

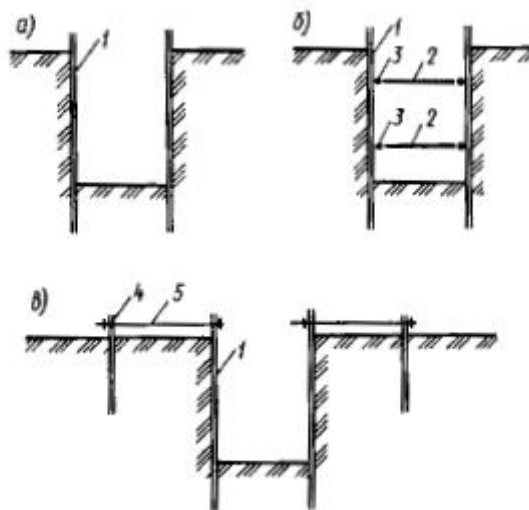


Рис. 15.4. Схемы шпунтовых ограждений:

а – консольное; б – с распорным креплением; в – с анкерным креплением; 1 – шпунтовая стенка; 2 – распорка; 3 – обвязка; 4 – анкерная свая; 5 – анкерная тяга.

16. 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.

Виды фундаментов глубокого заложения

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

Опускные колодцы

Представляют собой замкнутую в плане и открытую сверху и снизу полую конструкцию, бетонируемую или собираемую из сборных элементов на поверхности грунта и погружаемую под действием собственного веса или дополнительной пригрузки по мере разработки грунта внутри нее (рис. 16.1 и 16.2.).

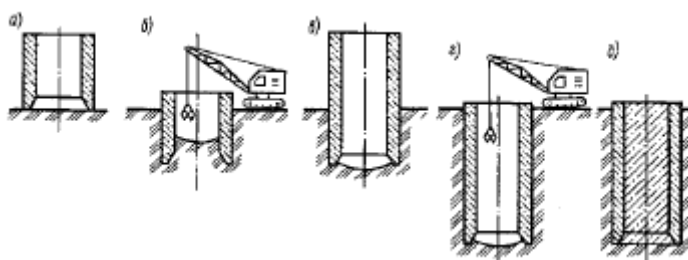


Рис. 15.4. Последовательность устройства опускного колодца:

а – изготовление первого яруса опускного колодца на поверхности грунта; б – погружение первого яруса опускного колодца в грунт; в – наращивание оболочки колодца; г – погружение колодца до проектной отметки; д – заполнение бетоном полости опускного колодца в случае использования его как фундамента глубокого заложения

Форма колодца в плане определяется конфигурацией проектируемого сооружения (рис.15.5).

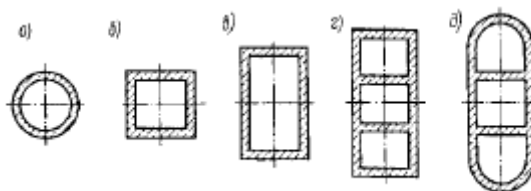


Рис. 15.5. Формы сечений опускных колодцев в плане:

а – круглая; б – квадратная; в – прямоугольная; г – прямоугольная с поперечными перегородками; д – с закругленными торцевыми стенками

Наиболее рациональной является круглая форма, т.к. стенка круглого колодца работает только на сжатие, и при заданной площади основания обладает наименьшим наружным периметром, что уменьшает силы трения по их боковой поверхности, возникающие при погружении. Плоские же стенки опускных колодцев в основном будут работать на изгиб (что далеко не выгодно), но с другой стороны прямоугольная и квадратная форма позволяет более рационально использовать площадь внутреннего помещения.

В любом случае очертание колодца должно быть в плане симметричным, т.к. всякая асимметрия осложняет его погружение (прекосы, отклонения).

• Конструкционные материалы для опускных колодцев:

- дерево;
- каменная или кирпичная кладка;
- металл;
- бетон
- ж/б - наиболее распространен:

1. Монолитные (только когда форма колодца в плане имеет сложное очертание, нет возможности изготовления сборных элементов, при проходке скальных грунтов и грунтов с большим числом валунов).

2. Сборные (наибольшее предпочтение)

• Погружению колодца в основание сопротивляются силы трения стен колодца о грунт. Для уменьшения трения колодцам придают коническую или цилиндрически уступчатую форму, с использованием тиксотропной суспензии. Оболочка опускного колодца из монолитного ж/б состоит из двух основных частей : 1 – ножевой; 2 – собственно оболочки.

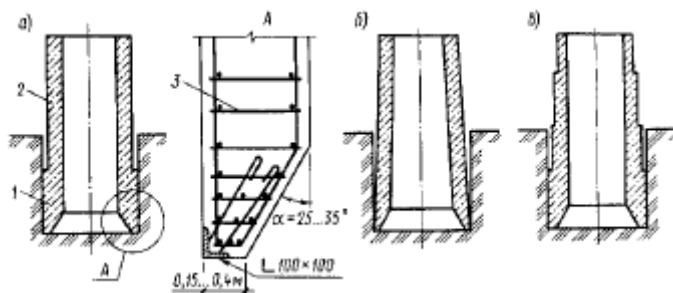


Рис. 15.6. Форма вертикальных сечений монолитных опускных колодцев:

а – цилиндрическая; б – коническая; в – цилиндрическая ступенчатая; 1 – ножевая часть опускного колодца; 2 – оболочка опускного колодца; 3 – арматура ножа колодца

- Ножевая часть шире стены оболочки на 100...150 мм со стороны грунта.

- Толщина стен монолитных колодцев определяется из условия создания веса, необходимого для преодоления сил трения.

- Бетон должен быть прочным, плотным (вес) и иметь высокую водонепроницаемость – В35.

- Монолитные ж/б колодцы изготавливают непосредственно над местом их погружения на специально изготовленной выровненной площадке. При $h_k > 10$ м его бетонирование ведется отдельными ярусами, последовательно. К опусканию приступают только после набором бетоном 100% прочности, что непроизводительно (потеря времени).

- К недостаткам монолитных ж/б опускных колодцев также следует отнести:

- большой расход материалов, не оправданный требованиями прочности;

- значительная трудоемкость, за счет их изготовления полностью на строительной площадке;

- Преимущества монолитных колодцев:

- простота изготовления;

- возможность придания им любой формы;

- отсутствие (как правило) опасности всплытия

- Из сборных опускных колодцев наибольшее распространение получили:

- колодцы из пустотелых прямоугольных элементов.

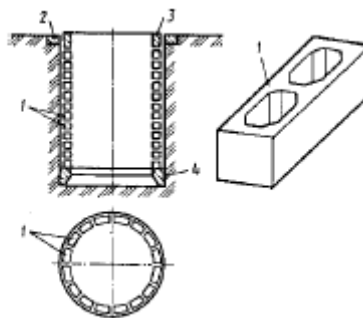


Рис. 15.7. Сборный опускной колодец из пустотелых прямоугольных блоков: 1 – блоки; 2 – форшахта; 3 – монолитный железобетонный пояс; 4 – нож из монолитного железобетона - из плоских вертикальных панелей (клепок).

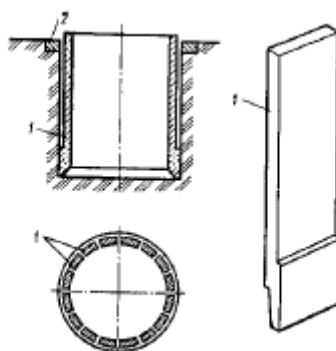


Рис. 15.8. Сборный опускной колодец из вертикальных панелей: 1 – панели; 2 – форшахта

- Колодцы из пустотелых прямоугольных элементов выполняют с монолитной ножевой частью, на которой монтируется оболочка из сборных двухпустотных блоков, без перевязки швов (один на другой). Блоки скрепляются между собой только в вертикальных швах. В результате образуются вертикальные пустоты в блоках на всю высоту колодца, заполняемые в последствии бетоном. Если колодец разбит по высоте, то в верхней части каждого яруса опускания устраивают монолитный пояс.

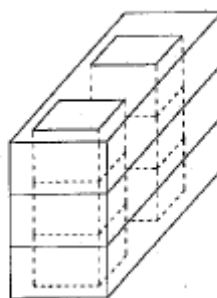


Рис. 15.9. Схема расположения пустот в блоках опускного колодца

Наличие в блоках сквозных пустот позволяет регулировать вес колодца при его опускании или для выравнивания при перекосах (заполнение пустот тяжелыми материалами, что также при необходимости удерживает колодец от всплытия).

- Каждая из плоских вертикальных панелей (клепок) представляет собой элемент стены колодца на всю его высоту. Между собой панели соединяются с помощью петлевых стыков или накладками на сварке.

- При необходимости возведения такого опускного колодца большей высоты стены его наращивают такими же панелями, но уже без ножевой части. При этом в горизонтальном стыке панели верхнего и нижнего яруса соединяют сваркой закладных деталей.

- При высоком уровне УГВ в слабых грунтах и откачке воды изнутри колодца вода проникает внутрь колодца, вызывая механическую суффозию (вымывание и перемещение частиц грунта). Вокруг колодца образуется грунт с нарушенной структурой, поверхность грунта может опускаться, вызывая деформации соседних зданий. Альтернатива данному способу - погружение колодца без откачки воды.

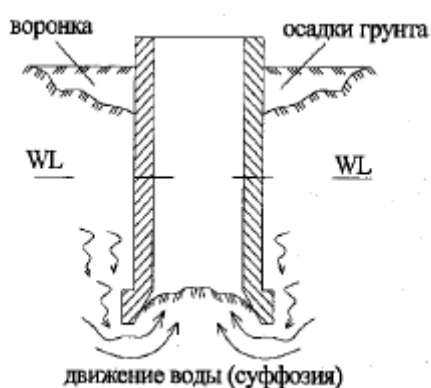


Рис. 15.10. Схема движения воды (суффозии) при выемке грунта из опускного колодца

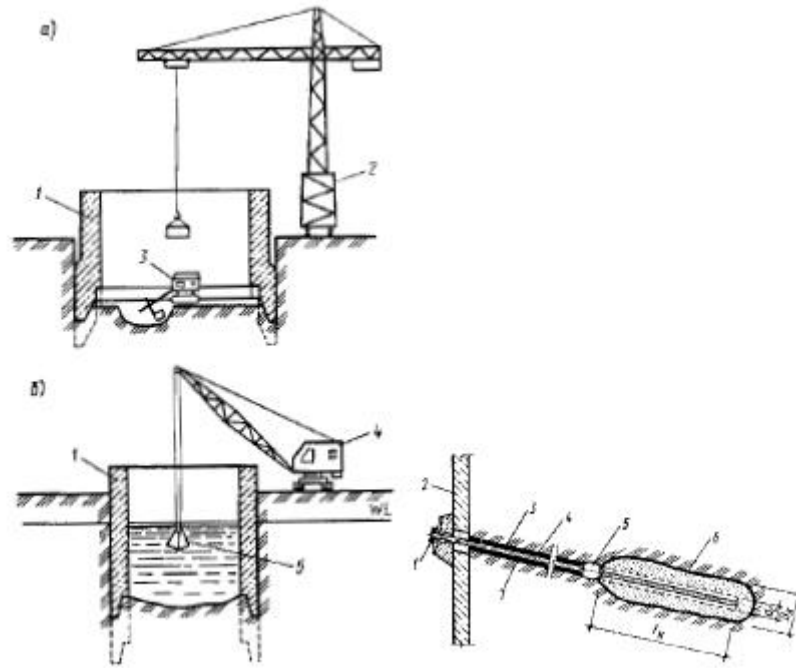


Рис. 15.11. Разработка грунта в опускном колодце:

а – насухо с помощью экскаватора; б – под водой с помощью грейфера;
 1 – колодец; 2 – башенный кран; 3 – экскаватор; 4 – кран-экскаватор; 5 – грейфер

- Открытый водоотлив применяют в устойчивых грунтах с относительно малым Кф.

Эти две схемы погружения колодцев называются:

1. *Насухо* (при отсутствии подземных вод или с применением открытого водоотлива или водопонижения).

2. *С разработкой грунта под водой.*

- Выбор способа разработки грунта зависит от размеров колодца, геологических условий строительной площадки и местных условий строительства. Так, например, грейферы применяют для разработки рыхлых песков, легких супесей, галечников и т.д.

- Глубина разработки грунта на одну «Посадку» колодца принимается равной 1,5...2,0 м при использовании экскаваторов и бульдозеров и не более 0,5 м при применении средств гидромеханизации.

- Разработка грунта под водой осуществляется преимущественно экскаваторами, оборудованными грейфером. В случае очень слабых грунтов (плывуны), чтобы предотвратить их наплыв из-под ножа, рекомендуется поднимать уровень воды в колодце на 1...3 м выше УГВ, накачивая в него воду.

- Недостатком «под водой» является:
 - сложность контроля процесса откопки;
 - трудность удаления крупных включений

17. Свайные фундаменты

17.1. Общие положения

Свая – это вытянутый конструктивный элемент, находящийся в грунте в вертикальном или наклонном положении и передающий в окружающий грунт нагрузку. Свайный фундамент – это группа свай вместе с опирающейся на них плитой или балкой. Последние элементы называют ростверками. Свайные фундаменты в зависимости от расположения ростверка бывают с низким и высоким ростверком.

Весь свайный фундамент может включать только одну сваю, например, под колонной. Такой фундамент устраивают при небольших нагрузках. Под стены, а иногда под колонны устраивают ленточный фундамент. Здесь сваи могут располагаться в один или несколько рядов. Если группа свай располагается под сооружением, занимающим небольшую площадь, то такой фундамент называют "свайный куст". Свайный фундамент называют свайным полем, если площадь, занимаемая фундаментом, захватывает все сооружение. К свайному полю относят и систему одиночных свай, свайных кустов и ленточных фундаментов под данным сооружением (рис. 28).

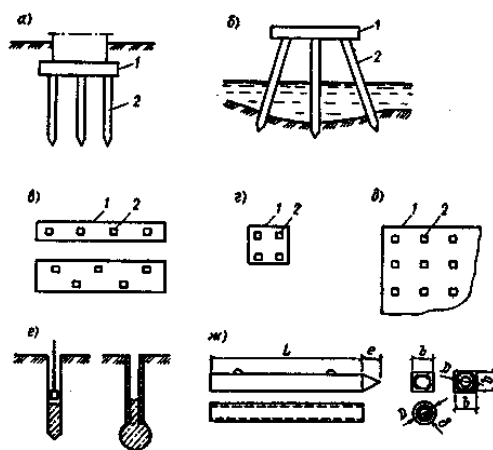


Рис. 28. Типы свайных фундаментов и свай: а – фундаменты с низким ростверком; б – фундамент с высоким ростверком; в – ленточные фундаменты; г – свайный куст; д – свайное поле; е – набивные сваи; ж – железобетонные сваи; 1 – ростверк; 2 – свая.

17.2. Типы и конструкции свай

Сваи могут изготавливаться на заводах строительных материалов. Такие сваи погружают в грунт забивкой специальными молотами, вибропогружателями, вдавливанием, завинчиванием.

При устройстве свай непосредственно в грунте их называют набивными (см. рис. 28). Если грунт достаточно плотен, то скважину под сваю можно пробурить без крепления стенок. В слабых грунтах используют обсадную трубу, которую извлекают по мере заполнения скважины материалом сваи или оставляют в грунте. Материал сваи – бетон, а при необходимости и арматура, – образует после уплотнения и отвердевания бетона жесткий элемент.

В зависимости от материала сваи могут быть деревянными, железобетонными, бетонными, металлическими, комбинированными. В настоящее время деревянные сваи применяют редко. Металлические сваи в основном используют при ограждении стенок котлованов от обрушения. Чаще всего применяют железобетонные сваи. Эти сваи имеют сплошное квадратное, квадратное с круглой полостью и полое круглое сечение. Квадратные сваи имеют размеры: 0,2 x 0,2 м и более до 0,4 x 0,4 м. Длина их 3...20 м. Для увеличения длины эти сваи делают сборными, стыкуя отдельные звенья болтовыми или сварными соединениями. Круглые пустотелые сваи имеют наружный размер 0,4...0,8 м, длину 4...12 м. Сваи данной конструкции при диаметре 1...3 м называют сваями-оболочками. Их длина 6...12 м, толщина стенок 12 см.

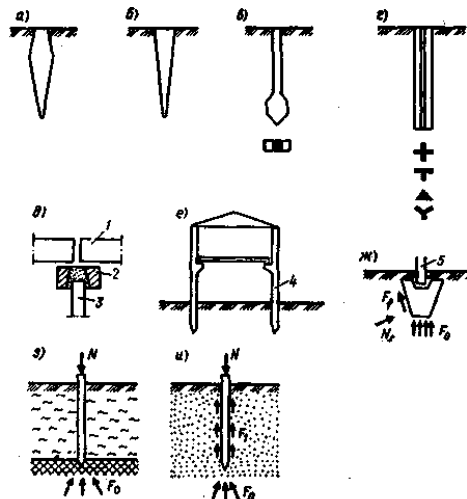


Рис. 29. Конструкции свай: а – ромбовидные; б – пирамидальные; в – булабовидные; г – крестообразного, таврового, треугольного и трехлопастного сечений; д – безростверковый фундамент; е – свай-колонны; ж – забивные пирамидальные блоки; з – свая-стойка; и –

висячая свая; 1 – поддерживаемая конструкция; 2 – железобетонный оголовок; 3 – свая; 4 – свая-колонна; 5 – колонна.

Применяются сваи повышенной несущей способности: ромбовидные, пирамидальные, булавовидные (рис. 29), с крестовым, прямоугольным, двутавровым и треугольным поперечными сечениями. В каркасных зданиях часто применяют сваи-колонны. Эти сваи имеют квадратное сечение, а часть их длины выступает над поверхностью земли, образуя колонну. Сваи-колонны существенно снижают трудоемкость строительных работ. Все чаще в строительстве применяют забивные блоки пирамидальной формы, которые являются наиболее предпочтительными в условиях слабых грунтов. Глубина погружения блоков 1,5...2 м. Применяют и другие конструктивные формы свай (см. рис. 29).

По условиям передачи нагрузки на грунт сваи делят на сваи-стойки и висячие сваи (сваи трения). Первые достигают практически несжимаемых грунтов, вторые устраиваются в сжимаемых грунтах. Несущая способность свай-стоек полностью определяется сопротивлением грунта под острием, висячих свай – трением на боковой поверхности и сопротивлением грунта под острием сваи.

17.3. Несущая способность свай

Несущая способность сваи определяется из условий работы материала сваи и грунта, в который она погружена. Сопротивление сваи определяют как наименьшую из величин, вычисляемых из условий прочности материала сваи и грунта.

Несущую способность сваи по материалу определяют методами расчета железобетонных элементов при внецентренном приложении внешней нагрузки со случайными эксцентриситетами.

Несущую способность сваи по грунту определяют по формуле

$$N < Fd / \gamma_k, \quad (17.1)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю;

Fd – расчетная несущая способность сваи;

γ_k – коэффициент надежности (если несущая способность определена расчетом или по результатам динамических испытаний, выполненных без учета упругих деформаций грунта $\gamma_k = 1,4$, если несущая способность определена по результатам статистического зондирования, $\gamma_k = 1,2$).

Несущая способность по грунту свай-стоек вычисляется по формуле

$$Fd = \gamma_c RA, \quad (17.2)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1$;

A – площадь опирания сваи о грунт;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое равным $R = 20$ МПа для забивных свай, опирающихся на скальные грунты, крупнообломочные и пылевато-глинистые грунты твердой консистенции; для набивных свай и свай-оболочек, наполненных бетоном и заделываемых в невыветрелый грунт.

$$R = (R_{сн}/\gamma_g)/(l_d/d_c + 1,5), \quad (17.3)$$

где $R_{сн}$ – нормативное сопротивление скального грунта сжатию;

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

l_d – расчетная глубина заделки сваи в грунт;

d_c – наружный диаметр сваи.

Несущая способность по грунту висячих свай определяется рядом методов: практическим, динамическим, статическим.

В практическом методе используют формулу

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{сR} R A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{сf} \int_i h_i \right), \quad (17.4)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, равный $\gamma_c = 1$;

$\gamma_{сR}$ и $\gamma_{сf}$ – соответственно коэффициенты условий работы грунта под острием сваи и по ее боковой поверхности;

R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи;

U – периметр сваи;

\int_i – расчетное сопротивление по боковой поверхности грунта i -го слоя, прорезываемого свай;

h_i – высота i -го слоя грунта.

Характеристики, входящие в формулу (17.4), определяются по табличным данным строительных норм в зависимости от условий погружения и грунтовых условий.

Динамический метод определения несущей способности висячей сваи основан на замерах расчетного отказа сваи (осадки в результате одного удара молота), определяемого по результатам полевых испытаний свай после "отдыха" сваи. За период "отдыха" около сваи происходит перераспределение напряжений в грунте.

Предельное нормативное сопротивление свай при забивке и вибропогружении находят из выражения

$$F_{un} = \frac{\eta A M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 E_d}{\eta A S_a} \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_1 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right], \quad (17.5)$$

где η – коэффициент, зависящий от материала сваи;

A – площадь поперечного сечения сваи;

M – коэффициент, зависящий от способа погружения сваи (при забивке $M = 1$, при вибропогружении определяется по табличным данным);

E_d – расчетная энергия удара молота;

S_a – расчетный отказ (осадка от одного удара или работы вибропогружателя в течение одной минуты);

ε – коэффициент восстановления удара;

m_1, m_2, m_3 – соответственно масса молота или вибропогружателя, сваи и наголовника, подбабка.

Статический метод определения несущей способности сваи заключается в том, что сваю постепенно загружают нагрузкой, прикладываемой через гидравлические домкраты или тарировочные платформы. По результатам испытаний строят график зависимости осадки сваи от нагрузки (рис. 30).

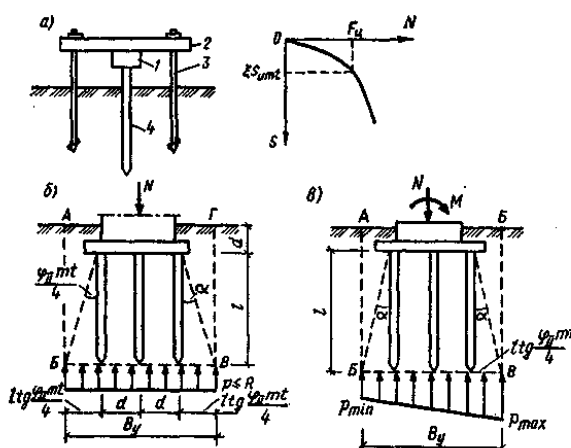


Рис. 30. Схема испытаний сваи статической нагрузкой и расчетные схемы свайных фундаментов: а – схема испытаний и график зависимости осадки сваи от нагрузки; б – схема к расчету свайных фундаментов при центральной нагрузке; в – схема для внецентренного действия нагрузок;

1 – домкрат; 2 – упорная балки; 3 – анкерные сваи; 4 – испытываемая свая.

Если на графике имеется резкий перелом, то за предельное нормативное сопротивление сваи принимают нагрузку, соответствующую данной точке, при условии, если осадка не превышает 2 см. При отсутствии точки перелома за предельное сопротивление принимают нагрузку, соответствующую осадке сваи, полученной по формуле

$$S = \xi S_{ипл} , \quad (17.6)$$

где $\xi = 0,2$ – коэффициент перехода к осадке отдельной сваи;

$S_{пл}$ – предельное значение осадки свайного фундамента проектируемого здания, установленное нормами.

Если осадка, вычисленная по формуле (17.6), будет больше 4 см, то за $F_{ип}$ принимают нагрузку, соответствующую осадке 4 см. Несущую способность сваи по результатам динамических испытаний и испытаний статической нагрузкой определяют из выражения

$$F_d = \gamma_c \cdot F_{ип} / \gamma_g, \quad (17.7)$$

где γ_c – коэффициент условий работы;

$F_{ип}$ – нормативное значение предельного сопротивления сваи;

γ_g – коэффициент надежности по грунту (при числе испытаний более 6 устанавливается на основании статистической обработки результатов, в противном случае $\gamma_g = 1$).

17.4. Проектирование свайных фундаментов

При расчете и проектировании свайного фундамента из свай-стоек его несущая способность определяется суммой несущих способностей отдельных свай. При этом несущая способность сваи выбирается по наименьшей из способности по грунту и по материалу. Этот расчет соответствует требованиям первой группы предельных состояний. Расчет по второй группе не производится, так как сваи-стойки опираются на практически несжимаемый грунт.

Фундаменты из висячих свай рассчитывают по первой и второй группам предельных состояний. Количество свай определяют в соответствии с первой группой, а осадку – в соответствии со второй.

Количество свай определяют по формуле

$$n = \frac{\gamma_k N_1}{F_d - a^2 d \gamma_{ср1}}, \quad (17.8)$$

где γ_k и F_d – то же, что и в формуле (17.1);

N_1 – расчетная нагрузка от сооружения;

a – шаг свай;

d – глубина заложения подошвы ростверка;

$\gamma_{ср1} = 0,02$ МН/м³ – усредненное значение объемного веса (расчетное) ростверка и грунта.

Если фундамент внецентренно нагруженный, то количество свай дополнительно увеличивают на 15...20 %. Полученное количество свай размещают в плане. При этом расстояния между осями свай-стоек должно быть 3...6 d_c (d_c – ширина квадратной сваи или диаметр круглой); а

минимальное расстояние между осями свай-стоек $1,5 d_c$. Расстояние от внешней стороны сваи до края ростверки при однорядном расположении свай должно быть не менее $0,2 d_c + 5$ см, двух- и трехрядном – $0,3 d_c + 5$ см, большем числе рядов – $0,4 d_c + 5$ см.

Высота железобетонного ростверка определяется из условия его продавливания сваей или поддерживаемой сваей конструкцией:

$$h = \frac{d_c}{2} + 0,5 \sqrt{d_c^2 + \frac{N_1}{R_{b1}}}, \quad (17.9)$$

где d_c – ширина или диаметр сваи или поддерживаемой конструкции;

N_1 – расчетное усилие;

R_{b1} – сопротивление бетона осевому растяжению.

По конструктивным соображениям высота ростверка принимается $h \geq h_0 + 0,25$ м, но не менее 30 см, так как минимальная глубина заделки сваи в ростверк $h_0 = 5$ см.

Далее определяют нагрузку, приходящуюся на каждую сваю. При центральной нагрузке используют выражение

$$N = \frac{N_1 + N_{p1} + N_{gp1}}{n}; \quad (17.10)$$

при внецентренной –

$$N = \frac{N_1 + N_{p1} + N_{gp1}}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_{yx}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}, \quad (17.11)$$

где N_1 , N_{p1} , N_{gp1} – нагрузка соответственно от веса сооружения, ростверки и грунта на ростверке;

M_x , M_y – моменты от расчетных нагрузок относительно главных центральных осей ростверка;

x и y – расстояния до оси рассчитываемой сваи;

x_i и y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи и фундаменте.

Фундамент считается запроектированным верно, если полученное значение N отвечает условию (17.1).

При расчетах фундамента из свай трения по второй группе предельных состояний его условно заменяют массивным жестким фундаментом. Границы этого условного фундамента АБВГ (см. рис. 30) определяются размерами ростверка, свай и некоторым объемом окружающего грунта. Этот объем обусловлен предположением, что давление от крайней сваи передается на грунт под углом $\alpha = \phi/4$. Считается, что давление на грунт передается подошвой этого условного фундамента (плоскость БВ). При центральной

внешней нагрузке напряжения под подошвой этого фундамента не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания:

$$p = \frac{N_{II} + N_{pII} + N_{свII} + N_{спII}}{A_y} \leq R, \quad (17.12)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка от веса сооружения;

N_{pII} , $N_{свII}$, $N_{грII}$ – вес ростверка, свай и грунта в объеме условного фундамента;

A_y – площадь условного фундамента, определяемая в предположении, что давление на грунт передается под углом.

При внецентренной нагрузке необходимо определить краевые напряжения под подошвой условного фундамента:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N_{II} + N_{pII} + N_{свII} + N_{спII}}{A_y} \pm \frac{M_{II}}{W_y}, \quad (17.13)$$

где M_{II} – момент от расчетных нагрузок;

W_y – момент сопротивления подошвы условного фундамента.

Полученное значение p_{\max} должно удовлетворять условию: $p_{\max} \leq 1,2R$. Кроме того, должно быть $p_{\min} \geq 0$, $p \leq R$.

18. Фундаменты под полурамные конструкции

Особенности работы полурамной конструкции. Проектирование фундамента и основания.

Конструктивные особенности полурамной конструкции

Основными несущими конструкциями данного типа являются железобетонные фермы-полурамы, имеющие форму, напоминающую внешне хоккейную клюшку, из-за чего и стали называть клюшечными.

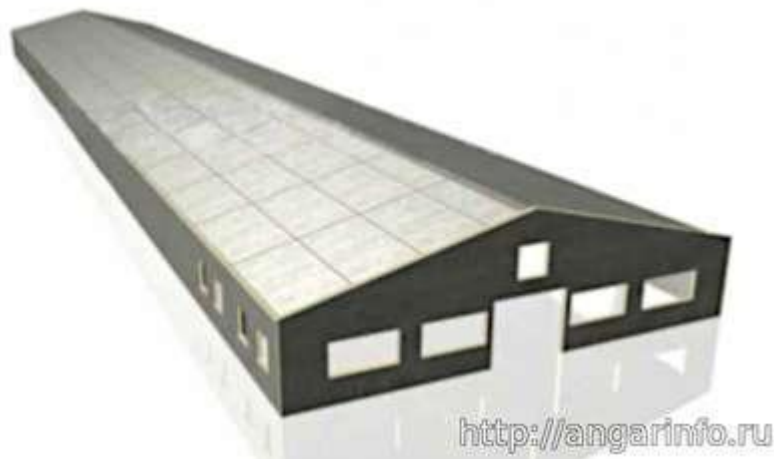


Данные полурамы устанавливаются на специальные фундаментные блоки с шагом 6 метров.



Одна сторона «клюшки» выполняет функцию несущей колонны, вторая, более тонкая, выступает в качестве опорной кровельной фермы. Стены и крыша покрывались также железобетонными плитами, причем стеновые панели производились в двух вариантах, с оконным пролетом и без. Высота стены, как правило, была не ниже 3.5 метров, чаще 4.5 метра и в особых случаях могла достигать 7 метров. Ширина пролета типовой конструкции преимущественно равнялась 18 или 21 метру. В длину здание ограничивается только условиями эксплуатации и особенностями рельефа.

Внешне конструкция выглядит как классический прямостенный ангар с двухскатной крышей.



Преимущества и недостатки ангаров из железобетонных полурам

- Среди основных преимуществ ангаров данного типа можно выделить:
- быстрые сроки строительства;
 - широкопролетные здания без внутренних опорных колонн;
 - высокая надежность и долгий срок эксплуатации;

Среди недостатков на сегодняшний день можно выделить только высокую цену в сравнении с современными технологиями строительства.

Назначение ангаров клюшечного типа

Универсальность ангаров данного типа позволило эксплуатировать их в различных отраслях экономики. Клюшечные ангары использовались:

В сельском хозяйстве для хранения с/х продукции, стоянки и ремонта техники, под животноводческие комплексы.

В промышленности в качестве производственных цехов.

Как складские помещения и т.д.

Сегодня, оставшиеся в рабочем состоянии, клюшечники эксплуатируются и фермерами, и бизнесом, связанным с промышленным производством, а также в качестве легковых и грузовых автосервисов, складов и даже торговых комплексов.

19. Проектирование оснований и фундаментов на особых грунтах

19.1. Фундаменты в особых условиях.

В природе встречаются грунты, у которых естественная структура является устойчивой лишь при сохранении определенных условий. Такие грунты относятся к группе структурно-неустойчивых грунтов. Название «структурно-неустойчивые» достаточно условно, так как при одних воздействиях, когда структурные связи еще не нарушены, будут иметь вполне устойчивую структуру. Однако при некоторых добавочных физических или механических условиях резко нарушается их структура, что

обуславливает существенное ухудшение физико-механических свойств грунтов, значительное увеличение сжимаемости и уменьшение прочности.

В слабых сильносжимаемых грунтах (неуплотненные водонасыщенные грунты, в том числе озерно-ледниковые глины, суглинки и супеси; илы, заторфованные грунты, рыхлые пески, водонасыщенные, пылеватые намывные грунты) при механических воздействиях легко разрушаются структурные связи, резко уменьшаются показатели прочности, существенно увеличивается деформируемость и ее неравномерность.

Мерзлые и вечномерзлые грунты – при отрицательных температурах обладают, как правило, большой прочностью и малой сжимаемостью. При оттаивании разрушается их криогенная структура даже без приложения внешнего давления, возникают быстропротекающие осадки оттаивания – просадки, резко уменьшаются показатели прочности.

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

Плотные глинистые маловлажные грунты, содержащие большое количество монтмориллонита, набухают при переувлажнении, а при последующем понижении влажности дают усадку, что связано с изменением структуры в результате образования или исчезновения гидратных оболочек вокруг минеральных частиц.

Такие горные породы как гипс или известняк, которые растворяются и разрушаются проточной водой. В них образуются пустоты – карст, а на поверхности провалы, карстовые просадки, которые с течением времени преобразуются в карстовые воронки проседания и оседания.

К неустойчивым также относятся грунты, в недрах которых проводятся горные подземные выработки. Даже при плотном заполнении и ограждении выработанные полости, верхние полости постепенно оседают, искривляются и деформируются, а на поверхности грунта образуется мультя оседания.

Следует отметить разницу между определением осадки и просадки грунтов основания:

Осадка – является следствием деформаций вызванных напряженным состоянием грунта.

Просадка – является результатом разрушения грунта (точнее разрушения структуры грунта) при дополнительном воздействии на основание физических и механических процессов.

Задача проектирования и устройства фундаментов в рассматриваемых условиях состоит в разработке таких технических решений, которые учитывают особенности взаимодействия системы: «основание – фундамент – сооружение» и обеспечивает, прочность, устойчивость всех конструкций и эксплуатационную надежность сооружения.

19.2. Фундаменты на лессовых и просадочных грунтах

Основания, сложенные просадочными грунтами должны проектироваться с учетом их особенностей. заключающиеся в том, что при повышении влажности выше определенного уровня они испытывают дополнительные быстропротекающие деформации – просадки от внешней нагрузки и от собственного веса.

Количественной характеристикой просадочности является относительная просадочность: Эта характеристика представляет собой относительную осадку (просадку) при заданных давлениях и степени повышения влажности.

$$\varepsilon_{sl} = (h_{n.p} - h_{sat.p}) / h_{ng} \quad (19.1)$$

$h_{n.p}$ – высота образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения напряжением ε_z равному напряжению, ε_{zg} , действующему от собственного веса грунта на глубине Z , или от дополнительного напряжения ε_{zp} в зависимости от вида рассчитываемых деформаций.

$h_{sat.p}$ – высота того же образца при полном водонасыщении с сохранением напряженного состояния;

- $h_{n.p}$ – высота того же образца природной влажности, обжатого давлением равным напряжению ε_{zg} от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине.

Основными характеристиками просадочных грунтов. Кроме относительной просадочности ε_{sl} является также начальное просадочное давление p_{sl} - и начальная просадочная влажность w_{sl} ;

модуль деформации при естественной влажности E и в водонасыщенном состоянии E_w ;

коэффициент изменчивости сжимаемости основания α ;

удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ при естественном и в водонасыщенном состоянии;

удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ в водонасыщенном состоянии уплотненных просадочных грунтов до заданной плотности.

Относительная просадочность грунта зависит от давления и может быть представлена в виде графика функции $\epsilon_{sl} = f(p)$. Грунт считается условно просадочным если относительная просадочность составит мене 1%.

Т.е $\epsilon_{sl} < 0.01$

За начальную просадочную влажность w_{sl} по аналогии принимают, при которой в условиях заданных давлений относительная просадочность $\epsilon_{sl} = 0,01$.

При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами следует учитывать возможность повышения их влажности в результате:

А) замачивания грунтов – сверху из внешних источников или снизу при подъеме уровня подземных вод.

Б) постепенного накопления влаги в грунте вследствие инфильтрации поверхностных вод и экранирования поверхности.

В) одновременного замачивания грунтов сверху и постепенного накопления влаги в грунте.

Расчетным состоянием просадочных грунтов по влажности является:

- 1) при возможности их замачивания – полное водонасыщение ($S_r > 0.8$)
- 2) при невозможности их замачивания – установившееся значение влажности w_{eq} , принимаемое равное природной влажности w если $w > w_p$ или w_p , если $w < w_p$

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

I тип – грунтовые условия, в которых, в основном, возможна просадка грунта от внешней нагрузки $s_{sl,p}$, а просадка грунта от собственного веса $s_{sl,g}$ отсутствует или не превышает 5 см.

II тип - грунтовые условия, в которых помимо просадки от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ возможна их просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ и размер ее превышает 5 см.

19.3 Особенности проектирования и фундаментов в особых условиях

Сложность строительства сооружений на лессовых грунтах обусловлена строительными свойствами лессовых грунтов, возможными большими и неравномерными деформациями при обводнении основания. Это обстоятельство необходимо учитывать уже на стадии проектирования сооружений.

Расчетное сопротивление грунта основания при возможном замачивании просадочных грунтов принимается:

А) равным начальному просадочному давлению ($R = p_{sl}$) при устранении возможности просадки грунтов от внешней нагрузки путем снижения давления под подошвой фундамента;

Б) равным значению, вычисленному по требованиям СП.22 13330. С использованием расчетных показателей прочностных свойств φ_{II} и c_{II} грунта в водонасыщенном состоянии.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}] \quad (19.2)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы соответственно основания и сооружения во взаимодействии с основаниями; k – коэффициент: $k = 1$, если φ_{II} и C_{II} определены испытаниями; $k = 1,1$, если φ_{II} и C_{II} приняты по таблицам; M_{γ}, M_g, M_c – коэффициенты, зависящие от расчётного значения угла внутреннего трения φ_{II} ; k_z – коэффициент: $k_z = 1$ принимается при $b < 10$ м; $k_z = (z_0/b) + 0,2$ при $b > 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м); b – ширина подошвы фундамента; γ_{II} и γ'_{II} – осредненное расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента и в пределах глубины заложения фундамента, кН/м³; d_1 – глубина заложения фундамента от пола подвала, м; при отсутствии пола подвала – от планировочной поверхности; d_b – глубина подвала, м; C_{II} – расчётное значение удельного сопротивления, кПа.

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

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II} \quad (19.3)$$

здесь h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³ ;

При невозможном замачивании просадочных грунтов расчетное сопротивление грунтов основания R определяется по той же формуле с использованием прочностных характеристик грунтов при установившейся влажности w_{eq}

Расчет основания по деформациям.

На основании определения осадок и просадок фундаментов принимается решение о возможности использования естественного или искусственного улучшения свойств грунтов или прорезания просадочной толщи глубокими фундаментами.

Расчет осадок выполняется в тех случаях. Когда не предусматриваются мероприятия по устранению просадочных свойств или когда эти свойства устраняются лишь частично, а принимаемые меры против замачивания недостаточны.

На основании прогноза источников и зон замачивания определяются размеры деформируемой зоны в пределах которой ожидается просадки.

Для этой цели строится суммарная эпюра напряжений от собственного веса σ_{zg} грунта и дополнительных напряжений σ_{zp} , а также эпюра начальных просадочных давлений p_{sl}

Просадка учитывается в тех случаях, где $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} > p_{sl}$

Величина просадки грунтов основания определяется по формуле

$$S_{sl} = \sum \mathcal{E}_{sl} h_i k_{sli} \quad (19.4)$$

\mathcal{E}_{sl} – относительная просадка грунта i –го слоя при напряжении $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ в его середине. k_{sli} – коэффициент условия работы основания. h_i – толщина (не более 2 м.) при $3.0 < b < 12.0$:

$$k_{sli} = 0.5 + 1.5(p - p_{si,l}) / p_0. \quad (19.5)$$

где p – среднее давление по подошве фундамента, кПа; $p_{si,l}$ – начальное просадочное давление i –ого слоя, кПа; p_0 – давление, равное 100 кПа.

При расчете оснований по деформациям рассматриваются конкретные условия работы основания в условиях замачивания, мощность замоченной толщи при распространении воды от источника замачивания, неравномерность просадки, в том числе при замачивании под одним краем широкого фундамента; возможность общей просадки территории при подъеме подземных вод, горизонтальное перемещение на поверхности грунта при просадке его от собственного веса, вызванной замачиванием его сверху, и т.п. расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$S + S_{sl} < S_u \quad (19.6)$$

S – величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая как для обычного грунта; S_{sl} – величина деформации основания, вызванная просадкой грунта; S_u – предельно допустимая величина совместной деформации основания и сооружения.

Дальнейшие решения по проектированию основания на просадочных грунтах, выбор типа фундамента, метод улучшения основания, конструктивных и водозащитных мероприятий вытекает из условий этого неравенства.

В тех случаях, когда исключается замачивание ли при замачивании условие осадки выполняется, фундаменты проектируются как для непросадочных грунтах.

19.4 Основные особенности устройства фундаментов в условиях просадочных грунтов

При возможности замачивании грунта и развитии недопустимых просадок следует предусматривать одно из следующих мероприятий:

1. Устранение просадочных свойств грунтов, в пределах всей просадочной толщи;
2. Прорезку просадочной толщи глубокими фундаментами;
3. Осуществление комплекса мер, включающего подготовку оснований, частичное устранение просадочных свойств грунтов;
4. Водозащитные и конструктивные мероприятия.

Выбор указанных мероприятий должен производиться с учетом типа грунтовых условий, вида возможного замачивания, расчетной просадки, конструктивных особенностей сооружений, взаимного влияния проектируемых сооружений на соседние объекты и коммуникации.

В грунтовых условиях I-го типа, устранение просадочных свойств допускается выполнять только в пределах верхней части зоны просадки, но не менее 2/3 ее высоты, если сооружение не чувствительно к неравномерным осадкам, а просадки не превышают 50% предельно допустимых осадок для данного сооружения.

Устранение просадочных свойств возможно следующим образом:

- а) снижение давления по подошве фундамента до величины меньше начального просадочного давления.
- б) уплотнение грунта тяжелыми трамбовками массой 5...10 т, в зависимости от мощности просадочной толщи.
- в) устройством грунтовых подушек.
- г) устройством набивных или фундаментов в вытрамбованных котлованах.
- д) прорезкой просадочной толщи сваями и передачи нагрузки на подстилающие непросадочные грунты.

В грунтовых условиях II типа возможные следующие варианты устройства фундаментов:

- а) прорезка просадочной толщи сваями различного типа.
- б) закрепление грунтов химическим или термическим методом.

в) уплотнение грунтов глубинными взрывами с предварительным замачиванием.

д) уплотнение грунтов грунтовыми сваями.

20. Реконструкция фундаментов и усиление оснований

Усиление оснований и фундаментов осуществляется при реконструкции зданий и сооружений для предотвращения осадок ниже допустимых. Описаны основные способы усиления фундаментов.

Под реконструкцией фундаментов зданий и сооружений понимается выполнение работ, проводимых в связи с изменением геометрических размеров зданий, возрастанием постоянных или временных нагрузок, устройством подземных сооружений в пределах габаритов здания, а также восстановлением (усилением) несущей способности оснований и фундаментов, утраченной вследствие суффозии, колебания уровня подземных вод и др., а также возникшими деформациями конструкций и их износом.

Надежность работы реконструируемых зданий обеспечивается совместной работой системы “основание, фундамент – подземные конструкции”. Дефекты в работе сооружений – следствие полного или частичного нарушения надежного взаимодействия элементов этой системы:

- суффозионные процессы, а также колебания УПВ (уровня подземных вод), вызванные изменением гидрогеологических условий в районе расположения здания, атмосферными водами, аварийными и систематическими утечками из коммуникаций;

- проявление карстовых деформаций;

Повреждения оснований и фундаментов возникают за счет природных и техногенных процессов, за счет нарушений требований нормативных документов, допускаемых при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации. Основными причинами повреждений являются:

снижение прочностных и деформационных свойств грунтов при увлажнении, а также проявление процесса набухания и пучения грунтов;

проведение земляных работ в пределах здания или вблизи него;

прокладка коммуникаций;

увеличение нагрузок на основание, сопровождаемое появлением эксцентриситета их приложения;

вибрационные или динамические воздействия как внутренние, так и внешние.

При реконструкции фундаментов отсутствует возможность применения типовых схем усиления. Схемы усиления должны применяться в каждом конкретном случае в зависимости от нагрузок на фундаменты, конструктивных особенностей здания (наличие подвала и других подземных сооружений), инженерно-геологических и гидрогеологических условий и др.

При этом применяемые методы усиления оснований и фундаментов должны обеспечивать их совместную работу с существующими фундаментами.

Следует учитывать, что работы по усилению оснований и изменению конструкций фундаментов могут вызвать при их осуществлении деформации оснований и осадки фундаментов.

Повышение несущей способности оснований и фундаментов при реконструкции может быть обеспечено за счет:

- изменения конструкции или размера фундамента;
- усиления физико-механических характеристик грунтов основания.

Инженерно-геологические изыскания

Инженерно-геологические изыскания при реконструкции оснований и фундаментов должны обеспечивать комплексное изучение инженерно-геологических условий площадки реконструируемого здания или подземного сооружения и получения исходных данных для проектирования и устройства усиления фундаментов или укрепления основания.

Состав, объем и методы изысканий зависят от целей реконструкции, типа здания или подземного сооружения, их состояния и степени сложности инженерно-геологических условий.

Обследование фундаментов

Программа обследования составляется на основании технического задания заказчика и ознакомления с проектно-технической документацией реконструируемого здания.

Обследование конструкций фундаментов производится методом их вскрытия при проходке шурфов и других выработок.

По результатам обследования составляется технический отчет, содержащий результаты обследования и техническое заключение о возможности использования конструкций фундаментов и подземных сооружений при их реконструкции и рекомендации по типу рекомендуемых конструкций и технологии их устройства.

Проектирование и устройство оснований и фундаментов реконструируемых зданий

Проектирование и устройство оснований и фундаментов реконструируемых зданий и подземных сооружений следует выполнять в соответствии с действующими нормативными документами. Допускается одностадийное проектирование, т.е. разработка непосредственно рабочих чертежей.

Проектирование и устройство оснований и фундаментов должно производиться с использованием расчетных значений физико-механических характеристик грунтов оснований и характеристик материала существующих и возводимых (реконструируемых) фундаментов. При этом должно учитываться состояние конструкций подземной и надземной частей, а также особенности производства работ по усилению оснований, фундаментов, подземной и надземной частей сооружения.

В проектах должны приниматься такие решения по устройству оснований и фундаментов, при которых максимально используются существующие конструкции фундаментов и возможности несущей способности оснований, определенные по данным инженерных изысканий.

Производство работ при реконструкции (усилении) не должно приводить к возникновению недопустимых осадок здания (сооружения).

Реконструкция и усиление фундаментов на естественном основании

В результате механических повреждений, осадочных трещин, растрескивания и расслоения тела фундамента вследствие промораживания, воздействия грунтовых вод, агрессивности среды, температурных перепадов материал фундаментов с течением времени теряет свою прочность и становится легко разрушимым.

Для восстановления кладки фундаментов из бутового камня, керамического кирпича, а также бетонных и железобетонных конструкций фундаментов используется метод инъектирования цементным раствором, синтетическими смолами и т.п. Для цементации в теле фундамента бурятся шурфы или пробиваются отверстия для установки инъекторов. Диаметр отверстий должен быть на 2-3 мм больше диаметра инъектора, диаметр инъектора обычно принимается равным 25 мм. Расстояние между инъекторами обычно принимают равным 50-100 см. Глубина погружения инъектора в тело фундамента принимается равной 0,4-0,6 толщины (ширины) фундамента. При давлении нагнетания закрепляющего раствора 0,2-0,6 МПа диаметр закрепления может составить 0,6-1,2 м.

Обычно при цементации тела фундамента проводят цементацию контакта "фундамент-грунт". Эта операция целесообразна в случае основания сложенного насыпными, песчаными, гравийно-галечниковыми грунтами. В случае залегания в уровне подошвы фундамента глинистых

грунтов цементация контакта “фундамент-грунт” может привести к неконтролируемому распространению цементирующего раствора.

При неэффективности усиления дефектных фундаментов путем цементации, фундаменты могут быть усилены бетонными или железобетонными обоймами на всю высоту фундамента или его части. В фундаментах противоположные стенки обоймы соединяют арматурными стержнями, которые крепятся к арматуре обойм.

При устройстве обойм главным является обеспечение совместной работы нового бетона со старым или старой кладкой, после устройства обойм для дополнительного упрочнения фундамента можно провести инъекцию цементного раствора или синтетических смол во внутреннюю часть растрескавшегося или расслоенного фундамента.

Усиление фундамента обоймами, без углубления фундаментов, производят как без увеличения подошвы, так и с ее увеличением в случае недостаточной несущей способности основания, частичного разрушения фундамента или существенного возрастания нагрузки при реконструкции.

При большом увеличении нагрузки элементы укрепления фундаментов должны быть введены в работу путем предварительной передачи давления на основание (обжатия).

Усиление фундаментов

Усиление фундаментов мелкого заложения может быть осуществлено путем их уширения и углубления подведением дополнительных конструктивных элементов. Такими элементами могут быть плиты, столбы или сплошные стены.

На участках длиной 1-2 м грунт под фундаментом удаляют и на месте изготавливают железобетонную монолитную плиту или монтируют заранее заготовленные железобетонные элементы. После обжатия грунта в основании гидравлическими домкратами и подклинки плиты, промежуток между плитой и подошвой старого фундамента заполняют пластичным бетоном с тщательным уплотнением.

В ряде случаев ленточный фундамент усиливают отдельными столбами. В этих случаях старый фундамент может быть усилен рандбалками.

Для переустройства столбчатого фундамента в ленточный между существующими фундаментами устраивается железобетонная стенка в виде перемычки. При необходимости устройства подвала перемычка делается на всю высоту столбчатых фундаментов.

Переустройство ленточных или столбчатых фундаментов в плитные производится путем подведения концов плит под существующие

фундаменты произведя расчет на скалывание зоны опирания ленточного или столбчатого фундамента и конца плиты.

В практике реконструкции возможно переустройство столбчатых фундаментов в перекрестно-ленточные и плитные, а также перекрестно-ленточных в плитные.

Необходимость устройства подвала, подземного сооружения, переноса подошвы фундамента на менее сжимаемые слои грунта и пр. становится причиной проведения работ по заглублению фундаментов реконструируемого здания.

Применения свай для усиления фундаментов мелкого залегания

Для усиления фундаментов мелкого залегания могут быть использованы сваи различных конструкций: буронабивные, буровые, буроинъекционные, завинчиваемые, а также конструкции “стена в грунте”.

Буронабивные и буровые сваи используются при увеличении нагрузок и большой толщине слабых грунтов в основании; в сложных условиях реконструкции.

Буроинъекционные сваи используются в тех же условиях, а также при невозможности частичной разборки существующих фундаментов и в стесненных условиях строительства.

Могут быть применены сваи из завинчиваемых стальных труб диаметром 200-400 мм с приваренной арматурной спиралью, а также вдавливаемые сваи. Эти два вида свай позволяют избежать вибрационных воздействий на фундаменты и грунты основания при проведении работ по усилению.

Иногда вместо монтажа тяжелых загрузочных устройств оказывается удобнее использовать стены самого реконструируемого сооружения. На этом принципе основано вдавливание составных железобетонных свай типа “Мега” отдельными элементами.

С помощью буроинъекционных свай можно проводить усиление фундаментов, не разрабатывая котлованы и не нарушая естественной структуры грунтов основания. Наличие малогабаритного оборудования позволяет вести работы изнутри здания.

При реконструкции действующих сооружений в стесненных условиях и особенно в условиях противопоказания динамических воздействий целесообразно применение щелевых фундаментов (барретов), устраиваемых методом “стена в грунте” в узких траншеях шириной 0,4-1,0 м под защитой раствора из бентонитовой глины.

Реконструкция и усиление свайных фундаментов

Усиление ствола свай при отсутствии ростверка или при высоком ростверке производится с помощью железобетонной обоймы с толщиной стенок не менее 100 мм и площадью вертикальной арматуры не менее 1% площади сечения обоймы. Обойма устраивается на свободной части сваи и заглубляется в грунт не менее чем на 1 м.

Усиление верхних концов свай и мест их сопряжения с ростверком устраивается с помощью железобетонной обоймы, устраиваемой по всем ростверкам с отрывкой мелкого котлована.

Усиление ростверков, разделка трещин и других повреждений производятся аналогично усилению фундаментов мелкого заложения.

Для усиления свайных фундаментов, имеющих недостаточную несущую способность, используются те же сваи, которые используются для усиления фундаментов мелкого заложения.

Разбивка осей новых свайных фундаментов должна производиться с надежным закреплением относительно осей существующих свай здания.

Закрепление грунтов и усиление грунта основания

Закрепление грунтов и усиление грунта основания способом инъекции химических растворов и цементных суспензий применяется при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки.

Цементация контакта фундамент-грунт выполняется при наличии пустот под подошвой фундамента.

Химическое закрепление грунтов применяется для создания пристенной наружной гидроизоляции подземных конструкций реконструируемых зданий, а также для ликвидации очагов водопритока в ограждающих стенках котлованов.

Инъекционное закрепление распространяется на грунты, обладающие достаточной водопроницаемостью, включая песчаные, крупнообломочные, трещиноватые скальные и полускальные грунты.

Химические материалы, применяемые для закрепления грунтов способами силикатизации, смолизации и цементации, должны удовлетворять требованиям и техническим условиям действующих стандартов на силикат натрия (жидкое стекло), хлористый кальций, ортофосфорную, кремнефтористоводородную кислоты, алюминат натрия, этилацетат и другие реагенты.

Возможны две разновидности технологии нагнетания закрепляющих реагентов в грунты:

- вертикальная технология, при которой нагнетание реагентов осуществляется через вертикально или наклонно заглубляемые инъекторы

сверху вниз, с открытой поверхности земли, с мостков или с полов помещений.

- горизонтальная технология, когда нагнетание реагентов осуществляется через горизонтально или несколько наклонно заглубленные инъекторы из специально оборудованных для этой цели технологических выработок (траншей, штолен, колодцев).

При силикатизации и смолизации грунтов, если это предусмотрено проектом, должна быть обеспечена возможность оставлять в закрепленном массиве забивные инъекторы или трубы манжетно-тампонных инъекторов в качестве материала армирования закрепленных массивов.

Для бурения инъекционных скважин применяются буровые станки, обеспечивающие бурение скважин диаметром до 190 мм.

Для работ по нагнетанию растворов в грунты применяются забивные, гидравлические и пневматические инъекторы диаметром перфорированной части 32-38 мм длиной 500 мм, бетононасосы с давлением воздуха 0,5-0,7 МПа, перфораторы ручные и пневматические на давление 0,6 МПа, плунжерные и поршневые насосы, обеспечивающие расход до 1 м³/ч и давление 1 МПа.

Для закрепления водонасыщенных глинистых грунтов и пылеватых песков наиболее приемлемы методы электросиликатизации и электрохимический.

Электросиликатизация грунтов основана на сочетании закрепления грунтов способом силикатизации и обработки их постоянным током. Способ применяется в грунтах с коэффициентом фильтрации 0,5-0,005 м/сут. Для электросиликатизации используют растворы жидкого стекла и хлористого кальция. Инъекторы-электроды погружают в грунт основания с обеих сторон фундамента под углом 10-15° через каждые 0,6-0,8 м по его длине. Закрепление ведется захватками вдоль фундамента снизу вверх, расход энергии (100-120 В) составляет для закрепления 1 м³ грунта 10-15 кВт·ч.

Электрохимический способ применяется для водонасыщенных грунтов с коэффициентом фильтрации $1 \cdot 10^{-1}$ - $1 \cdot 10^{-3}$ м/сут. В инъекторы-аноды подают раствор CaCl₂, потом Al₂(SO₄)₃ или Fe₂(SO₄)₃, а из инъекторов-катодов откачивают поступающую в них воду. Расход энергии здесь составляет 60-100 кВт·ч/м³.

Устройство подземных помещений реконструируемых зданий

Для устройства подземных помещений в реконструируемом здании необходимы детальные сведения о существующих фундаментах,

действующих нагрузках на фундаменты и характеристики грунтового основания, в том числе режим подземных вод.

Выбор конструкции подземного сооружения зависит от типа фундаментов здания – фундаменты на естественном основании или свайные. Решение должно приниматься с учетом недопущения возникновения в конструкциях реконструируемого здания нерасчетных воздействий.

Устройство стен сооружаемого подземного сооружения может выполняться по двум схемам:

- стены подземного сооружения изготавливаются вокруг реконструируемого здания одним из методов “стена в грунте” с передачей на “стену в грунте” нагрузок от существующего здания;

- стены подземного сооружения изготавливаются изнутри здания, без передачи нагрузок от здания на стену. Стена может изготавливаться методом вдавливания составных свай, а также с помощью буроинъекционных свай. В обоих случаях необходимо устройство анкерных креплений или распорок, которые устраиваются по мере отрывки котлована.