

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ,
НАУКИ И КАДРОВОЙ ПОЛИТИКИ

Учреждение образования
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ
ОРДЕНОВ ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
И ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

В. И. Кумачев

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
в сфере высшего образования Республики Беларусь
по образованию в области сельского хозяйства
в качестве учебно-методического пособия
для студентов учреждений образования, обеспечивающих
получение общего высшего образования по специальности
6-05-0811-03 Мелиорация и водное хозяйство*

Горки
Белорусская государственная
сельскохозяйственная академия
2026

УДК 624.13(075.8)
ББК 38.58я73
К90

*Рекомендовано методической комиссией
мелиоративно-строительного факультета
22.12.2025 (протокол № 4)
и Научно-методическим советом
Белорусской государственной сельскохозяйственной академии
30.12.2025 (протокол № 4)*

Автор:
доктор технических наук, профессор *В. И. Кумачев*

Рецензенты:
кандидат технических наук, доцент *Б. Н. Житенев*;
директор ООО «Дрибинская СПМК № 1» *С. П. Кокиц*

Кумачев, В. И.
К90 **Механика грунтов, основания и фундаменты : учебно-методическое пособие / В. И. Кумачев. – Горки : Белорус. гос. с.-х. акад., 2026. – 87 с.**
ISBN 978-985-882-877-6.

Рассмотрены основные положения дисциплины. Приведены базовые формулы, схемы, описания методов изучения разнообразных свойств грунтов.

Для студентов учреждений образования, обеспечивающих получение высшего образования по специальности 6-05-0811-03 Мелиорация и водное хозяйство.

**УДК 624.13(075.8)
ББК 38.58я73**

ISBN 978-985-882-877-6

© Белорусская государственная
сельскохозяйственная академия, 2026

ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «Механика грунтов, основания и фундаменты» содержит важную информацию, необходимую в строительстве. В то же время известные литературные издания отличаются значительной объемом и сложностью изложения материала. Последнее существенно затрудняет изучение сущности основных явлений и свойств грунтов, а также овладение принципами проектирования фундаментов.

Это затруднение еще более усугубляется при самостоятельном изучении дисциплины, в том числе при заочной форме обучения.

Целью пособия является помощь в изучении основных положений дисциплины, особенно в условиях ограниченности учебного времени или при заочной форме обучения.

Следуя поставленной цели и известному принципу методологии познания (от простого к сложному), автор стремился, чтобы данное пособие имело сравнительно небольшой объем и не было загромождено многочисленными формулами, схемами, описаниями методов изучения разнообразных свойств грунтов и в то же время раскрывало основные положения дисциплины.

1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

1.1. 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 фундаментов 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 м, 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 долл.

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

В Канаде около г. Виннипега в 1912 г. при загрузке зерном элеватор погрузился в грунт на 8,7 м 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 запыления.

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 водона-

порных 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.

1.2. 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.

1.3. Основные понятия

Грунтом называют горные породы и органоминеральные 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. 1.1).

Основание называют искусственным, если свойства грунтов искусственно улучшаются, например, путем упрочнения 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.

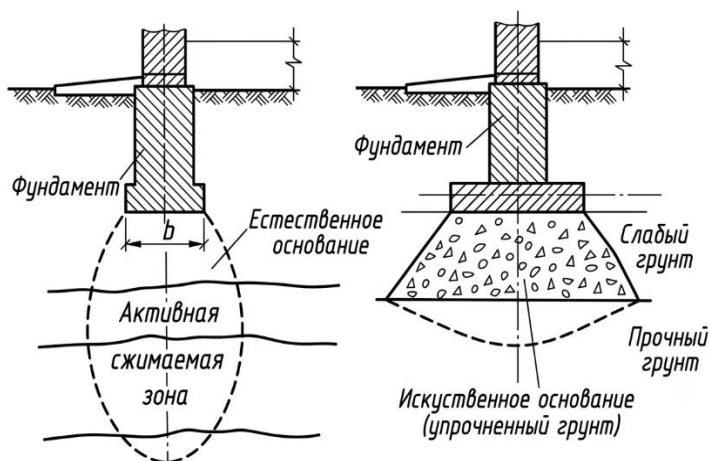


Рис. 1.1. Общий вид оснований и фундаментов

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 подразделяют:

1) континентальные отложения:

а) на 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) озовые – 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.

2. СОСТАВ И СТРОЕНИЕ ГРУНТА

2.1. 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.

2.2. 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. Валуны (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) – 0,2...4,0 см.

5. Песчаные частицы – 0,05...2,00 мм.

6. Пылеватые частицы – 0,001...0,050 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-разному 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 не растворимы).

2.3. 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 сотен мегапаскалей. Эти слои относятся к прочносвязанной воде. Ее плотность в среднем равна 2 г/см^3 . Удалить ее можно лишь путем подогрева грунта до температуры $150...300^\circ\text{C}$. На расстоянии около $0,5 \text{ мкм}$ от частицы электромолекулярные силы близки к нулю. Слои воды между указанной границей и прочносвязанной водой являются рыхлосвязанной водой (пленочной). Ее плотность близка к обычной свободной воде (1 г/см^3). Удалить ее из грунта можно выдавливанием от одного до нескольких мегапаскалей.

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, так как эта вода находится выше поверхности гравитационной воды не из-за ее выталкивания вверх, а из-за подпирания вогнутыми менисками из зоны гравитационной воды.

Гравитационная вода заполняет пространство между частицами грунта, в котором капиллярные силы не проявляются, т. е. находятся 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.

2.4. 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, пloyчатая.

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 – вязкопластичные мягкие обратимые. Вторые – жесткие необратимые (водостойкие и неводостойкие).

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

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

3. ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА И ИХ ПОКАЗАТЕЛИ

3.1. 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.

3.2. 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 производят на основании второго закона Ньютона $\gamma = \rho g$. Четвертый силовой показатель $\gamma_{взв}$ определяют 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 m_v в грунте к массе твердых частиц m_s :

$$W = \frac{m_v}{m_s} \quad (3.1)$$

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

$$G = \frac{V_B}{V_n}. \quad (3.2)$$

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 V :

$$n = \frac{V_n}{V}, \quad (3.3)$$

второй – как отношение объема пор к объему скелета грунта V_s :

$$e = \frac{V_n}{V_s}. \quad (3.4)$$

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 определяют 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, пылевой, 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. Скорость частиц определяют по формуле Стокса, см/с:

$$v = \frac{2}{9} g r^2 \frac{\rho_s - \rho_b}{\eta}, \quad (3.5)$$

где g – ускорение свободного падения, см/с².

r – радиус частиц, см;

ρ_b – объемная масса воды, г/см³;

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

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 используют 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, частные, 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.

Частные классификации подразделяют и детально рассматривают отдельные группы грунтов по одному или нескольким признакам. К ним относят 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 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. Их подразделяют:

1) на 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 подразделяют на следующие виды:

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

- галечниковый (щебенистый) – более 10 мм и более 50 %;

- гравийный (дресвяной) – более 2 мм и более 50 %;

- песок гравелистый – более 2 мм и более 25 %;

- песок крупный – более 0,5 мм и более 50 %;

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

- песок мелкий – более 0,1 мм, более или равна 75 %;

- песок пылеватый – более 0,1 мм и менее 75 %.

Крупнообломочные и песчаные грунты по степени влажности подразделяют:

- на маловлажные – $0,0 < G \leq 0,5$;

- влажные – $0,5 < G \leq 0,8$;

- насыщенные – $0,8 < G \leq 1,0$.

3.3. 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 $\rho_{\text{ск}} / \rho_s$. Преобразуем его:

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

Тогда

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

т. е.

$$n = \frac{\rho_s - \rho_{\text{ск}}}{\rho_s}. \quad (3.6)$$

Коэффициент пористости

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

или

$$e = \frac{\rho_s - \rho_{\text{ск}}}{\rho_{\text{ск}}}. \quad (3.7)$$

Через коэффициент пористости можно получить величину n . Из

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

имеем

$$n = e(1-n) = e - en;$$

$$n + en = e;$$

$$n(1+e) = e;$$

откуда

$$n = \frac{e}{1+e}. \quad (3.8)$$

Для определения n и e по вышеполученным формулам необходимо определить $\rho_{\text{ск}}$. Но при высушивании грунта (особенно глинистого) может измениться его объем, а значит, и объемная масса его скелета $\rho_{\text{ск}}$. Поэтому формулы (3.6) и (3.7), не всегда удобные для практического применения, преобразуют к виду, не содержащему $\rho_{\text{ск}}$.

Выполним преобразование формулы (3.7). Имеем

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

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

$$W = \frac{m_B}{m_s} = \frac{m - m_s}{m_s} = \frac{m}{m_s} - \frac{m_s}{m_s} = \frac{m}{m_s} - 1.$$

Откуда

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

$$\rho_{\text{ск}} = \frac{\rho}{W + 1}.$$

Далее, преобразовав (3.7), получим

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

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

$$e = \frac{\rho_s}{\frac{\rho}{W + 1}} - 1 = \frac{\rho_s (W + 1)}{\rho} - 1. \quad (3.9)$$

Выполним преобразование формулы (3.8) для n :

$$\begin{aligned}
n &= \frac{e}{1+e} = \frac{\frac{\rho_s(W+1)}{\rho} - 1}{1 + \frac{\rho_s(W+1)}{\rho} - 1} = \frac{\frac{\rho_s(W+1) - \rho}{\rho}}{\frac{\rho_s(W+1)}{\rho}} = \\
&= \frac{[\rho_s(W+1) - \rho]\rho}{\rho[\rho_s(W+1)]} = \frac{\rho_s(W+1) - \rho}{\rho_s(W+1)} = 1 - \frac{\rho}{\rho_s(W+1)} = n.
\end{aligned} \tag{3.10}$$

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

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

но $V_B = m_B / \rho_B$ и V_n при условии заполнения пор полностью водой будет равно

$$V_{B.н} = \frac{m_{B.н}}{\rho_B}.$$

Тогда

$$G = \frac{W}{W_{B.н}}, \tag{3.11}$$

где $W_{B.н}$ – массовая влажность насыщения грунта.

Преобразуем $W_{B.н}$, рассматривая единицу объема грунта:

$$W_{B.н} = \frac{m_{B.н}}{m_s} = \frac{V_n \rho_B}{V_s \rho_s} = \frac{e \rho_B}{\rho_s}. \tag{3.12}$$

Подставим выражение для $W_{B.н}$ в выражение для G . Получим

$$G = \frac{W}{W_{B.н}} = \frac{W \rho_s}{e \rho_B}. \tag{3.13}$$

При $\rho_B = 1 \text{ г/см}^3$ выражения (3.12) и (3.13) упрощаются.

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

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{g_{\text{с взв}}}{V} = \frac{g_{\text{с взв}}}{1} = g_{\text{с взв}} = g_{\text{с}} - g_{\text{в\Delta}} = V_{\text{с}}\gamma_{\text{с}} - V_{\text{с}}\gamma_{\text{в}} = V_{\text{с}}(\gamma_{\text{с}} - \gamma_{\text{в}}).$$

Далее из (3.4) получим

$$e = \frac{V_{\text{н}}}{V_{\text{с}}} = \frac{V - V_{\text{с}}}{V_{\text{с}}} = \frac{V}{V_{\text{с}}} - 1,$$

откуда

$$V_{\text{с}} = \frac{V}{1 + e} = \frac{1}{1 + e}.$$

Тогда

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{\gamma_{\text{с}} - \gamma_{\text{в}}}{1 + e}. \quad (3.14)$$

4. ОСОБЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

4.1. 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 $I_{\text{п}}$, которое равно разности двух характерных массовых влажностей: влажности на границе раскатывания $W_{\text{р}}$ и влажности на границе текучести $W_{\text{т}}$:

$$I_{\text{п}} = W_{\text{т}} - W_{\text{р}}. \quad (4.1)$$

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 :

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}. \quad (4.2)$$

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

4.2. Набухаемость

Набухаемость грунта – это 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 Π :

$$\Pi = \frac{e_0 - e_t}{1 + e_0}, \quad (4.3)$$

где e_0 – коэффициент пористости грунта естественного состояния;

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

$$e_t = \frac{W_t \rho_s}{\rho_b}. \quad (4.4)$$

При $\Pi < -0,3$ 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.

4.3. Усадочность

Усадочностью грунта называют его способность уменьшаться в объеме в результате удаления воды. Удаление воды при этом происходит в основном за счет высыхания грунта при осмотических процессах. 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 b_l определяют по формуле

$$b_l = \frac{l_1 - l_2}{l_1}, \quad (4.5)$$

где l_1 – начальный линейный размер образца;

l_2 – линейный размер после усадки.

Объемную усадку определяют как

$$b_v = \frac{V_1 - V_2}{V_1}, \quad (4.6)$$

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).

4.4. 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 :

$$K_p = \frac{\sigma_{сж}^н}{\sigma_{сж}^с}, \quad (4.7)$$

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

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

4.5. 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 – размываться.

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 грун-

ты. 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.

4.6. Тиксотропность

Глинистые, лессовые и песчаные грунты могут обладать тиксотропными свойствами. Тиксотропность – это способность грунта разжижаться, теряя структурные связи. Причина тиксотропности кроется 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 снова 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...2,0 %).

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

4.7. 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.

4.8. Просадочность

Просадочность – это 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 Π :

$$\Pi = \frac{e_0 - e_{\text{т}}}{1 + e_0}. \quad (4.8)$$

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

$\Pi > -0,1$ при $0,1 > I_p \geq 0,01$;

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

$\Pi > -0,24$ 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.

4.9. Пучинистость

Пучинистость – это 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 вытаивании 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, среднетермостойкого песка.

5. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ГРУНТОВ

5.1. 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 внутрипоро-

вым, а при наличии фильтрации – фильтрационным. Напор воды создает определенный градиент i при фильтрации через грунт. Его выражают как

$$i = \frac{H_1 - H_2}{L}, \quad (5.1)$$

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:

$$v_\phi = K_\phi i, \quad (5.2)$$

где v_ϕ – скорость фильтрации воды в грунте, м/сут;

K_ϕ – коэффициент фильтрации, м/сут.

Из (5.2) видно, что коэффициент фильтрации равен v_ϕ 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):

$$v_\phi = K_\phi (i - i_n). \quad (5.3)$$

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

$$Q_\phi = K_\phi \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L}, \quad (5.4)$$

где Q_ϕ – фильтрационный расход, м/сут;

K_ϕ – 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.

Формулу Де'Пюи получают из формулы Д'Арсси с использованием зависимости

$$Q_\phi = v_\phi F, \quad (5.5)$$

где F – средняя площадь фильтрационного потока, м².

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

5.2. 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 $H_1 \dots H_2$ вода будет фильтровать под действием градиента напора i , вычисляемого по формуле (5.1). Измерив объем воды V , профильтровавшейся через грунт за время t , определяют коэффициент фильтрации из зависимости

$$K_{\phi} = \frac{V}{Fit}, \quad (5.6)$$

где F – площадь поперечного сечения образца грунта, м^2 .

5.3. 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 су-глинков и глин от текучей до тугопластичной консистенции при весьма малой водопроницаемости ($K_{\phi} = 10^{-9}$ см/с).

6. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ

6.1. 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, скользяния 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. 6.1).

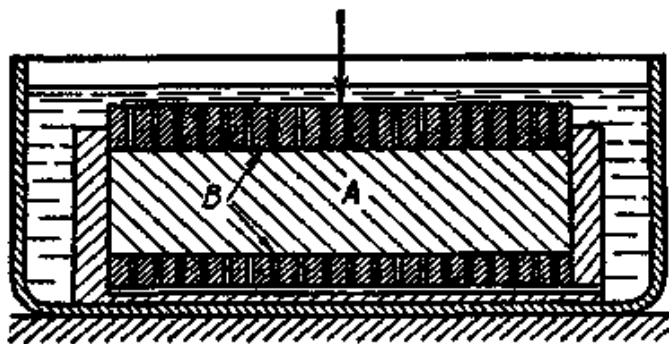


Рис. 6.1. Схема одометра для испытания грунта:
А – грунт; В – штамп

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 (рис. 6.2). Для этого используется зависимость между влажностью насыщения W_n и коэффициентом пористости (см. формулу (3.12)).

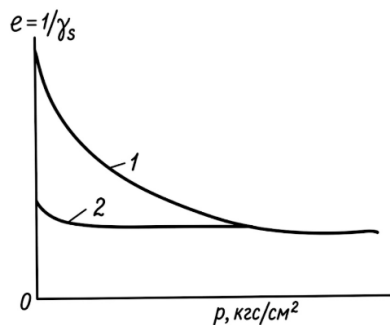


Рис. 6.2. Компрессионная кривая:
1 – ветвь уплотнения; 2 – ветвь разуплотнения

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. 6.3.

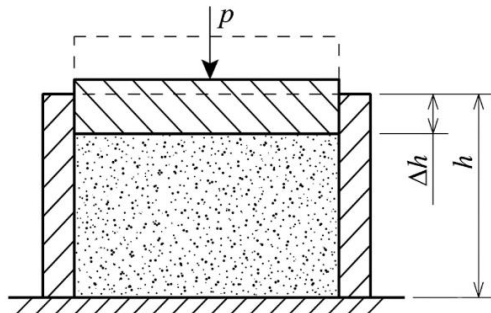


Рис. 6.3. Схема к выводу формулы Терцаги

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

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta V_{n_i}}{V_s}, \quad (6.1)$$

где e_0 – 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 :

$$\Delta V_{n_i} = \Delta h_i F, \quad (6.2)$$

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

$$m = \frac{1}{1 + e_0}. \quad (6.3)$$

Тогда объем твердых частиц во всем объеме образца V равен

$$V_s = \frac{hF}{1 + e_0}. \quad (6.4)$$

Подставляя (6.4) и (6.2) в (6.1), получим выражение, называемое формулой Терцаги:

$$e_i = e_0 - (1 + e_j) \frac{\Delta h_i}{h_0}, \quad (6.5)$$

где e_i – коэффициент пористости грунта;

h_0 – начальная высота образца грунта.

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

6.2. 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. 6.4). Тогда уравнение этой прямой будет иметь вид

$$e_i = e_0 - \text{tg } \alpha p_i, \quad (6.6)$$

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

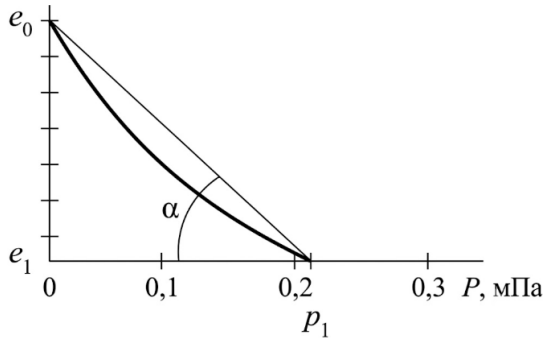


Рис. 6.4. Схема к определению выражения (6.6)

Назовем $a = \operatorname{tg} \alpha$ коэффициентом сжимаемости грунта. Тогда выражение (6.6) примет вид

$$e_i = e_0 - ap_i. \quad (6.7)$$

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

$$a = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}. \quad (6.8)$$

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

$$a_0 = \frac{a}{1 + e_0}. \quad (6.8')$$

Для выяснения физической сущности a_0 выполним некоторые преобразования. Из (6.7) имеем

$$e_0 - e_i = ap_i.$$

Из (6.5), соответственно, получим

$$e_0 - e_i = (1 + e_0) \frac{\Delta h_i}{h_0}.$$

Отсюда

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

и

$$\frac{a}{1 + e_0} = \frac{\Delta h_i}{h_0 p_i}. \quad (6.9)$$

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:

$$\Delta h_i = p_i h_0 a_0. \quad (6.10)$$

Продифференцируем уравнение (6.7), получим

$$de_i = -adp_i, \quad (6.11)$$

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:

$$e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1). \quad (6.12)$$

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

7. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ

7.1. 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. 7.1.

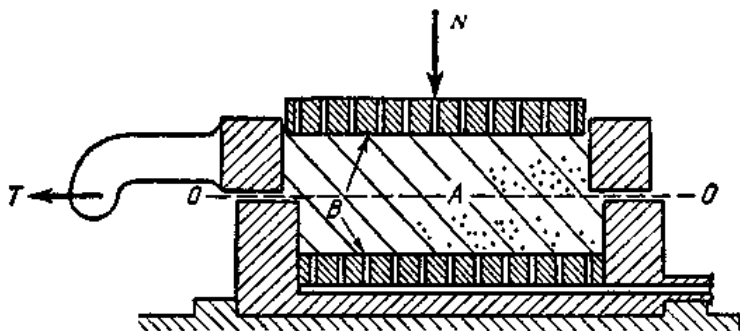


Рис. 7.1. Прибор испытания грунта на срез

При определенном вертикальном давлении на образец увеличивают ступенями 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. 7.2).

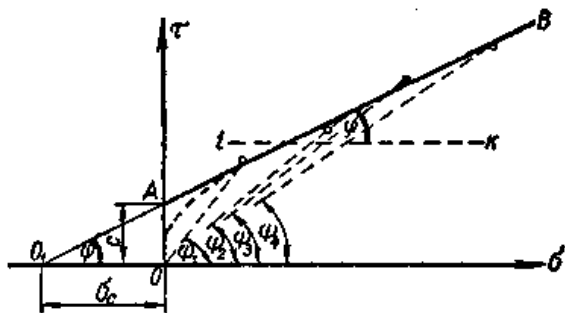


Рис. 7.2. Сдвиговая диаграмма: σ – нормальные напряжения; τ – касательные напряжения

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

$$\tau_i = \sigma_i \lg \varphi. \quad (7.1)$$

Угол φ называют углом внутреннего трения. $\lg \varphi = f_{\tau}$ называют коэффициентом внутреннего трения. Указанная зависимость для сыпучих грунтов установлена Кулоном в 1773 г. 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.

7.2. 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 получают следующие кривые (рис. 7.3).

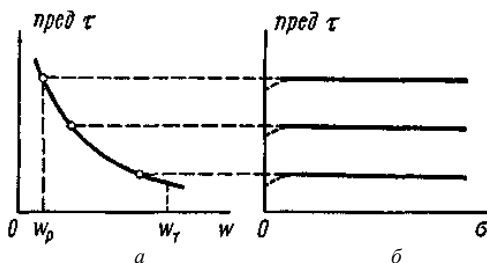


Рис. 7.3. Кривые сдвига неконсолидированных грунтов:
а – зависимость сопротивления грунта от влажности;
б – зависимость от вертикального давления

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. 7.4).

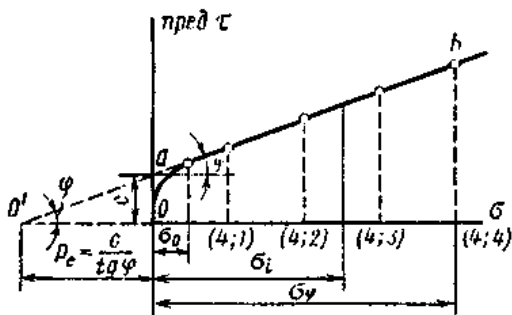


Рис. 7.4. Кривая сдвига консолидированного грунта

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 (см. разд. 6).

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:

$$\tau i = C + \operatorname{tg} \varphi \sigma i, \quad (7.2)$$

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.

7.3. 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. 7.5.

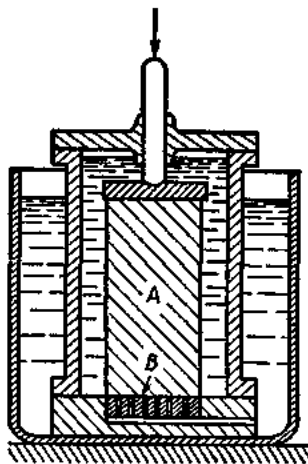


Рис. 7.5. Конструкция стабилометра

В результате испытания грунта получают при заданной величине бокового давления σ'_2 , σ''_2 , σ'''_2 разрушающее осевое давление σ'_1 , σ''_1 ,

σ'''_1 для каждого образца грунта. По этим давлениям при помощи кругов Мора получают диаграмму предельных напряжений сдвига (рис. 7.6).

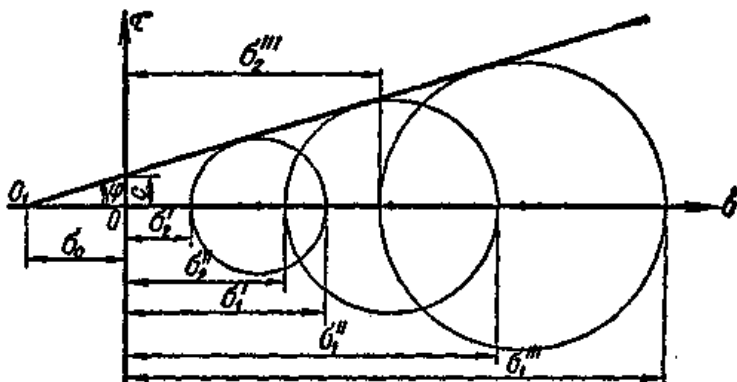


Рис. 7.6. Диаграмма сдвига, полученная на стабилометре

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

Кроме того, из результатов трехосного сжатия можно определить модуль общей (линейной) деформации E_0 и коэффициент относительной поперечной деформации μ_0 :

$$E_0 = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_z}, \quad (7.4)$$

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

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

$$\varepsilon_z = \frac{S_i}{h}, \quad (7.5)$$

где S_i – осадка i -й ступени нагрузки;

h – начальная высота образца.

$$\mu_0 = \frac{E_{\text{об}} - E_0}{2E_{\text{об}}}, \quad (7.6)$$

где $E_{об}$ – модуль объемной деформации.

$$E_{об} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\theta}, \quad (7.7)$$

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

$$\theta = \frac{\Delta V}{V}, \quad (7.8)$$

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

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 лопастная крыльчатка. Замеряется максимальный скручивающий момент. По моменту и размерам лопастей 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).

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. От-

сюда видно, что всего по трем площадкам, проведенным через одну точку, необходимо определить девять векторов напряжений (рис. 8.1).

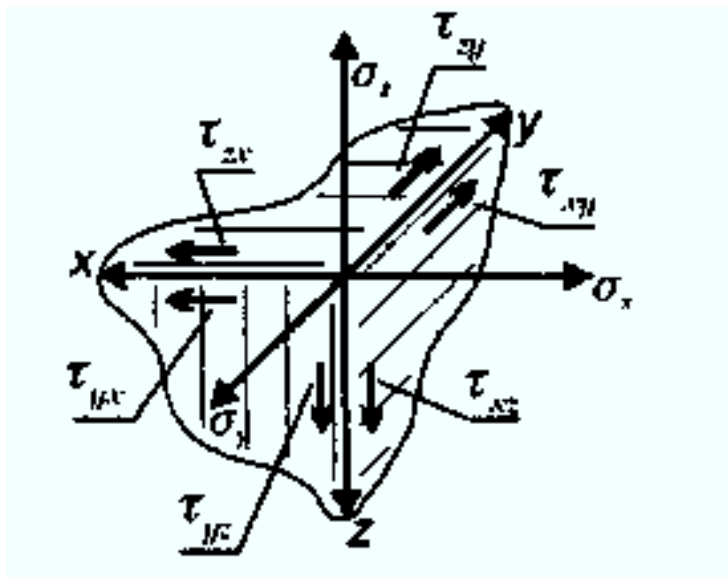


Рис. 8.1. Напряжения в точке грунтового массива

Легко доказать математически, что $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{zx} = \tau_{xz}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ (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).

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. 8.2.

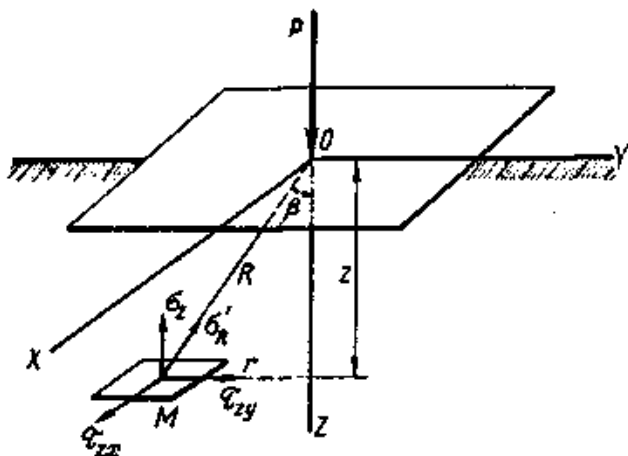


Рис. 8.2. Схема к определению σ_z

В результате математического расчета получим выражение

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

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

Приведенная формула широко применяется при расчете осадок фундаментов. В ней по r/z находят значение K .

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 8.3) используется физический принцип суперпозиций: действие суммы равно сумме действия. Тогда сжимающее напряжение в любой точке массива

для площадок, параллельных ограничивающей плоскости, находится простым суммированием:

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

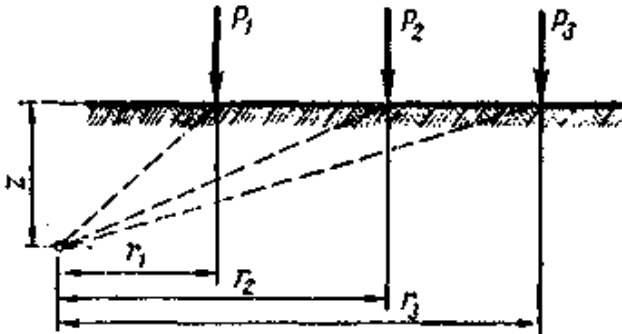


Рис. 8.3. Действие нескольких сосредоточенных сил

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 $K_0 = f(z/b, l/b)$ определяется по специальным таблицам.

Для центра нагрузки σ_z определяют по аналогичной формуле, но коэффициент K_0 увеличивают в 4 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 суперпози-

ции напряжение будет равно сумме напряжений от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

Рассмотрим три основных случая (рис. 8.4):

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

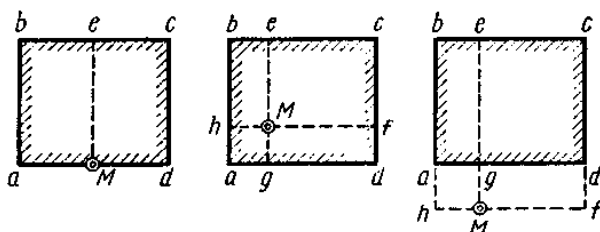


Рис. 8.4. Различное расположение расчетной вертикали

В первом случае расчет производят 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

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

8.4. Эпюры и изобары

Напряженная зона грунта изображается:

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

Эпюра – это кривая распределения сжимающих напряжений в точках линии, расположенной в грунтовом полупространстве определенным образом. Наиболее часто используют эпюры напряжений для точек вертикали и горизонтали (рис. 8.5).

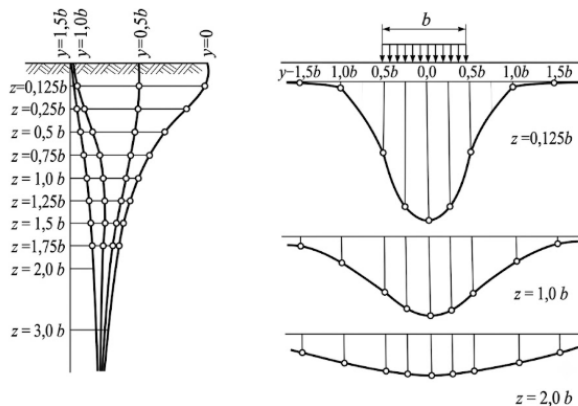


Рис. 8.5. Эпюры сжимающих напряжений

Изобара – это линия равных сжимающих напряжений, строящаяся на сечении грунтового полупространства (рис. 8.6).

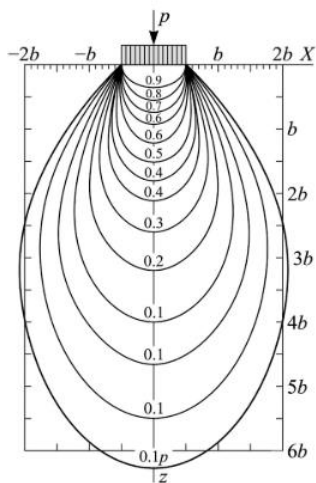


Рис. 8.6. Линии равных сжимающих напряжений

При прокладывании этих линий используются приведенные выше формулы (8.3)...(8.6).

9. ВИДЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ, ИХ ВЫБОР

9.1. 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. 9.1, 14.1):

- 1) глубина заложения (неглубокое заложение и глубокое);
- 2) жесткость конструкции фундамента (жесткие, гибкие);
- 3) способ передачи нагрузки на грунтовое основание (с плоской подошвой, свайные);
- 4) массивность (облегченные, массивные);
- 5) относительный размер площади, занимаемой фундаментом под сооружением (сплошной, полосовой, отдельный);
- 6) материал (железобетонные, бетонные, бутобетонные, каменные, деревянные, металлические);
- 7) способ изготовления (сборные, монолитные).

Указанные виды фундаментов обладают своими особенностями. Фундаменты неглубокого заложения имеют глубину 1,5...3,0 м (реже 5...6 м) или отношение глубины заложения к ширине фундамента менее 1,5...2,0. 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.

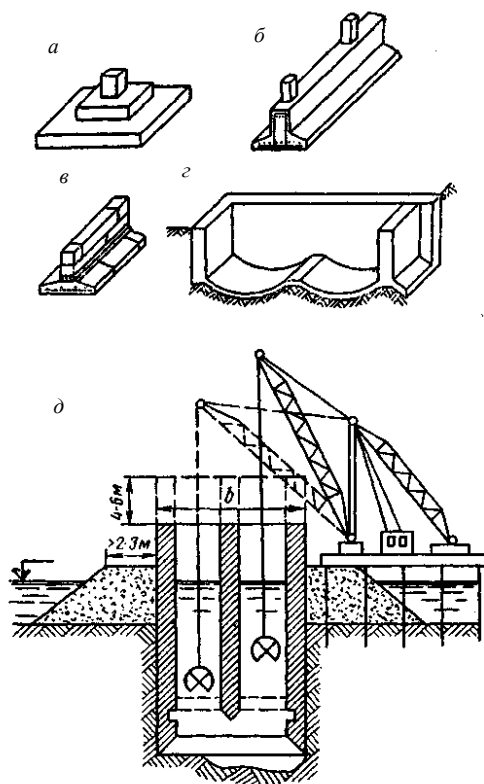


Рис. 9.1. Основные типы фундаментов: *а* – отдельный гибкий с плоской подошвой неглубокий; *б* – полосовой монолитный неглубокий; *в* – полосовой сборный неглубокий; *г* – сплошной неглубокий облегченный; *д* – глубокий (опускной колодец) массивный

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 водонепроницаемо-

го 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 конструкции 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. 9.2):

- 1) гравитационная вода находится на большой глубине;

- 2) гравитационная вода достигает котлована (или будущего фундамента);
- 3) гравитационная вода покрывает местность (акватория).

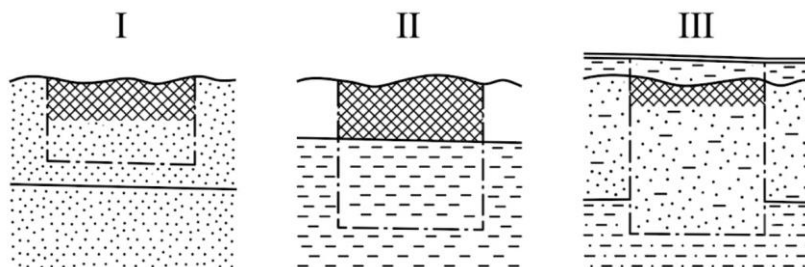


Рис. 9.2. Основные типы водных условий строительства фундамента

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

Прочными можно считать такие грунты основания, которые обеспечивают надежную эксплуатацию проектируемого сооружения, т. е. 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 несслежавшиеся 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. 9.3).

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

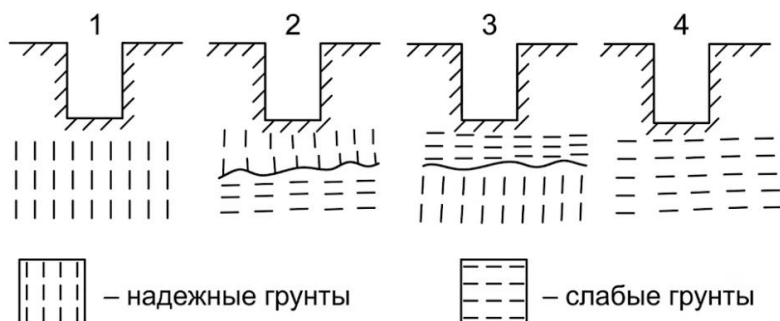


Рис. 9.3. Варианты геологического сложения основания

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 сваи-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 сваи-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 I – 4. Повышают отметку подошвы фундамента и приходят к I – 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 затапливания 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 грави-ем и затем каменной наброской.

10. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НЕГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

10.1. 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 производят 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.

10.2. Нагрузки и характеристики грунтов

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

$$P_d = P_n \cdot \gamma$$

где γ – коэффициент перегрузки.

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

Расчет по несущей способности производят 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 производят 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 отмоствах 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 срезу от давления, получаемые методом наименьших квадратов.

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

$$A_0 = \frac{A_0^H}{K_r}, \quad (10.1)$$

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

K_r – 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.

10.3. 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.

10.4. Расчет размеров фундамента по расчетному сопротивлению грунта

При центрально загруженном фундаменте площадь подошвы рассчитывается так, чтобы

$$\sigma_{cp} \leq R. \quad (10.2)$$

где σ_{cp} – среднее давление на уровне подошвы

R – расчетное сопротивление грунта.

Тогда $\sigma_{\text{ср}}$ можно определить как

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{N + G_{\text{ф}}}{A} = \frac{N}{A} + \frac{G_{\text{ф}}}{A},$$

где N – внешняя вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент;

$G_{\text{ф}}$ – собственный вес фундамента;

A – площадь подошвы фундамента.

Из размеров фундамента известно лишь d , поэтому выполним следующее

$$G_{\text{ф}} = Ad\gamma_{\text{оф}}\beta.$$

где $\gamma_{\text{оф}}$ – осредненный вес фундамента;

β – безразмерный коэффициент, учитывающий форму фундамента в плане.

Тогда

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{N}{A} + d\gamma_{\text{оф}}\beta,$$

откуда

$$A = \frac{N}{\sigma_{\text{ср}} - d\gamma_{\text{оф}}\beta}.$$

При $\sigma_{\text{ср}} = R$

$$A = \frac{N}{R - d\gamma_{\text{оф}}\beta}. \quad (10.3)$$

Значение R для первого приближения берут по таблицам R_0 в зависимости от наименования и состояния грунта. Затем, определив A , находят b и l из $A = bl$. Далее A уточняют, используя R , определенное по формуле

$$R = \frac{\gamma_{\text{с1}}\gamma_{\text{с2}}}{K} \left[M_y K_z b \gamma_{\text{II}} + M_g d_1 \gamma'_{\text{II}} + (M_g - 1) d_b \gamma' + M_c C_{\text{II}} \right], \quad (10.4)$$

где $\gamma_{\text{с1}}$, $\gamma_{\text{с2}}$ – 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 (определяют 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 фундаментов для бесподвальных зданий или приведенная глубина заложения внутренних или наружных фундаментов от пола подвала;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (10.5)$$

здесь 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 подпола (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 отсутствии 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:

$$\sigma_{\max} \leq 1,2R. \quad (10.6)$$

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

$$\sigma_{\max} = \frac{N + C_{\phi}}{A} + \frac{M_y}{W_y}, \quad (10.7)$$

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

W_y – момент сопротивления подошвы фундамента.

Переписав условие (10.6) в развернутом виде с использованием (10.4) и (10.7), можно его решить подбором, задаваясь b и l . Затем можно по b и l найти A . Если слагаемое M_v / W_v меньше 20 % от слагаемого $(N + G_{\phi}) / A$, то расчет можно произвести 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.

10.5. 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. 10.1).

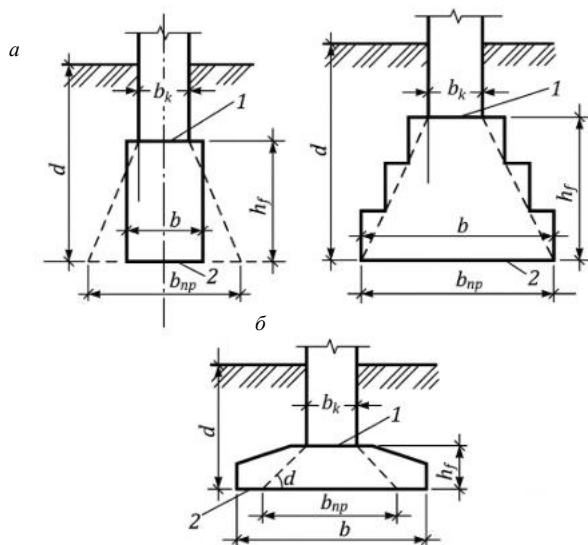


Рис. 10.1. Конструкция жестких (а) и гибких (б) фундаментов:
1 – обрез; 2 – подошва

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 $\lg \alpha = 0,67$.

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.

11. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

11.1. 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 м 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) производят в следующих случаях:

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

4) при сложении основания скальными грунтами.

$$F \leq \frac{\gamma_c F_H}{\gamma_H}, \quad (11.1)$$

3) плоский сдвиг.

The diagram shows a horizontal beam with a central load of magnitude P_{cp} distributed over a width a . The beam is supported by two curved structures, AB and A_1B_1 , which meet at a central point C . The beam is divided into segments by points D , A , A_1 , and D_1 . The angular dimensions are given as $\frac{3\pi}{4} + \frac{\gamma}{2}$ at D , $\frac{\pi}{4}$ at A , $\frac{\pi}{2}$ at C , $\frac{\pi}{4}$ at A_1 , and $\frac{\pi}{4} - \frac{\gamma}{2}$ at D_1 . A vertical force $\mathcal{E}$ is applied at point C . The beam is labeled with q on both sides.

59

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

$$F_{\text{н}} = b'l'[N_{\gamma}\xi_{\gamma}b'\gamma_1 + N_q\xi_q\gamma'_1d + N_c\xi_cC_1], \quad (11.2)$$

где b' и l' – приведенные ширина и длина прямоугольного фундамента, $b' = b - 2l_b$; $l' = l - 2l_1$, (l_b , l_1 – соответственно эксцентриситеты равнодействующей нагрузки, приложенной в направлении поперечной и продольной осей фундамента;

N_{γ} , N_q , 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_{γ} , ξ_q , ξ_c – коэффициенты формы подошвы фундамента: $\xi_{\gamma} = 1 - 0,25\eta$; $\xi_q = 1 + 1,5\eta$; $\xi_c = 1 + 0,3 / \eta$; ($\eta = l / b$, l и b – длина и ширина подошвы, при внецентренном действии нагрузки принимают $l = l'$, $b = b'$).

11.3. Несимметричная схема разрушения

Несимметричной 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 $M_{\text{сд}}$ с суммарным моментом удерживающих сил $M_{\text{уд}}$:

$$M_{\text{уд}} \geq K_{\text{г.с}} M_{\text{сд}}, \quad (11.3)$$

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

Схема разрушения изображена на рис. 11.2.

Центром вращения вначале задаются и для полученной кривой скольжения определяют моменты, в которых удерживание осуществляется силами трения и силами сцепления. Все остальные силы запи-

сывают в сдвигающие со знаками «плюс» или «минус» в зависимости от того, способствуют они сдвигу или препятствуют.

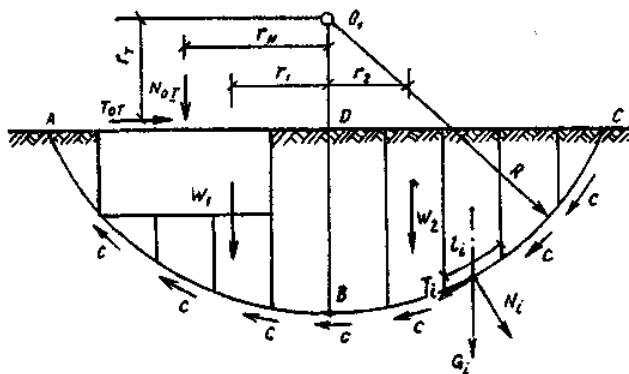


Рис. 11.2. Разрушение основания по цилиндрической поверхности

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.

11.4. Плоский сдвиг

Если на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки, то расчет производят по схеме плоского сдвига (рис. 11.3). Расчетной формулой является отношение суммы удерживающих $T_{уд}$ и сдвигающих $T_{сд}$ сил:

$$K_{п.с} = \frac{T_{уд}}{T_{сд}}, \quad (11.4)$$

где $K_{п.с}$ – коэффициент запаса, $K_{п.с} = 1,2$.

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.

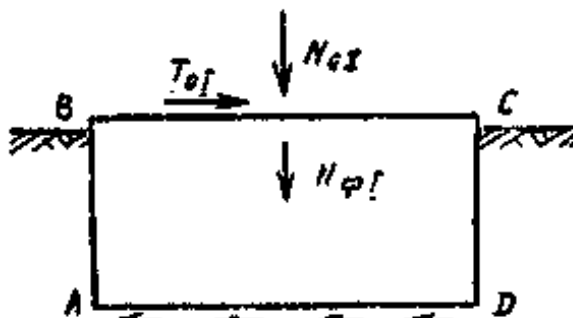


Рис. 11.3. Схема плоского сдвига

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.

12. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

12.1. Общие положения

Расчет по второму предельному состоянию обязателен, если основание нескальное. 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:

$$S < S_{пр}, \quad (12.1)$$

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

$S_{пр}$ – 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_{cp} ;
- 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).

12.2. 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 0,02 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.

12.3. 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. 12.1);

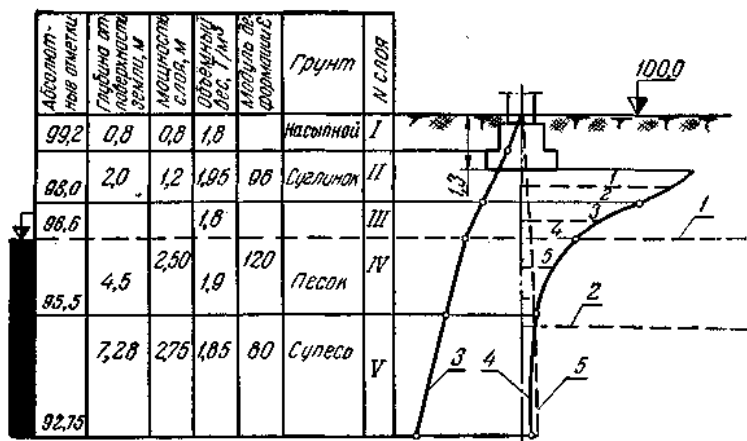


Рис. 12.1. Схема графоаналитического расчета осадок по методу послойного суммирования: 1 – уровень грунтовых вод;

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:

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{d_i} h_i a_{oi}, \quad (12.2)$$

где n – число слоев;

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

h_i – высота i -го слоя;

a_{oi} – приведенный коэффициент сжимаемости.

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

$$E_o = \frac{\beta}{a_o}, \quad (12.3)$$

где β принимают равным 0,8.

Тогда формула (12.2) будет иметь вид

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{d_i} h_i \frac{\beta}{E_{oi}}. \quad (12.4)$$

12.4. 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 состоит в следующем. Грунт основания условно принимают в виде слоя такой мощности h_3 , 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 h_3 его находят по формуле

$$h_3 = A \omega b, \quad (12.5)$$

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).

12.5. Осадка гидротехнических сооружений

Осадку гидротехнических сооружений 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, $\sigma_g \leq 0,5\sigma_b$. 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.

12.6. 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:

- 1) для фундамента *A* строят эпюры бытовых и дополнительных давлений и находят высоту активной зоны;
- 2) предполагая, что наиболее ошутимое напряжение в грунте передается под углом не более чем 45° , определяют, какие соседские фундаменты могут влиять;
- 3) если влияние установлено, то строят эпюру по той же вертикали фундамента *A*, но от действия соседнего фундамента *B*, используя метод угловых точек;
- 4) 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. 12.2).

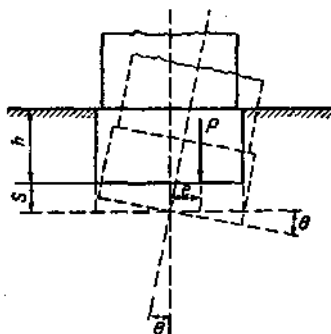


Рис. 12.2. Схема к расчету крена фундамента

Крен продольной оси прямоугольного фундамента при линейно деформируемом пространстве определяют как

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{0\text{ср}}} K_1 \frac{Pl_1}{(l/2)^3}. \quad (12.6)$$

Крен поперечной оси рассчитывают как

$$\operatorname{tg} \theta_2 = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{0\text{ср}}} K_2 \frac{Pl_2}{(l/2)^3}. \quad (12.7)$$

Крен круглого фундамента находят как

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{0\text{ср}}} K_3 \frac{3Pl}{4r^2}. \quad (12.8)$$

В приведенных трех формулах:

$E_{\text{ср}}, \mu_{\text{ср}}$ – средний модуль деформаций и коэффициент Пуассона для сжимаемой толщи соответственно;

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

P – суммарное вертикальное усилие;

l, b – длина и ширина фундамента;

l_1, l_2 – эксцентриситеты относительно продольной и поперечной осей.

12.8. 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

$$S_i = S \left(1 - \frac{8}{\pi} e^{-\xi t} \right), \quad (12.9)$$

где S_i – полная осадка;

e – основание логарифма;

t – время;

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

здесь K_{ϕ} – коэффициент фильтрации грунта;

e_0 – коэффициент пористости;

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

a – коэффициент сжимаемости;

γ_b – удельный вес воды;

h – толщина сжимаемого слоя.

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

$$S_i = S(l - e - p_t), \quad (12.10)$$

где S – конечная осадка;

l – число Эйлера;

e – основание логарифма;

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

12.9. 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:

$$\sigma_{\text{бп}} + \sigma_{\text{дп}} \leq R_{\text{сп}}, \quad (12.11)$$

где $\sigma_{\text{бп}}$ – бытовое давление на глубине Π кровли слабого слоя;

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

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

b_y – ширина подошвы условного фундамента;

Π – глубина подошвы условного фундамента.

При этом b_y определяют по формуле

$$b_y = -A_y + \sqrt{A_y^2 + F_y}; \quad (12.12)$$

$$A_y = \frac{l - b}{2}; \quad (12.13)$$

$$F_y = A \frac{\sigma_d}{\sigma_{\Pi}}, \quad (12.14)$$

где A_v – полуразность длины и ширины реального фундамента;
 F_y – отношение нагрузки к расчетному сопротивлению;
 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 (12.11) размеры фундамента увеличивают, или устраивают искусственное основание, либо используют другие мероприятия (разд. 9).

13. ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ

13.1. 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

$$S_{из} = S - S_d, \quad (13.1)$$

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

$$\sigma_b H_b + \sigma_d H_b \leq R H_b, \quad (13.2)$$

где $\sigma_b H_b$ – давление на уровне подошвы искусственного основания от его веса;

$\sigma_d H_b$ – дополнительное давление на уровне подошвы искусственного основания от действия сооружения;

$R H_b$ – расчетное допустимое давление на слабый грунт на уровне подошвы искусственного основания.

Высоту искусственного основания принимают равной такой величине, чтобы было выдержано условие (13.2). При этом физические и физико-механические свойства искусственного основания задаются проектно с учетом вида грунта и возможных изменений его свойств при устройстве искусственного основания.

13.2. 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 $40...45^\circ$. 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 $40...45^\circ$, 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 (13.1) и (13.2).

Откосы котлована назначают предельно крутыми для минимизации объемов земляных работ. Значения предельных углов откоса котлова-

нов 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.

13.3. 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...2,0 см, песчаного до 0,5...1,0 см. Для лучшего уплотнения грунт должен иметь определенную влажность. Так, песчаные грунты должны иметь плотность $G = 0,7$; глинистые влажность – $W = W_p + W_p \cdot 2 \%$. При большой влажности грунта и при прилипании 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 заключается в быстрой изнашиваемости подъемного оборудования.

13.4. Глубинное уплотнение

Глубинное уплотнение осуществляют 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 плотности $G \approx 0,7$. В результате уплотнения грунта его поверхность опускается, а прочность грунта увеличивается примерно в 2 раза.

13.5. 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 инъектора, а при подъ-

еме нагнетают хлористый кальций. Двухрастворный способ применяют для песков с $K_{\phi} = 2 \dots 80$ м/сут. При этом достигается прочность $R = 1,5 \dots 3,0$ МПа.

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

Глубина закрепления химическим способом может быть более 20 м при радиусе действия за одно погружение 0,5...1,0 м.

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

13.6. Электрохимическое укрепление

Грунты, обладающие малой водопроницаемостью, т. е. глинистые ($K_{\phi} < 0,01$ 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 электрохимического укрепления; чем менее эффективна обычная откачка, 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 2 сут. При этом коэффициент фильтрации суглинков может увеличиться в 10 раз и более, а глины 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 м^3 грунта требует около $40 \text{ кВт} \cdot \text{ч}$ 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 ($R = 1,0 \dots 1,2$ МПа), появлением водостойкости, утрачиванием набухаемости или просадочности, повышением водопроницаемости.

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

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

13.8. Закрепление смолами

Способ закрепления смолами 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 инъекторы давлением $0,1 \dots 0,3$ МПа в грунты с $K_f = 0,5 \dots 1,0$ м/сут.

Чтобы смола затвердевала, ее смешивают с коагулянтном – 5%-ным раствором соляной кислоты непосредственно перед инъекцией в соотношении 1:20. Отверждение начинается через $2 \dots 4$ ч. Грунт вокруг погруженного инъектора закрепляется в радиусе до 1 м. При щелочности грунта его сначала промывают 3%-ной соляной кислотой. Прочность, достигаемая при этом способе, равна $2 \dots 3$ МПа.

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

13.9. 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 $0,005 \dots 2,000$ 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 составляет 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 коагулируют пустоты в грунте. Вода при этом из раствора отводится за счет большого избыточного давления в скважине.

14. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

14.1. 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, занима-

емая фундаментом, захватывает все сооружение. К свайному полю относят и систему одиночных свай, свайных кустов и ленточных фундаментов под данным сооружением (рис. 14.1).

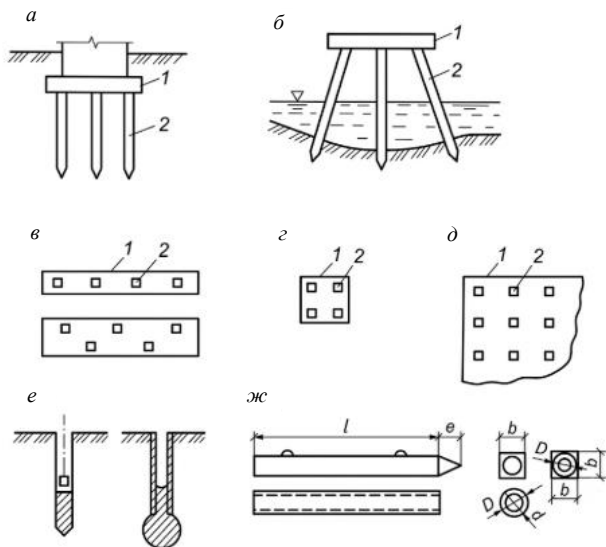


Рис. 14.1. Типы свайных фундаментов и свай: *а* – фундаменты с низким ростверком; *б* – фундамент с высоким ростверком; *в* – ленточные фундаменты; *г* – свайный куст; *д* – свайное поле; *е* – набивные сваи; *ж* – железобетонные сваи; 1 – ростверк; 2 – свая

14.2. 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 (рис. 14.1). 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 насто-

ящее 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: $0,2 \times 0,2$ м и более до $0,4 \times 0,4$ м. Длина их составляет 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.

Применяются сваи повышенной несущей способности: ромбовидные, пирамидальные, булавовидные (рис. 14.2), с крестовым, прямоугольным, двутавровым и треугольным поперечными сечениями.

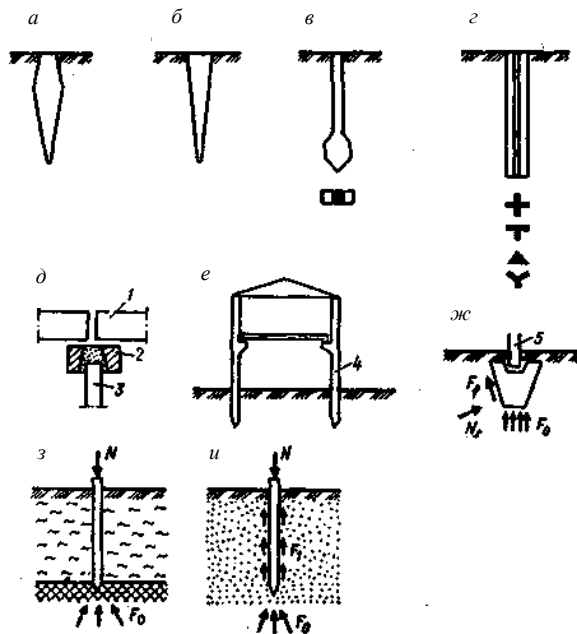


Рис. 14.2. Конструкции свай: а – ромбовидные; б – пирамидальные; в – булавовидные; г – крестообразного, таврового, треугольного и трехлопастного сечений; д – безростверковый фундамент; е – сваи-колонны; жс – забивные пирамидальные блоки; з – свая-стойка; и – висячая свая; 1 – поддерживаемая конструкция; 2 – железобетонный оголовок; 3 – свая; 4 – свая-колонна; 5 – колонна

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 составляет 1,5...2,0 м. Применяют и другие конструктивные формы свай.

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 свай.

14.3. 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

$$N < F_d / \gamma_k, \quad (14.1)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю;

F_d – 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

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (14.2)$$

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

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 не-выветрелый грунт;

A – площадь опирания сваи о грунт.

$$R = (R_{\text{сн}} / \gamma_q) / (l_d / d_c + 1,5), \quad (14.3)$$

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

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

l_d – расчетная глубина заделки сваи в грунт;

d_c – наружный диаметр сваи.

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

В практическом методе используют формулу

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{\text{ср}} R A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{\text{сф}} \int_i h_i \right), \quad (14.4)$$

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

$\gamma_{\text{ср}}$ и $\gamma_{\text{сф}}$ – 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 свайей;

h_i – высота i -го слоя грунта.

Характеристики, входящие в формулу (14.4), 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» свай. За период «отдыха» около сваи происходит перераспределение напряжений в грунте.

Предельное нормативное сопротивление свай при забивке и вибропогружении F_{un} находят из выражения

$$F_{un} = \frac{\eta A M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 E_d}{\eta A S_a} \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_1 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right], \quad (14.5)$$

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_d – расчетный отказ (осадка от одного удара или работы вибропогружателя в течение 1 мин);

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

ϵ – коэффициент восстановления удара.

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. 14.3).

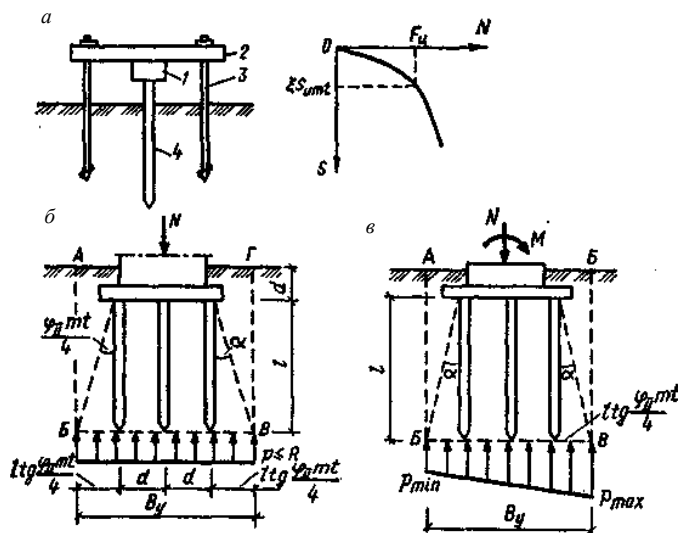


Рис. 14.3. Схема испытаний сваи статической нагрузкой и расчетные схемы свайных фундаментов: а – схема испытаний и график зависимости осадки сваи от нагрузки; б – схема к расчету свайных фундаментов при центральной нагрузке; в – схема для внецентренного действия нагрузок; 1 – домкрат; 2 – упорная балка; 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 S , полученной по формуле

$$S = \xi S_{\text{нп } l}, \quad (14.6)$$

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

$S_{\text{нп } l}$ – предельное значение осадки свайного фундамента проектируемого здания, установленное нормами.

Если осадка, вычисленная по формуле (14.6), будет больше 4 см, то за $F_{\text{нп}}$ принимают нагрузку, соответствующую осадке 4 см. Несущую способность сваи по результатам динамических испытаний и испытаний статической нагрузкой определяют из выражения

$$F_d = \gamma_c F_{\text{нп}} / \gamma_q, \quad (14.7)$$

где γ_c – коэффициент условий работы;

$F_{\text{нп}}$ – нормативное значение предельного сопротивления сваи;

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

14.4. 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 n определяют по формуле

$$n = \frac{\gamma_k N_1}{F_d - a^2 d \gamma_{\text{ср } 1}}, \quad (14.8)$$

где γ_k и F_d – то же, что и в формуле (14.1);

N_1 – расчетная нагрузка от сооружения;

a – шаг свай;

d – глубина заложения подошвы ростверка;

$\gamma_{cp\ 1} = 0,02 \text{ МН/м}^3$ – 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 $3...6d_c$ (d_c – ширина квадратной сваи или диаметр круглой); а минимальное расстояние между осями свай-стоек – $1,5d_c$. Расстояние от внешней стороны сваи до края ростверка при однорядном расположении свай должно быть не менее $0,2d_c + 5 \text{ см}$, двух- и трехрядном – $0,3d_c + 5 \text{ см}$, большем числе рядов – $0,4d_c + 5 \text{ см}$.

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

$$h = \frac{d_c}{2} + 0,5 \sqrt{d_c^2 + \frac{N_1}{R_{b\ 1}}}, \quad (14.9)$$

где d_c – ширина или диаметр сваи или поддерживаемой конструкции;

N_1 – расчетное усилие;

$R_{b\ 1}$ – сопротивление бетона осевому растяжению.

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

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

$$N = \frac{N_1 + N_{p\ 1} + N_{гр\ 1}}{n}; \quad (14.10)$$

при внецентренной –

$$N = \frac{N_1 + N_{p\ 1} + N_{гр\ 1}}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum_{i=1}^n x_i^2}, \quad (14.11)$$

где N_1 , $N_{p\ 1}$, $N_{гр\ 1}$ – нагрузка соответственно от веса сооружения, ростверка 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 фундамента.

Фундамент считается запроектированным верно, если полученное значение N отвечает условию (14.1).

При расчетах фундамента из свай трения по второй группе предельных состояний его условно заменяют массивным жестким фундаментом. Границы этого условного фундамента АБВГ (см. рис. 14.3) определяются размерами ростверка, свай и некоторым объемом окружающего грунта. Этот объем обусловлен предположением, что давление от крайней сваи передается на грунт под углом α . Считается, что давление на грунт передается подошвой этого условного фундамента (плоскость БВ). При центральной внешней нагрузке напряжения под подошвой этого фундамента P не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания:

$$P = \frac{N_{\Pi} + N_{p \Pi} + N_{св \Pi} + N_{гр \Pi}}{A_y} \leq R, \quad (14.12)$$

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

$N_{p \Pi}, N_{св \Pi}, N_{гр \Pi}$ – 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:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_{\Pi} + N_{p \Pi} + N_{св \Pi} + N_{гр \Pi}}{A_y} \pm \frac{M_{\Pi}}{W_y}, \quad (14.13)$$

где M_{Π} – 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 $P_{\min} \geq 0, P \leq R$.

Определение осадки условного фундамента производится методами, описанными в разд. 12.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Шведовский, П. В. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие / П. В. Шведовский, П. С. Пойта, Д. Н. Клебанюк. – Москва; Вологда: Инфра-Инженерия, 2022. – 676 с.
2. Кумачев, В. И. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие / В. И. Кумачев. – Минск: ООО «Красико-принт», 2007. – 87 с.
3. Ухов, С. В. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие / С. В. Ухов. – Москва: Высш. школа, 2004. – 566 с.
4. Берлинов, М. В. Расчет оснований и фундаментов: учеб. пособие / М. В. Берлинов. – Москва: Высш. школа, 2000. – 319 с.
5. Кумачев, В. И. Механика грунтов, основания и фундаменты: метод. указания / В. И. Кумачев, А. В. Дубина, А. Н. Медведников. – Горки: БГСХА, 2022. – 60 с.
6. Дубина, А. В. Механика грунтов, основания и фундаменты: метод. указания / А. В. Дубина, С. М. Курчевский. – Горки: БГСХА, 2022. – 48 с.
7. Фундаменты плитные. Правила проектирования = Падмуркі плітныя. Правілы праектавання: ТКП 45-5.01-67-2007. – Введ. 02.04.2007. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2007. – 140 с.
8. Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений = Агульныя палажэнні па праектаванні асноў і фундаментаў будынкаў і збудаванняў: СП 5.01.01-2023. – Введ. 27.02.2023. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2023. – 150 с.
9. Пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных свай: ПН-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 08.11.2000. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2000. – 72 с.
10. Строительство. Основания и фундаменты. Термины и определения = Будаўніцтва. Асновы і падмуркі. Тэрміны і азначэнні: СТБ 1648-2006. – Введ. 20.04.2006. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2006. – 49 с.
11. Грунты. Классификация = Грунты. Класіфікацыя: СТБ 943-2007. – Введ. 18.07.07. – Минск: Госстандарт, 2007. – 20 с.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	4
1.1. Значение дисциплины.....	4
1.2. Структура дисциплины.....	5
1.3. Основные понятия.....	5
1.4. Виды грунтов.....	7
2. СОСТАВ И СТРОЕНИЕ ГРУНТА.....	8
2.1. Состав грунта.....	8
2.2. Характеристика твердых частиц.....	8
2.3. Виды воды в грунте.....	9
2.4. Газ в грунте.....	11
2.5. Строение грунта.....	11
3. ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА И ИХ ПОКАЗАТЕЛИ.....	12
3.1. Основные свойства грунтов.....	12
3.2. Показатели свойств.....	12
3.3. Расчетные формулы для определения показателей.....	16
4. ОСОБЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	19
4.1. Пластичность.....	19
4.2. Набухаемость.....	20
4.3. Усадочность.....	21
4.4. Размягчаемость.....	22
4.5. Размокаемость.....	22
4.6. Тиксотропность.....	23
4.7. Плывуность.....	24
4.8. Просадочность.....	24
4.9. Пучинистость.....	25
5. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ГРУНТОВ.....	25
5.1. Фильтрационные зависимости.....	25
5.2. Определение фильтрационных характеристик песчаных грунтов.....	27
5.3. Особенности изучения глинистых грунтов.....	27
6. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ.....	28
6.1. Компрессионные испытания.....	28
6.2. Коэффициент сжимаемости грунта.....	30
7. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ.....	33
7.1. Испытания грунтов на плоский сдвиг.....	33
7.2. Особенности испытаний водонасыщенных глинистых грунтов.....	35
7.3. Сдвиг в условиях трехосного сжатия.....	37
7.4. Полевые испытания грунтов.....	39
8. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ.....	40
8.1. Напряженное состояние грунта.....	40
8.2. Напряжения при сосредоточенной и распределенной нагрузках.....	42
8.3. Метод угловых точек.....	43
8.4. Эпюры и изобары.....	44
9. ВИДЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ, ИХ ВЫБОР.....	46
9.1. Виды оснований и фундаментов.....	46
9.2. Условия строительства и варианты оснований и фундаментов.....	48

10. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НЕГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	52
10.1. Две группы предельных состояний	52
10.2. Нагрузки и характеристики грунтов	52
10.3. Глубина заложения фундамента	54
10.4. Расчет размеров фундамента по расчетному сопротивлению грунта	54
10.5. Жесткость фундамента	57
11. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ	58
11.1. Общие положения	58
11.2. Симметричная схема разрушения	59
11.3. Несимметричная схема разрушения	60
11.4. Плоский сдвиг	61
12. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ	62
12.1. Общие положения	62
12.2. Определение границы активной зоны	63
12.3. Метод послойного суммирования	64
12.4. Метод эквивалентного слоя	65
12.5. Осадка гидротехнических сооружений	66
12.6. Взаимное влияние фундаментов	66
12.7. Расчет крена фундамента	67
12.8. Изменение осадки во времени	68
12.9. Проверка слабого слоя грунта	69
13. ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ	70
13.1. Определение размеров искусственного основания	70
13.2. Замена грунтов	71
13.3. Поверхностное уплотнение	72
13.4. Глубинное уплотнение	73
13.5. Химическое закрепление	73
13.6. Электрохимическое укрепление	74
13.7. Термическое укрепление	75
13.8. Закрепление смолами	75
13.9. Цементация, битумизация, глинизация грунтов	75
14. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ	76
14.1. Общие положения	76
14.2. Типы и конструкции свай	77
14.3. Несущая способность свай	79
14.4. Проектирование свайных фундаментов	82
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	85

Учебное издание

Кумачев Владимир Иванович

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Учебно-методическое пособие

Редактор *О. Н. Минакова*

Технический редактор *Н. Л. Якубовская*

Компьютерный набор и верстка *Е. В. Табанюховой*

Подписано в печать 03.08.2026. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.

Печать цифровая. Усл. печ. л. 5,11. Уч.-изд. л. 4,38.

Тираж 40 экз. Заказ .

Белорусская государственная сельскохозяйственная академия.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя,
распространителя печатных изданий № 1/52 от 09.10.2013.

Ул. Мичурина, 13, 213407, г. Горки.

Отпечатано в Белорусской государственной сельскохозяйственной академии.

Ул. Мичурина, 5, 213407, г. Горки.