

Рецензенты:

М.М. Дубина – доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедрой "Механика грунтов, оснований и фундаментов"
Тюменской государственной архитектурно-строительной академии;
В.А. Ехлаков – главный геолог ОАО "Ивановогеология"

УДК 624.13(075.8)

Алоян Р. М., Мазаник В. Н.

Механика грунтов: Учеб. пособие / Иван. гос. архит.-стронт. акад. —
Иваново, 2003. — 87 с.
ISBN 5-88015-171-9

В учебном пособии изложены теоретические основы дисциплины федерального компонента ГОС ВПО "Механика грунтов". Представлены программа, задания к контрольной работе, примеры и методика решения задач.

Пособие рекомендуется студентам, обучающимся по направлению 653500 "Строительство", а также аспирантам, преподавателям и специалистам-строителям.

ISBN 5-88015-171-9

© ГОУВПО "ИГАСА", 2003 г.
© Р. М. Алоян, В. Н. Мазаник, 2003 г.



ВВЕДЕНИЕ

Грунт – это горные породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную и многообразную геологическую систему и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека. В таком представлении грунты используются в различных сферах занятости человека: почвоведении, инженерной геологии, строительстве и, в частности, фундаментастроении, промышленности строительных материалов и др.

Механика грунтов с ее теоретической и экспериментальной базами представляет собой во многих отношениях достаточно сложную для изучения дисциплину.

За длительное время существования грунтов происходило многократное изменение их свойств как следствие изменения геодинамической обстановки: переотложение грунтов, уплотнение под действием собственного веса новых покровных отложений, разуплотнение при эрозии и т.п.

Поэтому изучение свойств грунтов по сравнению с другими строительными материалами гораздо более сложно. Грунты, как правило, представляют собой трехфазную систему: в их состав входят твердое вещество, вода и воздух. Поведение грунтов под нагрузкой зависит от свойства и относительного содержания каждого из компонентов в общем объеме грунта.

Трудности оценки грунтов как основания сооружений в условиях их естественного ненарушенного залегания возникают из-за их неоднородности в связи с изменением условий их формирования. Поэтому далеко не всегда возможно получить достоверные показатели строительных свойств в мощной их толще на основании испытаний незначительного числа образцов.

Для оценки поведения грунтового массива под воздействием нагрузок от возводимых инженерных объектов необходимо знать физико-механические свойства грунтов, слагающих данный массив. Эти свойства получают на основе лабораторных или натурных испытаний грунтов с дальнейшей интерпретацией, учитывающей геологическое строение грунта.

Механика грунтов – это теория естественных грунтовых оснований. Роль механики грунтов как инженерной науки огромна. Без знания основ механики грунтов не представляется возможным правильно проектировать основания и фундаменты современных инженерных объектов.

Применение закономерностей механики грунтов позволяет более полно использовать несущую способность грунтов, достаточно точно учитывать деформации грунтовых оснований под действием внешней нагрузки от сооружений, что, в свою очередь, обуславливает принятие не только наиболее безопасных, но и наиболее экономичных решений.

Общие методические указания

Основная цель настоящего учебного пособия состоит в оказании помощи студентам в изучении курса "Механика грунтов".

При изучении курса "Механика грунтов" студентам необходимо:

1. Изучить физические и механические свойства грунтов как оснований зданий и сооружений.
2. Познать основные закономерности механики грунтов как дисперсных тел и научиться определять напряжения, развиваемые в грунтах под действием внешних сил, и вызываемые ими деформации.
3. Оценивать потери устойчивости грунтов под действием внешних нагрузок.

РАЗДЕЛ 1

МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ К ИЗУЧЕНИЮ КУРСА

Тема 1. Введение

Предмет, задачи и содержание курса "Механика грунтов" как учебной дисциплины, связь механики грунтов с другими дисциплинами учебного плана.

Задачи и значение механики грунтов в строительстве. Становление механики грунтов и роль отечественных ученых.

Вопросы, поставленные в данной теме, достаточно подробно освещены в литературе. При проработке материала необходимо усвоить основные понятия и термины дисциплины, обратить особое внимание на особенности данной дисциплины и на взаимосвязь ее с другими строительными дисциплинами; отметить роль и значение отечественных и зарубежных ученых в становлении и развитии механики грунтов.

Библиографический список: [1; 2].

Тема 2. Происхождение, состав и строение грунтов

Происхождение, структура, текстура грунтов, структурные связи. Грунт – многокомпонентная система. Твердые компоненты грунтов: минеральный и гранулометрический (зерновой) состав; вода и газы в грунтах. Водопроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации, коэффициент фильтрации, понятие о начальном градиенте.

Библиографический список: [1: 1.1-1.3; 2.2]; [2: 1.1-1.4; 2.1-2.4; 4.1-4.8]; [3: 1.1-1.2; 2.1-2.3].

Указания по изучению темы

При изучении этой темы студент должен освоить основные компоненты грунтов: минеральные частицы (скелет) – твердая фаза; вода – жидкая фаза; воздух, газ – газообразная фаза.

Следует помнить, что различное количественное соотношение этих компонентов, а также структурные связи (химические, молекулярные, электростатические и др.) определяют строительные свойства грунтов.

Надлежит изучить виды и свойства воды в грунтах. Понимание роли воды в грунте позволяет уяснить вопросы связности, консистенции, взвешивающего действия воды на способность грунтов фильтровать воду, на скелет грунта.

Водопроницаемость грунтов является одной из особенностей грунтов как дисперсных пористых тел. Фильтрация в грунтах зависит от пористости грунтов, а для тугопластичных, полутвердых глинистых

грунтов – и наличия начального градиента напора, лишь преодолев который, начинается движение воды.

Если линии движения воды в потоке не пересекаются друг с другом, то такое движение воды называется ламинарным. Движение воды в песках и глинистых грунтах рассматривается как ламинарное.

Движение воды в грунте будет происходить с тем большей скоростью, чем больше гидравлический градиент – уклон поверхности уровня грунтовых вод.

При изучении данного вопроса следует усвоить взаимосвязь скорости движения воды в грунте и гидравлического градиента, понятие, смысл и влияние начального градиента на скорость фильтрации глинистых грунтов.

Вопросы для самостоятельной работы

1. Что понимается под термином "грунт"?
2. Из каких частей состоит грунт?
3. Какими структурными связями обладают грунты?
4. Как влияет наличие органического вещества в грунтах на их свойства?
5. Что понимается под гранулометрическим составом грунта?
6. Какие существуют методы определения гранулометрического состава грунта?
7. Какие существуют виды воды в грунте?
8. В каких состояниях могут находиться газообразные включения в грунте?
9. Что такое водопроницаемость грунтов?
10. От чего зависит скорость фильтрации воды в грунте?

Тема 3. Показатели физического состояния и свойств грунтов. Классификация грунтов

Понятие о физических характеристиках грунтов. Исходные физические характеристики грунтов. Производные (расчетные) физические характеристики. Консистенция и характерные влажности глинистых грунтов. Связность, липкость, набухание и усадка грунтов. Таксономические единицы, выделяемые по группам признаков грунтов, при классификации грунтов: классы, группы, подгруппы, типы, виды, разновидности грунтов.

Библиографический список: [1: 1.4]; [2: 3.1-3.4]; [3: 3.1-3.5; 4.1; 4.2].

Указания по изучению темы

При изучении данной темы необходимо усвоить основные физические характеристики грунтов, определяемые опытным путем (исходные физические характеристики), и производные характеристики, получаемые расчетным путем. По физическим свойствам грунтов можно косвенно судить об их несущей способности, прочности, деформируемости и устойчивости в основаниях инженерных сооружений.

Следует обратить внимание на характерные влажности глинистых грунтов и их влияние на свойства грунтов.

Основными свойствами грунтов, определяющими взаимосвязи твердых частиц с водой, являются липкость, связность, водоотдача, набухание и усадка, размокаемость, растворимость и размягчаемость, а также тиксотропные и пльвинные свойства грунта.

Классификация грунтов применяется для отнесения их к той или иной категории, чтобы предусмотреть в самых общих чертах поведение грунтов при возведении на них сооружений и выбрать нормативные давления на грунтовые основания.

К классификационным показателям грунтов относят вещественный состав (зерновой и минеральный), влажность, газосодержание и характеристики физического состояния (плотность для песков и консистенцию для глинистых грунтов).

Вопросы для самостоятельной работы

1. Какие физические характеристики грунтов относятся к исходным и производным (расчетным)?
2. Что такое консистенция глинистых грунтов и как грунты подразделяются по консистенции?
3. Какие характерные влажности присущи глинистым грунтам?
4. Как классифицируются пески и глинистые грунты?

Тема 4. Механические свойства грунтов

Показатели механических свойств грунтов. Основные закономерности грунтов. Коэффициенты бокового расширения ν и бокового давления ξ . Связь между ними. Сопротивление грунтов сжатию (компрессионная зависимость). Показатели сжимаемости (уплотнения). Модуль деформации. Сопротивление грунтов сдвигу. Закон Кулона для песков и глинистых (связных) грунтов. Испытание грунтов на сдвиг при одноосном и трехосном сжатии.

Библиографический список: [1: 2.1; 2.3; 2.4]; [2: 6.1-6.4; 7.1-7.4]; [3: 5.1-5.4].

Указания по изучению темы

Изучая эту тему, студент должен усвоить, что грунты в природном состоянии являются как дисперсными, раздробленными с водноколлоидными и механическими структурными связями, так и монолитными скальными с жесткими структурными связями. Под действием внешней нагрузки, передаваемой сооружением на грунты, последние подчиняются закономерностям, присущим как твердым телам, так и дисперсным. Эти закономерности называются основными закономерностями механики грунтов. К ним относят: сжимаемость, обусловленную изменением пористости и, следовательно, общего объема под действием внешней нагрузки; водопроницаемость, обусловленную скоростью фильтрации воды в грунте; контактную сопротивляемость сдвигу, обусловленную внутренним трением в песках, трением и сцеплением в глинистых грунтах; структурную деформируемость, зависящую от сопротивляемости и податливости структурных связей и деформируемости отдельных компонентов, образующих грунт.

Студент должен усвоить показатели сжимаемости и прочности грунтов, характеризующие их деформируемость и сопротивление сдвигу; методы и принципы исследования механических свойств грунтов для строительных целей в лабораторных и полевых условиях.

Полезно научиться анализировать различные зависимости, получаемые в результате испытаний, уметь установить величины, характеризующие механические свойства грунтов, а также знать назначение и использование различных характеристик грунтов при проектировании оснований и фундаментов.

Вопросы для самостоятельной работы

1. Сформулируйте основные закономерности механики грунтов.
2. Что выражают коэффициенты бокового расширения и бокового давления? Какова связь между ними?
3. Как проводят компрессионные испытания грунтов? Как вычисляются показатели сжимаемости грунтов?
4. Что такое предельное сопротивление грунтов сдвигу?
5. Как проводят испытание грунтов на сдвиг методом прямого среза?
6. Сформулируйте закон Кулона для песков и глинистых грунтов.
7. Приведите другие методы определения показателей сопротивления грунтов сдвигу.

Тема 5. Определение напряжений в грунтовой толще

Распределение напряжений в грунтовой толще от действия различных нагрузок: сосредоточенной силы, местной равномерно распределенной нагрузки, равномерно распределенной полосовой нагрузки, собственного веса грунта. Распределение давления по подошве сооружений, опирающихся на грунт (контактная задача); действие треугольной нагрузки; нагрузки, меняющиеся по закону прямой.

Библиографический список: [1: 3.1-3.3]; [2: 9.1-9.5]; [3: 6.1-6.1.8].

Указания по изучению темы

Изучая данную тему, необходимо представлять, что методы определения напряжений в грунтах основаны на выводах теории упругости (линейно деформируемых тел). Для определения напряжений по этой теории справедливы уравнения и зависимости теории упругости, базирующиеся на линейной зависимости между напряжениями и деформациями в упругой стадии (закон Гука). Однако для дисперсных грунтов закон Гука применим лишь в определенных интервалах давлений, не превышающих их структурную прочность.

Следует освоить методы определения напряжений в грунтовой толще при действии различных нагрузок – от естественного веса грунта (природное давление) с учетом взвешивающего действия воды, сосредоточенной силы, приложенной к поверхности линейно деформируемого полупространства (задача Буссинеско). Весьма важно уметь определять напряжения в грунтовой толще от действия равномерно распределенной нагрузки по площади (в том числе по методу угловых точек) и полосообразной нагрузки. Умение решать эти задачи необходимо при расчете оснований и фундаментов инженерных объектов.

Для правильной оценки работы грунтов в основании сооружений следует учитывать влияние жесткости фундаментов, анизотропии и неоднородности грунтов на величину и характер распределения напряжений в грунтовой массе.

Необходимо также усвоить способы изображения линий одинаковых напряжений (изобар) и эпюр напряжений в горизонтальных и вертикальных сечениях грунтового массива.

Вопросы для самостоятельной работы

1. Назовите основные предпосылки к определению напряжений в грунтовой толще.
2. Как определяется напряжение в грунте от собственного веса?
3. Изобразите эпюру напряжений от собственного веса грунта при наличии водоносных и водоупорных горизонтов.
4. Как определяются напряжения в грунте при равномерно распределенной нагрузке по площади?
5. Как определяются сжимающие напряжения в грунтовой толще по методу угловых точек?
6. Как вычисляются напряжения от действия прямоугольной нагрузки и любой нагрузки, меняющиеся по закону прямой?
7. Как определяются напряжения в грунте от действия сосредоточенной силы?

Тема 6. Прочность и устойчивость грунтовых массивов

Понятие о предельном напряженном состоянии грунта. Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки. Угол наибольшего отклонения. Условие предельного равновесия (условие прочности Мора) для сыпучих и связных грунтов. Устойчивость откосов и склонов. Устойчивость откосов, сложенных идеально сыпучим и идеально связным грунтом. Оценка устойчивости откосов и склонов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Вопросы теории давления грунтов на ограждения.

Библиографический список: [1: 4.1-4.5]; [2: 8.1; 8.3; 10.1-10.4]; [3: 7.1-7.7].

Указания по изучению темы

Перед изучением данной темы студент должен усвоить понятие о предельном напряженном состоянии грунта в данной точке. Для инженерной практики весьма важно уметь оценить максимально возможную нагрузку на грунт, при которой он будет еще находиться в равновесии, т.е. не будет терять прочность и устойчивость.

Вопросы прочности (несущей способности), устойчивости и давления грунтов на ограждения являются частными задачами общей теории равновесия. Необходимо иметь представление о стадиях напряженного состояния грунтов при возрастании местной нагрузки, так как оно характеризует механические процессы в грунте. Студент должен усвоить условия предельного равновесия в сыпучих и связных грунтах, а также иметь четкое представление о предельных нагрузках по условию прочности и устойчивости оснований.

Весьма важным вопросом в инженерно-строительном деле является умение произвести оценку устойчивости естественных откосов и уступов выработок. Следует изучить методы расчета устойчивости откосов, сложенных идеально сыпучим и идеально связным грунтом, а также природных откосов и склонов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Вопросы давления грунтов на ограждения являются существенными в инженерных расчетах и решаются на базе теории предельного напряженного состояния грунтов. При этом студенты должны усвоить понятия активного и пассивного давлений грунта и методы аналитического и графического определения давлений грунтов на ограждения.

Вопросы для самостоятельной работы

1. Что называется предельным напряженным состоянием грунта в точке?
2. Опишите фазы напряженного состояния грунта.
3. Каково условие предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов?
4. Опишите начальную и предельную критические нагрузки и их роль в оценке устойчивости оснований сооружений.
5. Как влияют фильтрационные силы на устойчивость откосов?
6. Опишите методы расчета устойчивости откосов и склонов.
7. Как влияет наклон подпорных стенок на величину давления?
8. Как учитывается сцепление грунта при расчете подпорных стенок?
9. Назовите основные предпосылки к методам определения давления грунта на подпорные стенки.

Тема 7. Расчет осадок оснований фундаментов

Виды сжатия грунта. Виды деформаций грунтов оснований и причины, их обуславливающие. Методы определения осадок оснований: метод послойного суммирования; линейно деформируемого слоя; эквивалентного слоя. Прогнозирование осадки основания во времени на основе задачи теории фильтрационной консолидации грунтов. Расчет осадок фундаментов на слоистой толще.

Библиографический список: [1: 5.1-5.6]; [2: 12.1-12.5]; [3: 8.1-8.5].

Указания по изучению темы

Необходимо усвоить виды деформаций грунтов оснований и причины, их обуславливающие; виды сжатия грунтов от внешней нагрузки. Освоить методы расчета осадок оснований, используемые в инженерных расчетах; предпосылки применения методов; знать факторы, влияющие на величину сжимаемой толщи и на величину осадки фундамента. Уметь рассчитывать осадки оснований и их изменения во времени, а также влияние нагрузки от соседних фундаментов на величину осадки.

Вопросы для самостоятельной работы

1. Перечислите виды деформаций грунтов.
2. Что понимается под сжимаемой толщиной, и какие факторы влияют на величину ее мощности?
3. Как зависит величина осадки от формы и размера подошвы фундамента?
4. Вычертите схему к определению осадки по методу послойного суммирования.
5. Как определить осадку основания методом эквивалентного слоя при однородной и слоистой толще грунтов?
6. Как рассчитать величину осадки по схеме линейно деформируемого слоя и мощность сжимаемой толщи?
7. Как определяется период стабилизации осадки грунта?

РАЗДЕЛ 2

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КОНТРОЛЬНОЙ РАБОТЫ

1. СТРОИТЕЛЬНАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ

Согласно ГОСТ 25100-95 "Грунты. Классификация" классификация грунтов включает следующие таксономические единицы, выделяемые по группам признаков:

- *класс* – по общему характеру структурных связей;
- *группа* – по характеру структурных связей (с учетом их прочности);
- *подгруппа* – по происхождению и условиям образования;
- *тип* – по вещественному составу;
- *вид* – по наименованию грунтов (с учетом размеров частиц и показателей свойств);
- *разновидность* – по количественным показателям вещественного состава, свойств и структуры грунтов.

По ГОСТ 25100-95 выделяют следующие классы грунтов:

- 1) класс природных скальных грунтов – грунты с жесткими структурными связями (кристаллизационными и цементационными);
- 2) класс природных дисперсных грунтов – грунты с водноколлоидными и механическими структурными связями;
- 3) класс природных мерзлых грунтов – грунты с криогенными структурными связями;
- 4) класс техногенных (скальных, дисперсных и мерзлых) грунтов – грунты с различными структурными связями, образованные в результате деятельности человека.

Все классы грунтов подразделяются на группы, подгруппы, типы, виды и разновидности.

Строительная классификация песков и глинистых грунтов

Студентам необходимо выполнить классификацию грунтов 2-го класса – класса природных дисперсных грунтов, содержащую следующие таксономические единицы:

- класс – природные дисперсные грунты;
- группа – связные (глинистые) и несвязные (пески);
- подгруппа – осадочные;
- тип – минеральные (полиминеральные);
- вид – глинистые или пески;
- разновидность. Следует выделять по следующим показателям:

для песков:

- по гранулометрическому составу;
- коэффициенту пористости;
- коэффициенту водонасыщения;

для глинистых грунтов:

- по числу пластичности;
- показателю текучести.

1.1. Разновидность песков по гранулометрическому составу

Гранулометрическим составом называется количественное соотношение частиц различной крупности в дисперсных грунтах.

В строительной практике выделяют следующие гранулометрические фракции грунтов по размерам частиц d , мм:

| | |
|--|-------------------------|
| валунные (при неокатанных гранях – глыбовые) | $d > 200$; |
| галечниковые (при неокатанных гранях – щебенистые) | $200 \geq d > 10$; |
| гравийные (при неокатанных гранях – дресвяные) | $10 \geq d > 2$; |
| песчаные | $2 \geq d > 0,05$; |
| пылеватые | $0,05 \geq d > 0,005$; |
| глинистые | $d \leq 0,005$. |

Согласно ГОСТ 12536-79 "Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава" применяют следующие методы определения гранулометрического (зернового) состава грунтов: ситовой (для песков), ареометрический и пипеточный (для глинистых грунтов).

Ситовой метод – состоит в разделении частиц грунта по крупности путем просеивания через набор сит с отверстиями различного диаметра, установленных в колонку в порядке убывания размеров отверстий. Остатки на ситах после просеивания взвешивают и опреде-

ляют их процентное содержание по отношению к общей навеске. Метод используется для определения гранулометрического состава песков с размерами частиц крупнее 0,1 мм.

Ареометрический метод определения гранулометрического (зернового) состава производится путем измерения плотности суспензии ареометром в процессе ее отстаивания через определенные промежутки времени. Плотность, замеренная ареометром, зависит от содержания в суспензии взвешенных твердых частиц. Получив значения плотности через определенные промежутки времени, с помощью формул или номограмм находят содержание в грунте частиц определенной крупности.

Пипеточный метод заключается в отборе при помощи пипетки проб суспензии с определенной глубины через определенное время. Основан метод на учете скорости падения твердых частиц в спокойной воде.

При определении гранулометрического состава пипеточным или ареометрическими методами скорость падения частиц V , см/с, различных размеров в суспензии грунта определяют по формуле Стокса:

$$V = \frac{2}{9} gr^2 \frac{\rho_s - \rho_w}{\eta}, \quad (1)$$

где r – радиус частиц, см;

g – ускорение свободного падения, см/с²;

ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ_w – плотность воды; $\rho_w = 1$ г/см³.

η – коэффициент вязкости жидкости (для воды при $t=18^\circ\text{C}$ $\eta=0,0106$), Пз.

Следует заметить, что определение скорости падения твердых грунтовых частиц по формуле Стокса не является достаточно точным, так как скорость зависит не только от размера частиц, но и от их формы, минерального состава и других факторов.

Разновидность песков по гранулометрическому составу согласно ГОСТ 25100-95 представлена в табл. 1.

Таблица 1

Разновидность песков по гранулометрическому составу

| Разновидность песков | Размер зерен, частиц d , мм | Содержание зерен, частиц, % по массе |
|----------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| Гравелистый | Крупнее 2,0 | Более 25 |
| Крупный | Крупнее 0,5 | Более 50 |
| Средней крупности | Крупнее 0,25 | Более 50 |
| Мелкий | Крупнее 0,1 | Равно или более 75 |
| Пылеватый | Крупнее 0,1 | Менее 75 |

1.2. Разновидность песков по коэффициенту пористости e

Пористостью грунта n называется отношение объема, занятого порами, ко всему объему грунта.

$$n = \frac{V_2}{V_1 + V_2}, \quad (2)$$

где V_1 – объем твердых частиц в единице объема грунта;
 V_2 – объем пор в единице объема грунта.

Например, если объем пор в 1 м^3 грунта равен $0,6 \text{ м}^3$, а объем скелета (твердых частиц) $0,4 \text{ м}^3$, то пористость составит

$$n = \frac{0,6}{0,4 + 0,6} * 100 = 60\%.$$

Пористость грунтов зависит от степени их дисперсности и условий формирования грунта. Для одного и того же грунта пористость не является величиной постоянной, а зависит от взаимного расположения в нем твердых частиц и микроагрегатов и уменьшается при увеличении давления на грунт. В инженерных расчетах вместо пористости грунтов часто используют коэффициент пористости e , представляющий собой отношение объема пор V_2 к объему твердых частиц V_1 , т.е.

$$e = \frac{V_2}{V_1}. \quad (3)$$

Определить пористость крупнообломочных грунтов (галька, щебень, гравий) и песков гравелистых и крупных можно путем определения объема воды, необходимого для полного заполнения пор в грунте. Для других грунтов этот метод неприемлем из-за зацементации пузырьков воздуха в порах при заливке водой. В этом случае коэффициент пористости грунтов e определяют расчетным путем, используя исходные физические характеристики, по формулам

$$e = \frac{\rho_s(1+w)}{\rho} - 1 \quad (4)$$

или

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (4')$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см^3 ;
 ρ – плотность грунта, г/см^3 ;
 ρ_d – плотность сухого грунта, г/см^3 ;
 w – влажность грунта, д.е.

Для вычисления коэффициента пористости песка необходимо знать плотность грунта ρ , частиц грунта ρ_s и его влажность w .

Плотность грунта естественной (ненарушенной) структуры ρ – это отношение массы образца грунта, включая массу воды (массой воздуха пренебрегают), к занимаемому этим грунтом объему:

$$\rho = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_2}, \quad (5)$$

где m_1 – масса твердых частиц;
 m_2 – масса воды, заполняющей поры;
 V_1 – объем твердых частиц;
 V_2 – объем пор.

Плотность твердых частиц грунта ρ_s – это отношение массы твердых частиц к занимаемому ими объему:

$$\rho_s = \frac{m_1}{V_1}. \quad (6)$$

Влажность грунта w определяется отношением массы воды, содержащейся в грунте m_2 , к массе твердых частиц m_1 :

$$w = \frac{m_2}{m_1}. \quad (7)$$

Выражается влажность в долях единицы или в процентах.

Влажность грунта рассчитывается по экспериментальным данным.

Взвешиванием определяют массу грунта в естественном состоянии $M = m_1 + m_2$, затем высушивают грунт при температуре $t = (105 \pm 2)^\circ\text{C}$ до постоянной массы, равной массе твердых частиц (массе сухого грунта) – m_1 . Разница $M - m_1$ соответствует массе испарившейся воды m_2 .

Плотность сухого грунта (скелета) ρ_d – это отношение массы сухого грунта (скелета) к объему образца грунта ненарушенной структуры в естественном состоянии:

$$\rho_d = \frac{m_1}{V_1 + V_2} \quad (8)$$

Плотность сухого грунта можно определить из условия

$$w = \frac{\rho - \rho_d}{\rho_d} \quad (9)$$

отсюда

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} \quad (10)$$

В практике строительного дела при расчетах напряжений в грунтовой толще и решении других задач, связанных с проектированием оснований и фундаментов, от плотности переходят к удельному весу.

Удельный вес грунта

$$\gamma = \rho g,$$

где ρ – плотность грунта, г/см³;
 g – ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с² (для технических расчетов принимают $g = 10$ м/с²).

По аналогии удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м³, определяют так:

$$\gamma_s = \rho_s g,$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³.
 Удельный вес частиц грунта изменяется в незначительных пределах от 24,5 до 27,5 кН/м³ и в среднем равен для песков 26,5 и для глин 27,0 кН/м³.

Удельный вес сухого грунта (скелета) γ_d вычисляют по формуле

$$\gamma_d = \rho_d g,$$

где ρ_d – плотность сухого грунта, г/см³.
 Коэффициент пористости песков характеризует плотность их природного сложения и используется при строительной классификации грунтов.

Разновидность песков по коэффициенту пористости e по ГОСТ 25100-95 представлена в табл. 2.

Разновидность песков по коэффициенту пористости

| Разновидность песков | Коэффициент пористости e | | |
|----------------------|--|-------------------------|-------------------------|
| | Пески гравелистые, крупные и средней крупности | Пески мелкие | Пески пылеватые |
| Плотные | $e < 0,55$ | $e < 0,60$ | $e < 0,60$ |
| Средней плотности | $0,55 \leq e \leq 0,70$ | $0,60 \leq e \leq 0,75$ | $0,60 \leq e \leq 0,80$ |
| Рыхлые | $e > 0,70$ | $e > 0,75$ | $e > 0,80$ |

1.3. Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения S_r

Коэффициентом водонасыщения S_r , д.е., называется отношение влажности грунта w к его полной влагоемкости W_{sat} , соответствующей полному заполнению пор водой, т.е.

$$S_r = \frac{w}{W_{sat}} \quad (11)$$

При полном заполнении пор водой влажность будет равна отношению массы воды в объеме пор ($m_2 = \frac{\rho}{1+e} \rho_w$) к массе твердых частиц ($m_1 = \frac{1}{1+e} \rho_s$).

Отсюда полная влагоемкость:

$$W_{sat} = \frac{\frac{e}{1+e} \rho_w}{\frac{1}{1+e} \rho_s} \quad \text{или} \quad W_{sat} = \frac{e \rho_w}{\rho_s} \quad (12)$$

где ρ_w – плотность воды, г/см³.
 Учитывая формулу (12), формула (11) примет вид

$$S_r = \frac{w}{W_{sat}} = \frac{w}{\frac{e \rho_w}{\rho_s}} = \frac{w \rho_s}{e \rho_w} \quad (13)$$

или

$$S_r = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w} \quad (13')$$

Коэффициент водонасыщения может изменяться от 0 в случае абсолютно сухого грунта до 1 при полном водонасыщении грунта. Свойства грунта в значительной степени зависят от коэффициента водонасыщения, который используется при строительной классификации песков.

Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения S_r устанавливают по ГОСТ 25100-95 согласно табл. 3.

Таблица 3

Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения

| Разновидность песков | Коэффициент водонасыщения S_r , д.е. |
|-------------------------------|--|
| Малой степени водонасыщения | $0 < S_r \leq 0,5$ |
| Средней степени водонасыщения | $0,5 < S_r \leq 0,8$ |
| Насыщенные водой | $0,8 < S_r \leq 1,0$ |

1.4. Консистенция и характерные влажности глинистых грунтов

Глинистым грунтам, в отличие от песков, присуща консистенция (густота, состояние), изменяющаяся в зависимости от влажности. Различают глинистые грунты твердой, пластичной и текучей консистенции. Переход грунта из одного состояния (консистенции) в другое с изменением влажности характеризует изменение устойчивости грунта под нагрузкой.

Глинистые грунты твердой консистенции под действием внешней нагрузки, превышающей некоторый предел, деформируются с образованием трещин вплоть до полного разрушения.

Грунты пластичной консистенции под действием внешней нагрузки деформируются без разрыва сплошности и сохраняют приданную форму после снятия нагрузки.

Грунты текучей консистенции ведут себя как жидкость и не оказывают сопротивления сдвигу.

Границами между этими консистенциями являются определенные значения влажности.

Влажность глинистого грунта, соответствующая его переходу из твердого состояния (консистенции) в пластичное и наоборот, называется *влажностью на границе раскатывания* (пластичности) W_p или *границей раскатывания* (пластичности).

Влажность грунта, соответствующая его переходу из пластичного состояния (консистенции) в текучее и наоборот, называется *границей текучести* W_L или *влажностью на границе текучести* (рис. 1).



Рис. 1. Характерные влажности и консистенция глинистых грунтов:

W_p – граница раскатывания; W_L – граница текучести; I_p – число пластичности; I_L – показатель текучести

1.5. Разновидности глинистых грунтов по числу пластичности и показателю текучести

Число пластичности I_p – разность влажностей, соответствующая двум состояниям грунта: на границе текучести W_L и на границе раскатывания W_p :

$$I_p = W_L - W_p, \% \quad (14)$$

Показатель текучести I_L – отношение разности влажностей, соответствующих двум состояниям грунта: естественному W и на границе раскатывания W_p к числу пластичности I_p :

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}, \% \quad (15)$$

Влажности на границе текучести W_L и на границе раскатывания W_p определяют по ГОСТ 5180-84.

По числу пластичности I_p глинистые грунты подразделяют по ГОСТ 25100-95 согласно табл.4.

Таблица 4

Разновидность глинистых грунтов по числу пластичности

| Разновидность глинистых грунтов | Число пластичности |
|---------------------------------|--------------------|
| Супесь | $1 < I_p \leq 7$ |
| Суглинок | $7 < I_p \leq 17$ |
| Глина | $I_p > 17$ |

По показателю текучести глинистые грунты подразделяют по ГОСТ 25100-95 согласно табл. 5.

Таблица 5

Разновидность глинистых грунтов по показателю текучести

| Разновидность глинистых грунтов | Показатель текучести I_L , % |
|---------------------------------|--------------------------------|
| Супесь: | |
| - твердая | $I_L < 0$ |
| - пластичная | $0 \leq I_L \leq 1$ |
| - текучая | $I_L > 1$ |
| Суглинки и глины: | |
| - твердые | $I_L < 0$ |
| - полутвердые | $0 \leq I_L \leq 0,25$ |
| - тугопластичные | $0,25 < I_L \leq 0,50$ |
| - мягкопластичные | $0,50 < I_L \leq 0,75$ |
| - текучепластичные | $0,75 < I_L \leq 1,00$ |
| - текучие | $I_L > 1$ |

По результатам оценки данных инженерно-геологических изысканий и строительной классификации грунтов строят геологический разрез площадки строительства в соответствии с требованиями "Пособия по составлению и оформлению документации инженерных изысканий для строительства". Пример построения геолого-литологического разреза и условные обозначения основных типов грунтов и их состояния приведены на рис. 2, 3.

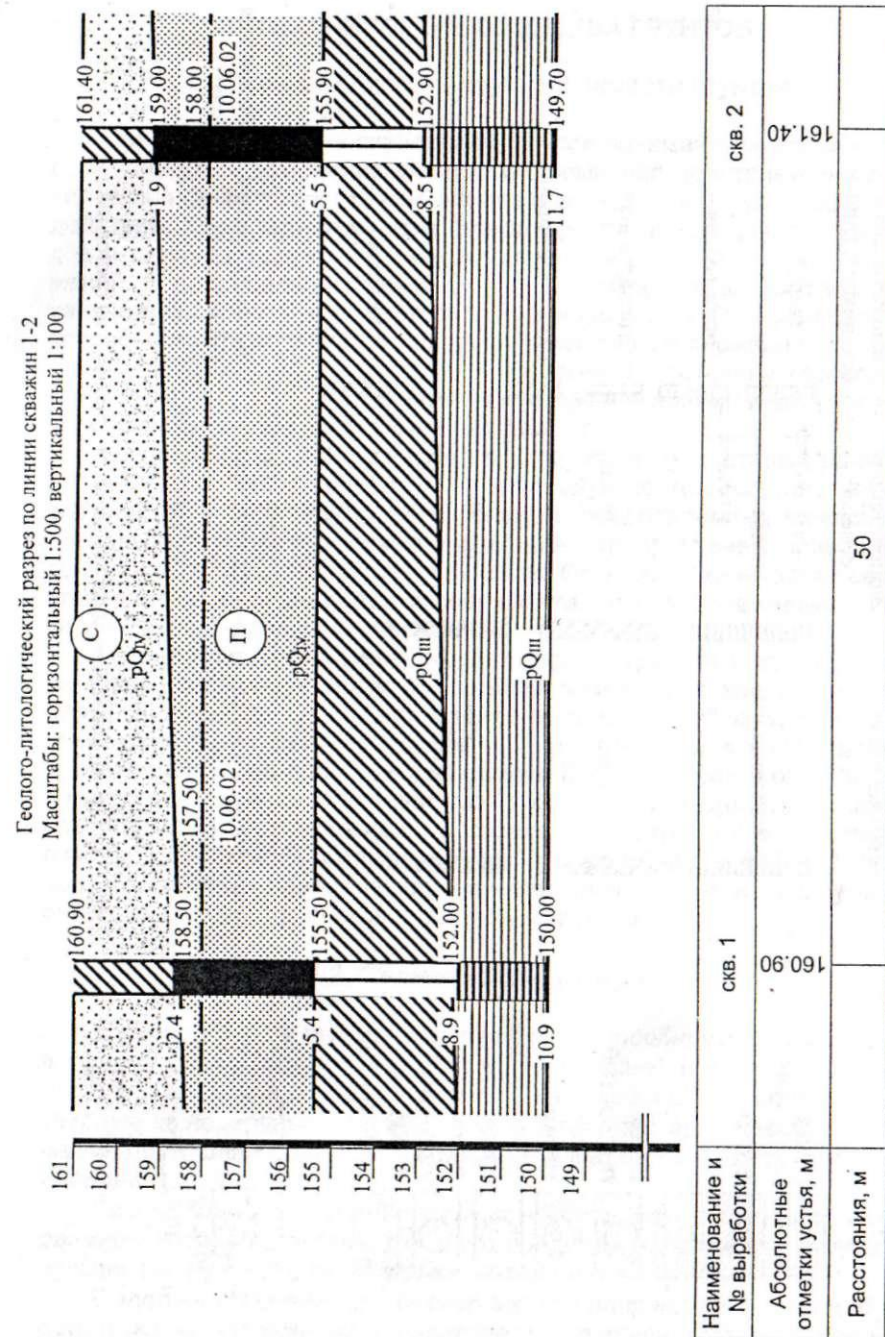
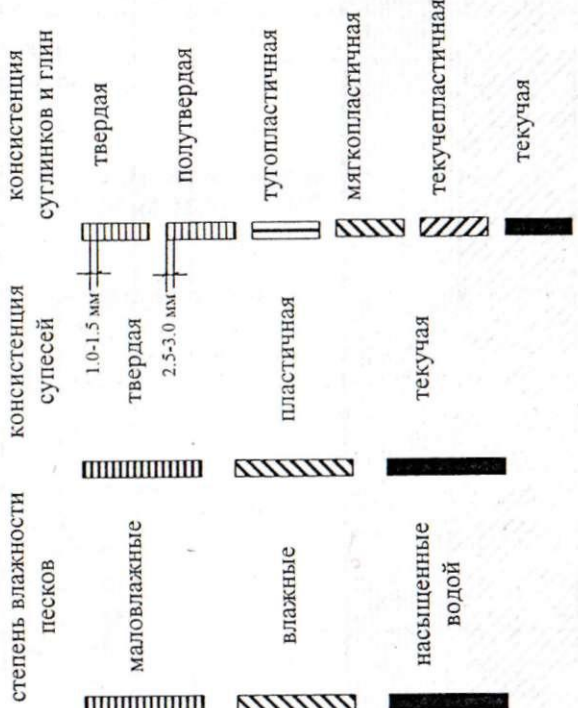


Рис. 2. Образец оформления геолого-литологического разреза



Буровая скважина:

а — глубина подошвы слоя; б — абсолютная отметка подошвы слоя; в — абсолютная отметка уровня подземных вод и дата замера; г — глубина забоя; д — абсолютная отметка забоя

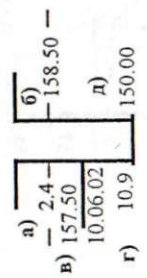
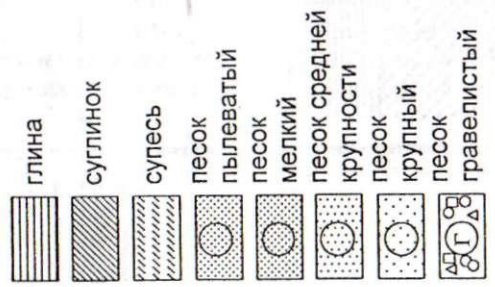


Рис. 3. Условные обозначения основных типов грунтов и их состояния

2. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

2.1. Показатели механических свойств грунтов

Под механическими свойствами грунтов понимают их способность сопротивляться изменению объема и формы под действием внешних силовых и физических (изменение влажности, температуры и др.) воздействий. Характеристики этих свойств различаются для разных видов и состояний грунтов и зависят от величины действующих напряжений. В допредельном напряженном состоянии характеристики механических свойств называются *деформационными*. Они определяют способность грунтов сопротивляться развитию деформаций (осадок, горизонтальных смещений и др.). В предельном состоянии характеристики механических свойств называются *прочностными* и определяют способность грунтов сопротивляться разрушению.

Механические свойства грунтов зависят от их состава (гранулометрического, минерального), физического состояния (плотности, влажности) и структурных особенностей, обусловленных условиями образования и последующего изменения под действием природных явлений или техногенной деятельности. Обычно механические свойства грунтов определяются экспериментально: лабораторными или полевыми исследованиями.

Иногда показатели механических свойств грунтов могут быть определены косвенным путем по их физическим характеристикам. Так, СНиП 2.02.01-83* "Основания зданий и сооружений" допускает для предварительных расчетов оснований, а также для окончательного расчета оснований зданий и сооружений II и III классов и опор линий электропередач и связи независимо от их класса определять значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по показателям их физического состояния. С этой целью в СНиП 2.02.01-83* приводятся таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик песков и глинистых грунтов.

2.2. Сжимаемость грунтов

Сжимаемостью грунтов называется их способность уменьшаться в объеме, давая осадку, под действием внешней нагрузки. Сжимаемость происходит в основном за счет уменьшения объема пор, так как твердые минеральные частицы и вода считаются практически несжимаемыми в диапазоне распространенных в строительной практике давлений (0, 1-0,5 МПа).

Рассмотрим деформации сжатия выделенного в грунте объема, размеры которого таковы, что в его пределах напряжения от действующих на грунт внешних нагрузок постоянны.

Выделенный объем грунта сжимается в направлении большего из действующих напряжений и расширяется в перпендикулярных ему на-

правлениях. Но поскольку расширению грунта препятствует реакция окружающего грунта, то деформация его происходит при ограниченной возможности бокового расширения. В связи с неопределенностью деформации такого вида рассмотрим деформацию грунта при граничных условиях: 1) при свободном боковом расширении и 2) при полной невозможности бокового расширения.

В первом случае (рис. 4) относительные деформации грунта будут:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = v \varepsilon_z \quad (16)$$

или

$$v = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z}, \quad (16')$$

где $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ — относительные деформации грунта по осям X, Y и Z соответственно;
 v — коэффициент бокового расширения (коэффициент Пуассона).

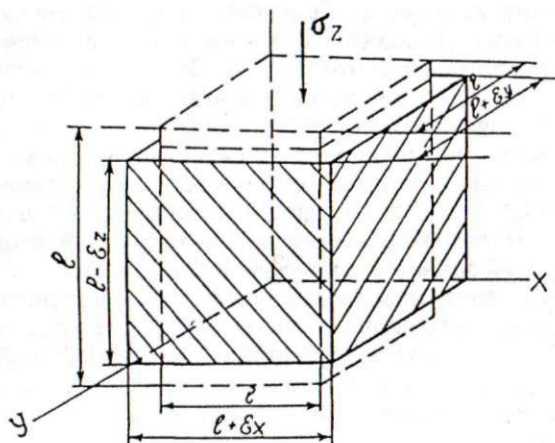


Рис. 4. Схема деформации грунта при свободном боковом расширении

Значения v принимаются равными для грунтов: крупнообломочных — 0,27; песков и супесей — 0,30; суглинков — 0,35; глин — 0,42.

При сжатии в условиях полной невозможности бокового расширения (рис. 5) грунты испытывают одноосное сжатие в направлении приложения вертикальной нагрузки N_z и расширение в горизонтальном. Однако этому расширению препятствует реакция окружающего грунта, вызывая горизонтальные сжимающие напряжения σ_x и σ_y .

Величина бокового давления грунта при невозможности бокового расширения характеризуется коэффициентом бокового давления ξ :

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z},$$

отсюда следует, что $\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z$.

Значения коэффициента бокового давления ξ , полученные экспериментально, следующие: для песков — 0,25+0,37; для глинистых грунтов (в зависимости от консистенции) — 0,11+0,82. Для глинистых грунтов текучепластичной консистенции ξ приближается к единице.

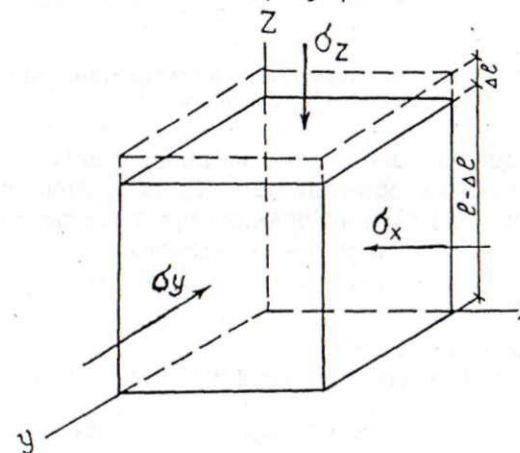


Рис. 5. Схема деформации грунта при полной невозможности бокового расширения

Для установления связи между коэффициентом бокового расширения v и бокового давления ξ к мысленно выделенному в массиве грунта элементарному кубу, находящемуся в равновесии в условиях свободного бокового расширения, приложим вертикальную нагрузку N_z , под действием которой грань куба будет испытывать напряжение σ_z , вызывающее деформацию боковых граней куба. Не снимая напряжения σ_z , к боковым граням куба приложим нагрузки N_x и N_y , вызывающие напряжения по граням σ_x и σ_y . При этом $\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z$. Напряжения σ_x и σ_y создадут дополнительное обжатие грунта, возвращая боковые грани куба в первоначальное состояние. Так как объем куба под действием этих напряжений остается постоянным, то сумма деформаций будет равна нулю.

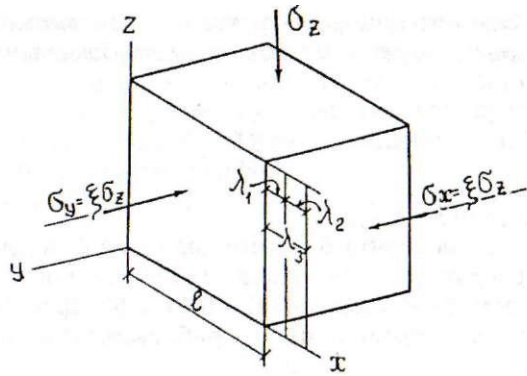


Рис. 6. Деформация грунта от действия напряжений по трем направлениям

Рассмотрим деформацию одного из ребер / куба (например, по оси X) от действующих напряжений (рис. 6). Если относительное удлинение ребра / при действии напряжения $\sigma_z = 1$ составит ε , то напряжение σ_z вызывает удлинение ребра / на величину

$$\lambda_1 = \nu \sigma_z \varepsilon,$$

где ν - коэффициент Пуассона.

Под действием напряжения $\sigma_y = \xi \sigma_z$ ребро / удлинится на величину

$$\lambda_2 = \xi \nu \sigma_z \varepsilon.$$

Действие напряжения $\sigma_x = \xi \sigma_z$ вызывает сжатие ребра / на величину

$$\lambda_3 = \xi \sigma_z \varepsilon.$$

Так как сумма деформаций равна нулю, то

$$\lambda_1 + \lambda_2 = \lambda_3.$$

Отсюда

$$\nu \sigma_z \varepsilon + \xi \sigma_z \nu \varepsilon = \xi \sigma_z \varepsilon.$$

Решая равенство, получим

$$\nu + \xi \nu = \xi; \quad \nu(1 + \xi) = \xi,$$

откуда

$$\nu = \frac{\xi}{1 + \xi}; \quad \xi = \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (17)$$

2.3. Компрессионные испытания грунтов

Под компрессией грунтов понимают их уплотнение при длительном воздействии постоянной статической нагрузки без возможности бокового расширения. Испытания проводят в компрессионном приборе в соответствии с требованиями ГОСТ 23908-79 "Грунты. Методы лабораторного определения сжимаемости". Схема сжатия грунта в компрессионном приборе приведена на рис. 7.

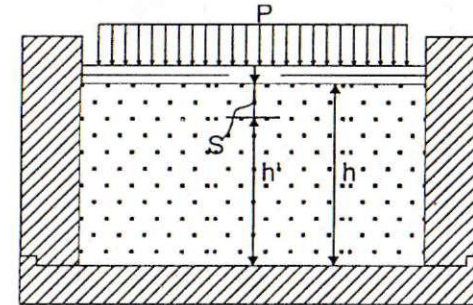


Рис. 7. Схема сжатия грунта в одометре

Увеличивая ступенями давление P и добиваясь полного затухания деформации грунта при каждой ступени нагружения, можно по вертикальным деформациям S установить связь между изменением коэффициента пористости e грунта и величиной нормального давления P .

Величина коэффициента пористости образца e_i , соответствующая i -тому значению давления P_i , определяется по формуле

$$e_i = e_0 - \frac{(1 + e_0) S_i}{h}, \quad (18)$$

где e_0 - начальный коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

S_i - величина осадки (вертикальная деформация) грунта, соответствующая i -той ступени нагружения - значению P_i ;

h - начальная высота образца грунта.

Начальный коэффициент пористости e может быть определен по формуле (4) или (4').

По значениям коэффициента пористости e_i для различных значений нормальных давлений P_i строят кривую зависимости $e_i=f(P_i)$, которую в механике грунтов называют *компрессионной кривой* (рис. 8).

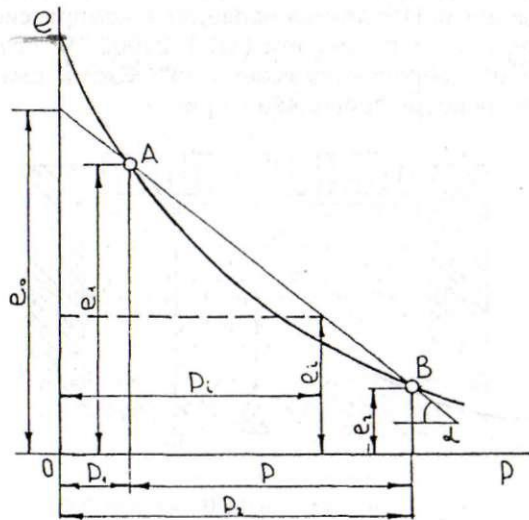


Рис. 8. Компрессионная кривая

При небольшом диапазоне изменения давления от природного значения P_1 до значения P_2 , вызванного вертикальной нагрузкой на основание от фундамента, компрессионную кривую можно заменить прямой линией AB, уравнение которой имеет вид

$$e_i = e_0 - P_i \operatorname{tg} \alpha, \quad (19)$$

где P_i – давление, соответствующее i -той ступени нагружения.

Величина $\operatorname{tg} \alpha$ (α – угол наклона прямой AB к горизонту) является показателем сжимаемости и характеризует сжимаемость грунта в пределах изменения давления от P_1 до P_2 и носит название *коэффициента сжимаемости* (уплотнения), обозначаемого m_0 , т.е. $\operatorname{tg} \alpha = m_0$. Согласно рис. 8 величина m_0 запишется

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}. \quad (20)$$

Обозначив $P_2 - P_1 = P$ – приращение давления или действующее давление, формула (20) примет вид

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{P}. \quad (21)$$

Коэффициент сжимаемости равен отношению изменения коэффициента пористости к действующему давлению.

Давление P – дополнительное давление сверх природного P_1 , равного давлению столба вышележащего грунта, т.е. $P_1 = \gamma H$, где γ – удельный вес грунта, кН/м^3 ; H – глубина взятия образца, м.

Подставив m_0 вместо $\operatorname{tg} \alpha$ в формулу (19), получим уравнение прямолинейного отрезка компрессионной кривой:

$$e_i = e_0 - m_0 P_i. \quad (22)$$

Коэффициент сжимаемости – важнейшая характеристика деформации грунтов, используемая при определении осадок сооружений. Он дает возможность качественно оценить грунт как основание сооружений.

Сопоставив выражения (18) и (22), получим:

$$m_0 P_i = \frac{(1 + e_0) S_i}{h}, \quad (23)$$

отсюда
$$\frac{m_0}{1 + e_0} = \frac{S_i}{h P_i}. \quad (24)$$

Правая часть уравнения (24) является относительной деформацией грунта (отнесенной к единице давления). Поэтому левая часть

уравнения $\frac{m_0}{1 + e_0}$ называется *коэффициентом относительной сжимаемости грунта* m_v :

$$m_v = \frac{S_i}{h P_i} = \frac{m_0}{1 + e_0}, \quad (25)$$

где m_0 и m_v – коэффициенты, измеряемые в единицах, обратных давлению, т.е. кПа^{-1} (МПа^{-1});

S_i – осадка образца при давлении P_i .

Коэффициент m_v является вторым показателем сжимаемости грунтов.

Модуль деформации грунтов

Преобразуем выражение (22):

$$e_0 - e_i = m_0 P_i \quad \text{или} \quad \Delta e = m_0 P_i.$$

Это позволяет рассматривать грунт в интервале небольших изменений давлений $P=P_2-P_1$ как линейно деформируемое тело. Деформируемость грунтов в этих условиях может быть описана законом Гука:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)],\end{aligned}\quad (26)$$

где ν – коэффициент Пуассона: $\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z}$;

E – модуль деформации;

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ — нормальные напряжения, приложенные к площадкам, перпендикулярным соответственно осям X, Y, Z.

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ — относительные деформации грунта соответственно по осям X, Y, Z.

Как известно, компрессионные испытания грунтов проводят в одометрах без возможности бокового расширения грунта. При этом грунт оказывает горизонтальное давление на боковые стенки кольца, вызывая напряжения $\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z$ (ξ — коэффициент бокового давления). Поскольку боковое расширение грунта отсутствует, то горизонтальные деформации грунта $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$. Примем вертикальное напряжение $\sigma_z = P$.

Преобразовав первые два уравнения системы (26), получим

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} P. \quad (27)$$

Относительная деформация грунта по оси Z находится из последнего уравнения системы (26):

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y). \quad (28)$$

В соответствии с формулой (25) вертикальная относительная деформация может быть определена также из выражения

$$\varepsilon_z = \frac{S_i}{h} = m_\nu P. \quad (29)$$

Приравнивая правые части уравнений (28) и (29) (при этом $\sigma_z = P$), и с учетом уравнения (27) получим

$$m_\nu P = \frac{P}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right).$$

Введем обозначение $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$, окончательно получим $m_\nu = \frac{\beta}{E}$

или $E = \frac{\beta}{m_\nu}. \quad (30)$

Коэффициент β принимается равным: для песков – 0,8; супесей – 0,7; суглинков – 0,5; глин – 0,4.

2.4. Прочность грунтов

Под прочностью грунтов понимают такое предельное значение напряжений, по достижении которого грунт теряет свою сплошность. В нем появляются трещины отрыва или сдвига.

Существует множество теорий прочности: наибольших нормальных напряжений, наибольших относительных удлинений и др.

В механике грунтов наиболее широкое распространение получила теория прочности Мора-Кулона.

Согласно этой теории, прочность грунта нарушается в той точке массива, где нормальное σ и касательное τ напряжения, действующие по некоторой площадке, находятся в соотношении

$$|\tau| = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c.$$

И, напротив, прочность грунта в данной точке (области) массива будет обеспечена, если напряжения, действующие на любой площадке, удовлетворяют условию

$$|\tau| < \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c,$$

где φ и c – угол внутреннего трения и удельное сцепление соответственно, являющиеся показателями прочности грунта.

Как установлено экспериментально, разрушение песчаных грунтов происходит за счет сдвига одной части грунта по другой. Сопротивление сдвигу таких грунтов возникает в основном в результате трения между перемещающимися частицами и зацепления их друг за друга, т.е. сопротивление сдвигу песков – несвязных грунтов – есть сопротивление их трению. Сопротивление растяжению в этих грунтах практически отсутствует, поэтому песчаные грунты называются *сыпучими*.

Такая же концепция прочности (разрушение за счет сдвига) распространяется и на глинистые грунты. Однако, кроме трения, в таких грунтах возникают силы сцепления между частицами, зависящие от величины уплотняющих давлений, возникающих в точках и на площадках контактов частиц. Имеющиеся в глинистых грунтах водно-коллоидные и цементационные связи обеспечивают им некоторое сопротивление растяжению. Эти грунты называют *связными*.

2.5. Сопротивление грунтов сдвигу

Значение касательного напряжения τ , при котором происходит сдвиг (смещение одной части грунта по отношению к его другой части под действием постоянно возрастающего сдвигающего усилия), называется *предельным сопротивлением грунтов сдвигу*.

Одним из способов определения сопротивления грунтов сдвигу является испытание их на прямой срез в одноплоскостных сдвиговых приборах в соответствии с требованиями ГОСТ 12248-78 "Грунты. Методы лабораторного определения сопротивления срезу". К помещенному в прибор образцу грунта ступенчато прикладывают вертикальное давление, под действием которого происходит уплотнение грунта. После достижения данной величины давления и стабилизации деформации грунта к верхней (или нижней) обойме прибора – в зависимости от его конструкции – прикладывают горизонтальное давление до тех пор, пока не произойдет горизонтальное перемещение одной части образца грунта по другой. Величина перемещения фиксируется индикатором. Испытание следует считать законченным, когда произойдет мгновенный срез одной части образца по отношению к другой или общая деформация среза составит 5 мм.

Такие испытания проводят для нескольких образцов грунта (минимум трех), находящихся в одинаковом состоянии при различных значениях вертикальных давлений P . С увеличением сжимающих напряжений, действующих на образец, предельные касательные напряжения $\tau_{пр}$ возрастают.

По результатам испытаний для нескольких образцов при различных нормальных напряжениях σ строят график зависимости касательных и нормальных напряжений $\tau_{пр}=f(\sigma)$.

Для этого через опытные точки проводят прямую линию, занимающую среднее положение между всеми точками.

Опытами установлено, что график зависимости предельного сопротивления грунтов сдвигу от нормального напряжения для идеально сыпучих грунтов в пределах изменений напряжений, представляющих интерес для строительства (0,1-0,6 МПа), с достаточной степенью точности может быть принят за прямую линию, выходящую из начала координат и наклоненную под углом φ к оси нормальных напряжений (рис. 9).

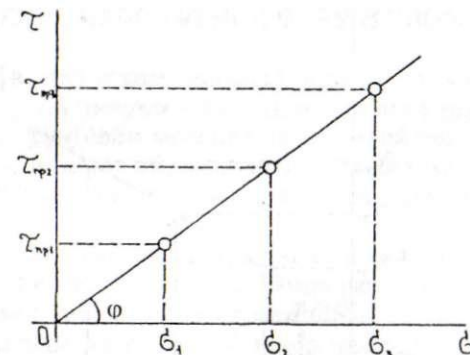


Рис. 9. График зависимости сопротивления сдвигу от нормального напряжения для песков

Согласно графику, зависимость между касательным и нормальным напряжениями выражается уравнением

$$\tau_{пр} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (31)$$

или

$$\tau_{пр} = \sigma \cdot f, \quad (31')$$

где $f = \operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент внутреннего трения.

Угол φ – угол внутреннего трения – является *прочностной характеристикой* для песков. Он может быть получен по графику зависимости $\tau = f(\sigma)$ или вычислен из выражения

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_{пр}}{\sigma}.$$

Выражение (31) является основной прочностной зависимостью для сыпучих грунтов, носит название *закона Кулона* и формулируется следующим образом: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному напряжению*.

Для глинистых грунтов зависимость между касательными и нормальными напряжениями $\tau_{пр}=f(\sigma)$ имеет более сложный характер в связи с тем, что сопротивление сдвигу глинистых грунтов обусловлено не только силами трения, но и связностью грунта. Однако, как и для сыпучих грунтов, зависимость предельного сопротивления сдвигу от нормальных напряжений представляется прямой линией (рис. 10).

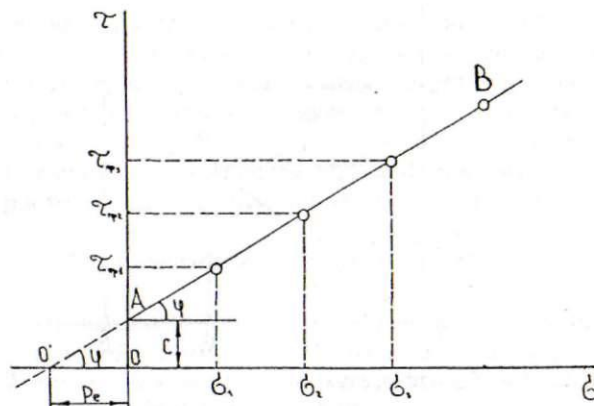


Рис. 10. График зависимости сопротивления сдвигу от нормального напряжения для глинистых грунтов

Эта зависимость описывается уравнением

$$\tau_{np} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (32)$$

где φ — угол внутреннего трения,
 c — сцепление грунта.

Приняв $f = \operatorname{tg} \varphi$, уравнение (32) примет вид

$$\tau_{np} = \sigma \cdot f + c. \quad (32')$$

Коэффициент $f = \operatorname{tg} \varphi$ по аналогии с сыпучими грунтами носит название *коэффициента внутреннего трения*. Параметр c называется *удельным сцеплением* глинистых грунтов и характеризует их связность.

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c являются *прочностными характеристиками* глинистых грунтов.

Уравнение (32) выражает закон Кулона для глинистых грунтов, который формулируется следующим образом: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени от нормального напряжения*.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВОМ МАССИВЕ

Напряжения в грунтовом массиве возникают как от действия внешних сил, так и внутренних — собственного веса грунта. Величины образовавшихся в грунтовом массиве напряжений оказывают влияние на развитие деформаций, обуславливающих осадки и деформации сооружений, устойчивость грунтовых откосов, давление грунта на подпорные стенки.

Для решения задачи распределения напряжений в грунтовом массиве в механике грунтов применяют теорию линейно-деформируемых тел, для которых справедливы положения теории упругости, базирующиеся на линейной зависимости между напряжениями и деформациями в упругой стадии (закон Гука). Однако для дисперсных грунтов закон Гука в общем случае будет неприемлем, так как при давлениях, превышающих структурную прочность грунтов, возникают не только упругие, но и пластические (остаточные) деформации.

Применяя к грунтам зависимости теории упругости, следует иметь в виду, что они предусматривают постоянство или закономерность изменения свойств грунтов с глубиной. Но грунтовые напластования, образовавшиеся в результате длительных геологических процессов, неоднородны. Кроме того, в грунтовом массиве формируются напряжения от собственного веса грунта. В результате взаимодействия его с напряжениями, вызванными внешними нагрузками, в массиве создается сложное напряженное состояние, описываемое тензором второго ранга, называемым тензором напряжений T_σ .

Тензор напряжений записывают в виде матрицы его компонентов:

$$T_\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix}, \quad (33)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ — нормальные, $\tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{xz}, \tau_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{zy}$ — касательные напряжения.

Тензоры напряжений являются симметричными, т.е. $\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}$. Поэтому в общем случае тензор напряжений может быть полностью охарактеризован шестью его компонентами. Иначе говоря, чтобы вычислить значения напряжений на площадках, любым произвольным образом ориентированных в пространстве, достаточно знать составляющие нормальные и касательные напряжения, действующие на трех любых взаимно перпендикулярных площадках.

Каким бы ни было поле напряжений грунтового массива в целом и напряженное состояние в любой точке рассматриваемого массива, в каждой из точек существуют три такие взаимно ортогональные на-

правления (притом единственные), при которых все касательные компоненты тензора напряжений равны нулю. Отличными от нуля остаются только три нормальных напряжения σ_1, σ_2 и σ_3 , называемые главными нормальными напряжениями. Матрица тензора напряжений, выраженная главными его значениями, примет вид

$$T_\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix}. \quad (33')$$

Индексы 1, 2 и 3 в матрице тензора обычно присваивают главным напряжениям таким образом, чтобы σ_1 было алгебраически максимальным, σ_2 – промежуточным значением, σ_3 – алгебраически минимальным.

3.1. Определение напряжений от действия сосредоточенной силы

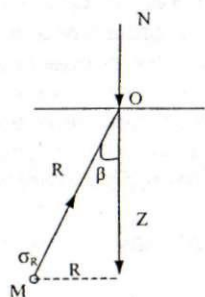


Рис. 11. Схема к определению напряжений от действия сосредоточенной силы

От действия силы N , приложенной в т. O перпендикулярно к горизонтальной плоскости, ограничивающей линейно деформируемое полупространство (рис. 11), во всех точках полупространства, удаленных от т. O , возникает сложное напряженное состояние, характеризующееся напряжениями $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$ и перемещениями S_x, S_y, S_z .

В строительной практике наибольший интерес представляет закономерность распределения нормальных вертикальных напряжений σ_z .

В грунтовом массиве возьмем т. M , положение которой определяется полярными координатами R и β , в системе координат с началом в точке O приложения силы N .

Для упрощения вывода примем как постулат, что напряжение σ_R пропорционально $\cos\beta$ и обратно пропорционально квадрату расстояния R^2 от точки приложения сосредоточенной силы до т. M :

$$\sigma_R = A \frac{\cos\beta}{R^2}, \quad (34)$$

где A – коэффициент пропорциональности, определяемый из условия равновесия:

$$A = \frac{3N}{2\pi}. \quad (35)$$

Подставив значение A из формулы (35) в формулу (34), получим

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \frac{N}{\pi R^2} \cos\beta. \quad (36)$$

Отнесем величину радиальных напряжений не к площадке, перпендикулярной к радиусу, а к площадке, параллельной ограничивающей плоскости и составляющей с ней угол β . Получим

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \frac{N}{\pi} \frac{z^3}{R^5}. \quad (37)$$

Положение точки M определяется двумя координатами z и r , тогда

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} = z \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}, \quad (38)$$

где z – глубина рассматриваемой точки от ограничивающей полупространство плоскости;

r – расстояние по горизонтали от т. M до оси Z , проходящей через точку O приложения сосредоточенной силы (рис. 11).

Подставив значение R из формулы (38) в формулу (37), получим

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{N}{z^2} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}}.$$

Введя обозначение

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

окончательно получим

$$\sigma_z = K \frac{N}{z^2}, \quad (39)$$

где коэффициент K табулирован в зависимости от соотношения r/z (табл. 6).

3.2. Определение напряжений от действия нескольких сосредоточенных сил

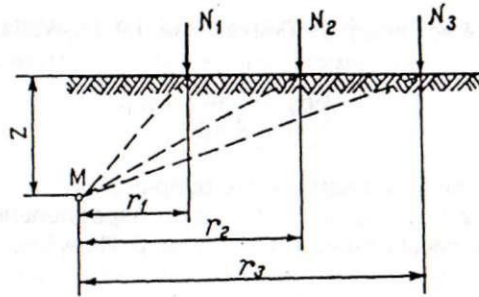


Рис. 12. Схема к расчету действия нескольких сосредоточенных сил

Если к поверхности линейно деформируемого полупространства приложить несколько сосредоточенных сил $N_1, N_2, N_3, \dots, N_n$ (рис. 12), то вертикальное сжимающее напряжение σ_z в любой точке грунтового массива определится простым суммированием, используя принцип суперпозиции, так как вывод формулы (39) предполагает прямую пропорциональность между напряжениями и деформациями.

$$\sigma_z = K_1 \frac{N_1}{z^2} + K_2 \frac{N_2}{z^2} + \dots + K_n \frac{N_n}{z^2}. \quad (40)$$

Значения коэффициентов K определяют из табл. 6 в зависимости от соотношения r/z .

Таблица 6

Значение коэффициента K для вычисления сжимающих напряжений от действия сосредоточенной силы в зависимости от отношения r/z

| r/z | K | r/z | K | r/z | K | r/z | K |
|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| 0.00 | 0.4775 | 0.50 | 0.2733 | 1.00 | 0.0844 | 1.50 | 0.0251 |
| 0.01 | 0.4773 | 0.51 | 0.2679 | 1.01 | 0.0823 | 1.51 | 0.0245 |
| 0.02 | 0.4770 | 0.52 | 0.2625 | 1.02 | 0.0803 | 1.52 | 0.0240 |
| 0.03 | 0.4764 | 0.53 | 0.2571 | 1.03 | 0.0783 | 1.53 | 0.0234 |
| 0.04 | 0.4756 | 0.54 | 0.2518 | 1.04 | 0.0764 | 1.54 | 0.0229 |
| 0.05 | 0.4745 | 0.55 | 0.2466 | 1.05 | 0.0744 | 1.55 | 0.0224 |
| 0.06 | 0.4732 | 0.56 | 0.2414 | 1.06 | 0.0727 | 1.56 | 0.0219 |
| 0.07 | 0.4717 | 0.57 | 0.2363 | 1.07 | 0.0709 | 1.57 | 0.0214 |
| 0.08 | 0.4699 | 0.58 | 0.2313 | 1.08 | 0.0691 | 1.58 | 0.0209 |
| 0.09 | 0.4679 | 0.59 | 0.2263 | 1.09 | 0.0674 | 1.59 | 0.0204 |
| 0.10 | 0.4657 | 0.60 | 0.2214 | 1.10 | 0.0658 | 1.60 | 0.0200 |
| 0.11 | 0.4633 | 0.61 | 0.2165 | 1.11 | 0.0641 | 1.61 | 0.0195 |
| 0.12 | 0.4607 | 0.62 | 0.2117 | 1.12 | 0.0626 | 1.62 | 0.0191 |
| 0.13 | 0.4579 | 0.63 | 0.2070 | 1.13 | 0.0610 | 1.63 | 0.0187 |
| 0.14 | 0.4548 | 0.64 | 0.2024 | 1.14 | 0.0595 | 1.64 | 0.0183 |
| 0.15 | 0.4516 | 0.65 | 0.1978 | 1.15 | 0.0581 | 1.65 | 0.0179 |
| 0.16 | 0.4482 | 0.66 | 0.1934 | 1.16 | 0.0567 | 1.66 | 0.0175 |
| 0.17 | 0.4446 | 0.67 | 0.1889 | 1.17 | 0.0553 | 1.67 | 0.0171 |
| 0.18 | 0.4409 | 0.68 | 0.1846 | 1.18 | 0.0539 | 1.68 | 0.0167 |
| 0.19 | 0.4370 | 0.69 | 0.1804 | 1.19 | 0.0526 | 1.69 | 0.0163 |
| 0.20 | 0.4329 | 0.70 | 0.1762 | 1.20 | 0.0513 | 1.70 | 0.0160 |
| 0.21 | 0.4286 | 0.71 | 0.1721 | 1.21 | 0.0501 | 1.71 | 0.0153 |
| 0.22 | 0.4242 | 0.72 | 0.1681 | 1.22 | 0.0489 | 1.72 | 0.0147 |
| 0.23 | 0.4197 | 0.73 | 0.1641 | 1.23 | 0.0477 | 1.73 | 0.0141 |
| 0.24 | 0.4151 | 0.74 | 0.1603 | 1.24 | 0.0466 | 1.74 | 0.0135 |
| 0.25 | 0.4103 | 0.75 | 0.1565 | 1.25 | 0.0454 | 1.75 | 0.0129 |
| 0.26 | 0.4054 | 0.76 | 0.1527 | 1.26 | 0.0443 | 1.76 | 0.0124 |
| 0.27 | 0.4004 | 0.77 | 0.1491 | 1.27 | 0.0433 | 1.77 | 0.0119 |
| 0.28 | 0.3954 | 0.78 | 0.1455 | 1.28 | 0.0422 | 1.78 | 0.0114 |
| 0.29 | 0.3902 | 0.79 | 0.1420 | 1.29 | 0.0412 | 1.79 | 0.0109 |
| 0.30 | 0.3849 | 0.80 | 0.1386 | 1.30 | 0.0402 | 1.80 | 0.0105 |
| 0.31 | 0.3796 | 0.81 | 0.1353 | 1.31 | 0.0393 | 1.81 | 0.0101 |
| 0.32 | 0.3742 | 0.82 | 0.1320 | 1.32 | 0.0384 | 1.82 | 0.0097 |
| 0.33 | 0.3687 | 0.83 | 0.1288 | 1.33 | 0.0374 | 1.83 | 0.0093 |
| 0.34 | 0.3632 | 0.84 | 0.1257 | 1.34 | 0.0365 | 1.84 | 0.0089 |
| 0.35 | 0.3577 | 0.85 | 0.1226 | 1.35 | 0.0357 | 1.85 | 0.0085 |
| 0.36 | 0.3521 | 0.86 | 0.1196 | 1.36 | 0.0348 | 1.86 | 0.0077 |
| 0.37 | 0.3465 | 0.87 | 0.1166 | 1.37 | 0.0340 | 1.87 | 0.0058 |
| 0.38 | 0.3408 | 0.88 | 0.1138 | 1.38 | 0.0332 | 1.88 | 0.0048 |
| 0.39 | 0.3351 | 0.89 | 0.1110 | 1.39 | 0.0324 | 1.89 | 0.0040 |
| 0.40 | 0.3294 | 0.90 | 0.1083 | 1.40 | 0.0317 | 1.90 | 0.0034 |
| 0.41 | 0.3238 | 0.91 | 0.1057 | 1.41 | 0.0309 | 1.91 | 0.0029 |
| 0.42 | 0.3181 | 0.92 | 0.1031 | 1.42 | 0.0302 | 1.92 | 0.0024 |
| 0.43 | 0.3124 | 0.93 | 0.1005 | 1.43 | 0.0295 | 1.93 | 0.0021 |
| 0.44 | 0.3068 | 0.94 | 0.0981 | 1.44 | 0.0288 | 1.94 | 0.0017 |
| 0.45 | 0.3011 | 0.95 | 0.0956 | 1.45 | 0.0282 | 1.95 | 0.0015 |
| 0.46 | 0.2955 | 0.96 | 0.0933 | 1.46 | 0.0275 | 1.96 | 0.0007 |
| 0.47 | 0.2899 | 0.97 | 0.0910 | 1.47 | 0.0269 | 1.97 | 0.0004 |
| 0.48 | 0.2843 | 0.98 | 0.0887 | 1.48 | 0.0263 | 1.98 | 0.0002 |
| 0.49 | 0.2788 | 0.99 | 0.0865 | 1.49 | 0.0257 | 1.99 | 0.0001 |

3.3. Определение напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади

Практический интерес для строителей представляет задача об упругом полупространстве, загруженном вертикальной равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью P на прямоугольной площади размером $l \times b$ (рис. 13).

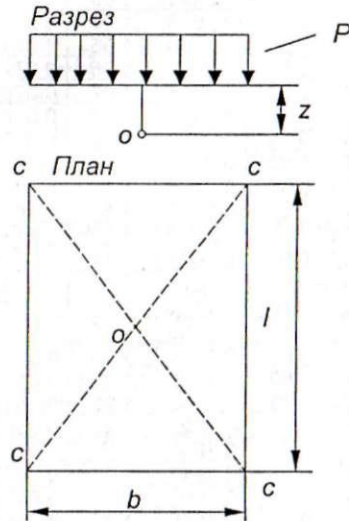


Рис. 13. Схема к расчету действия равномерно распределенной площадной нагрузки

Эта задача используется в механике грунтов для определения напряжений в основаниях прямоугольных фундаментов.

Вертикальная составляющая напряжений σ_{z_0} в точках, расположенных на различной глубине под центром прямоугольной площади, определяется по формуле

$$\sigma_{z_0} = \frac{2P}{\pi} \left\{ \frac{\xi \eta (l + \xi^2 + \eta^2)}{\sqrt{l + \xi^2 + \eta^2} [(l + \xi^2 + \eta^2) \xi^2 + \eta^2]} + \arcsin \frac{\eta}{\sqrt{(\xi^2 + \eta^2)(l + \xi^2)}} \right\}, \quad (41)$$

где $\eta = \frac{l}{b}$; $\xi = \frac{2z}{b}$;

l – длина;

b – ширина прямоугольной площадки загрузки;

z – глубина рассматриваемой точки.

Введем обозначение

$$\frac{2}{\pi} \left\{ \frac{\xi \eta (l + \xi^2 + \eta^2)}{\sqrt{l + \xi^2 + \eta^2} [(l + \xi^2 + \eta^2) \xi^2 + \eta^2]} + \arcsin \frac{\eta}{\sqrt{(\xi^2 + \eta^2)(l + \xi^2)}} \right\} = \alpha.$$

Тогда формула (41) примет вид

$$\sigma_{z_0} = \alpha P. \quad (42)$$

Для точек, расположенных под углами загруженной площади, вертикальная составляющая напряжений определится по формуле

$$\sigma_{z_c} = 0,25\alpha P, \quad (42')$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений с глубиной, принимается в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента ($\eta = \frac{l}{b}$) и относительной глубины,

равной $\xi = \frac{2z}{b}$ при определении σ_{z_0} и $\xi = \frac{z}{b}$ — при определении σ_{z_c} (табл. 7).

3.4. Определение напряжений по методу угловых точек

Метод угловых точек применяется для определения величины сжимающих напряжений в любой точке нагруженной площади, когда она может быть разбита на прямоугольники таким образом, чтобы рассматриваемая точка оказалась угловой. Сжимающие напряжения в этой точке для горизонтальных площадок, параллельных плоской границе полупространства, определяются согласно формуле (42') и будут равны алгебраической сумме напряжений от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

Комбинация следующих случаев дает возможность находить вертикальные сжимающие напряжения в любой точке загруженного грунтового массива.

1. Точка M проецируется на контур загруженного прямоугольника (рис. 14, а). Напряжение в точке M определяется как сумма двух угловых напряжений в прямоугольниках $Mabe$ (I) и $Mecd$ (II).

$$\sigma_{z_M} = \sigma_{z_I} + \sigma_{z_{II}} = 0,25P(\alpha_1 + \alpha_2).$$

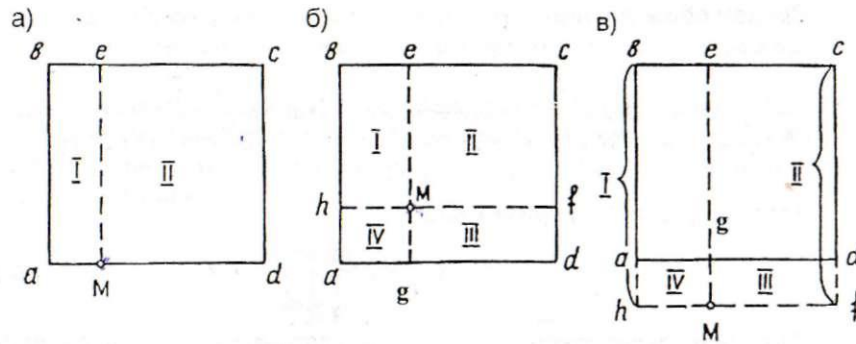


Рис. 14. Схема к расчету напряжений по методу угловых точек

2. Точка М лежит на вертикали, проходящей внутри загруженного прямоугольника (рис. 14, б). Напряжение в т. М определяется как сумма четырех угловых напряжений в прямоугольниках Мhbe (I), Mecf (II), Mfdg (III) и Mgah (IV).

$$\sigma_{z_M} = \sigma_{z_I} + \sigma_{z_{II}} + \sigma_{z_{III}} + \sigma_{z_{IV}} = 0,25P(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4).$$

3. Точка М лежит на вертикали, проходящей вне границы контура загрузки (рис. 14, в). Напряжение в точке М равно сумме угловых напряжений в прямоугольниках Мhbe (I) и Mecf (II), взятых со знаком плюс, и в прямоугольниках Mgdf (III) и Мhag (IV), взятых со знаком минус.

$$\sigma_{z_M} = \sigma_{z_I} + \sigma_{z_{II}} - \sigma_{z_{III}} - \sigma_{z_{IV}} = 0,25P(\alpha_1 + \alpha_2 - \alpha_3 - \alpha_4).$$

В вышеприведенных формулах $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, принимаемые по табл. 7 в зависимости от соотношения сторон ($\eta = \frac{l}{b}$) площадей загрузки I, II, III, IV и относительной глубины расположения точки $M(\xi = \frac{2z}{b})$; P – интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки.

Таблица 7

| Коэффициент α | | | | | | | | |
|----------------------|--------------------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|
| $\xi = \frac{2z}{b}$ | Коэффициент α для фундаментов | | | | | | | |
| | круглых | прямоугольных с соотношением сторон $\eta = \frac{l}{b}$, равным | | | | | | ленточных ($\eta \geq 10$) |
| | | 1,0 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 | |
| 0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,4 | 0,949 | 0,960 | 0,972 | 0,975 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 |
| 0,8 | 0,756 | 0,800 | 0,848 | 0,866 | 0,876 | 0,879 | 0,881 | 0,881 |
| 1,2 | 0,547 | 0,606 | 0,682 | 0,717 | 0,739 | 0,749 | 0,754 | 0,755 |
| 1,6 | 0,390 | 0,449 | 0,532 | 0,578 | 0,612 | 0,629 | 0,639 | 0,642 |
| 2,0 | 0,285 | 0,336 | 0,414 | 0,463 | 0,505 | 0,530 | 0,545 | 0,550 |
| 2,4 | 0,214 | 0,257 | 0,325 | 0,374 | 0,419 | 0,449 | 0,470 | 0,477 |
| 2,8 | 0,165 | 0,201 | 0,260 | 0,304 | 0,349 | 0,383 | 0,410 | 0,420 |
| 3,2 | 0,130 | 0,160 | 0,210 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,360 | 0,374 |
| 3,6 | 0,106 | 0,131 | 0,173 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,319 | 0,337 |
| 4,0 | 0,087 | 0,108 | 0,145 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,285 | 0,306 |
| 4,4 | 0,073 | 0,091 | 0,123 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,255 | 0,280 |
| 4,8 | 0,062 | 0,077 | 0,105 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,230 | 0,258 |
| 5,2 | 0,053 | 0,067 | 0,091 | 0,113 | 0,141 | 0,170 | 0,208 | 0,239 |
| 5,6 | 0,046 | 0,058 | 0,079 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,189 | 0,223 |
| 6,0 | 0,040 | 0,051 | 0,070 | 0,087 | 0,110 | 0,136 | 0,173 | 0,208 |
| 6,4 | 0,036 | 0,045 | 0,062 | 0,077 | 0,099 | 0,122 | 0,158 | 0,196 |
| 6,8 | 0,031 | 0,040 | 0,055 | 0,064 | 0,088 | 0,110 | 0,145 | 0,185 |
| 7,2 | 0,028 | 0,036 | 0,049 | 0,062 | 0,080 | 0,100 | 0,133 | 0,175 |
| 7,6 | 0,024 | 0,032 | 0,044 | 0,056 | 0,072 | 0,091 | 0,123 | 0,166 |
| 8,0 | 0,022 | 0,029 | 0,040 | 0,051 | 0,066 | 0,084 | 0,113 | 0,158 |
| 8,4 | 0,021 | 0,026 | 0,037 | 0,046 | 0,060 | 0,077 | 0,105 | 0,150 |
| 8,8 | 0,019 | 0,024 | 0,033 | 0,042 | 0,055 | 0,071 | 0,098 | 0,143 |
| 9,2 | 0,017 | 0,022 | 0,031 | 0,039 | 0,051 | 0,065 | 0,091 | 0,137 |
| 9,6 | 0,016 | 0,020 | 0,028 | 0,036 | 0,047 | 0,060 | 0,085 | 0,132 |
| 10,0 | 0,015 | 0,019 | 0,026 | 0,033 | 0,043 | 0,056 | 0,079 | 0,126 |
| 10,4 | 0,014 | 0,017 | 0,024 | 0,031 | 0,040 | 0,052 | 0,074 | 0,122 |
| 10,8 | 0,013 | 0,016 | 0,022 | 0,029 | 0,037 | 0,049 | 0,069 | 0,117 |
| 11,2 | 0,012 | 0,015 | 0,021 | 0,027 | 0,035 | 0,045 | 0,065 | 0,113 |
| 11,6 | 0,011 | 0,014 | 0,020 | 0,025 | 0,033 | 0,042 | 0,061 | 0,109 |
| 12,0 | 0,010 | 0,013 | 0,018 | 0,023 | 0,031 | 0,040 | 0,058 | 0,106 |

Примечания:

1. В таблице обозначено: b – ширина или диаметр фундамента; l – длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются, как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

Пример: Определить величину сжимающих напряжений под центром и под серединой длинной стороны загруженного прямоугольника размерами 4x9,6 м на глубине 4 м от поверхности при внешней нагрузке интенсивностью $P=300$ кПа.

Для площадки под центром загруженной площади:

$$\alpha = f\left(\xi = \frac{2z}{b}; \quad \eta = \frac{l}{b}\right);$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 4}{4} = 2; \quad \eta = \frac{9,6}{4} = 2,4.$$

По табл. 7 $\alpha=0,505$.

$$\sigma_{z_0} = P\alpha = 300 \cdot 0,505 = 151,5 \text{ кПа.}$$

Для площадки под серединой длинной стороны прямоугольной загруженной площади, разделяя ее на два прямоугольника размерами 4x4,8 м так, чтобы рассматриваемая точка была угловой:

$$\alpha = f\left(\xi = \frac{z}{b}; \quad \eta = \frac{l}{b}\right);$$

$$\xi = \frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1; \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{4,8}{4} = 1,2.$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 0,732.$$

$$\sigma_{z_c} = 0,25P(\alpha_1 + \alpha_2) = 0,25 \cdot 300 \cdot 2 \cdot 0,732 = 109,8 \text{ кПа.}$$

3.5. Определение напряжений от нагрузки, меняющейся по закону прямой

Сжимающие напряжения в массиве грунта при нагрузке, меняющейся по закону прямой, вычисляются по формуле

$$\sigma_z = I\rho, \quad (43)$$

где $I = f\left(\frac{a}{z}, \frac{b}{z}\right)$. Функция относительных величин $\left(\frac{a}{z}, \frac{b}{z}\right)$ определяется по номограмме Остерберга (рис. 15); a и b — соответственно длины прямоугольной и треугольной эпюр нагрузки; z — глубина рассматриваемой точки.

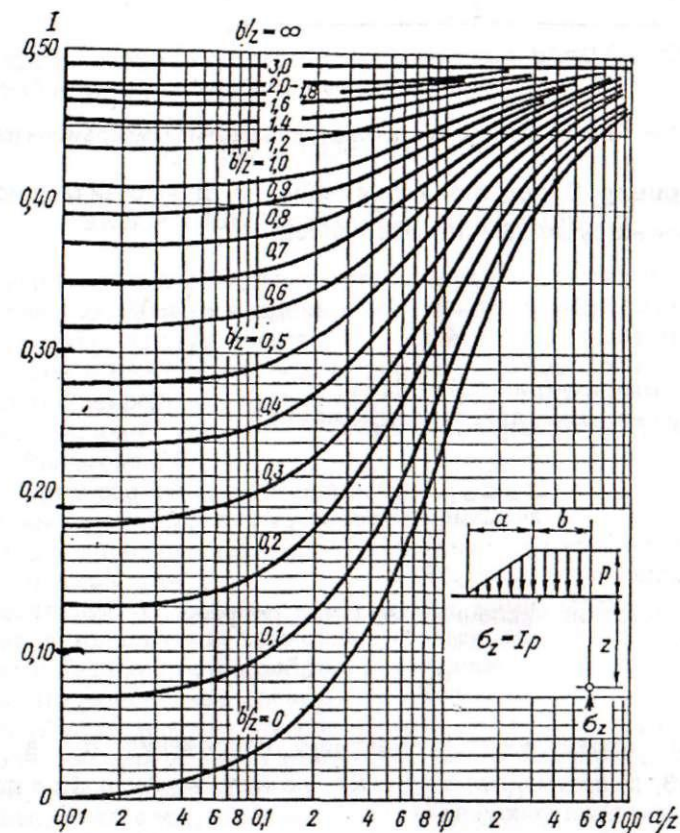


Рис. 15. Номограмма для определения сжимающих напряжений от нагрузки, меняющейся по закону прямой

Величина I определяется как алгебраическая сумма коэффициентов, соответствующих нагрузке слева и справа от вертикали, проходящей через рассматриваемую точку.

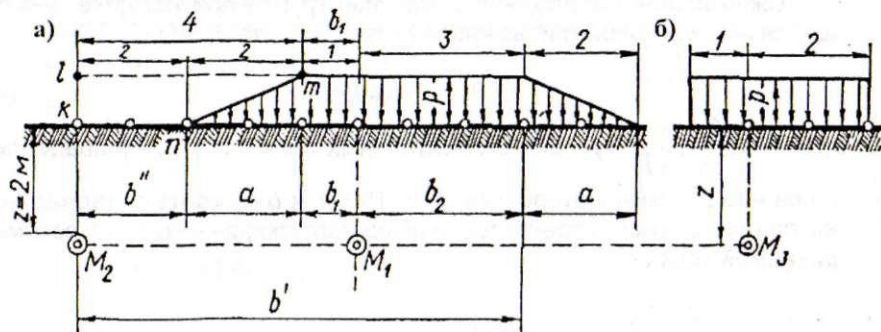


Рис. 16. Схемы нагрузок к примеру пользования номограммой (см. рис. 15)

Пример: Определить напряжение σ_{z_1} для точки M_1 (рис. 16, а).

При нагрузке, действующей слева:

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0,5.$$

По графику (рис. 15) $I_{\text{л}} = 0,397$.

При нагрузке, действующей справа:

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1,5; \quad I_{\text{п}} = 0,478.$$

Тогда $\sigma_{z_1} = (I_{\text{л}} + I_{\text{п}})P$.

Подставляя численные значения, получим

$$\sigma_{z_1} = (0,397 + 0,478)P = 0,875P.$$

Для определения сжимающего напряжения σ_{z_2} в точке M_2 (рис. 16, а) прикладываем фиктивную нагрузку $klmn$. При полной нагрузке (включая фиктивную):

$$\frac{a}{z} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b'}{z} = \frac{8}{2} = 4; \quad I_{\text{п}} = 0,499.$$

При фиктивной нагрузке:

$$\frac{a}{z} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b''}{z} = 1; \quad I'_{\text{п}} = 0,455.$$

Подставляя численные значения и учитывая фиктивность нагрузки $klmn$, получим

$$\sigma_{z_2} = (I_{\text{п}} - I'_{\text{п}})P = (0,499 - 0,455)P = 0,044P.$$

Для случая прямоугольной нагрузки (рис. 16, б)

$$\sigma_{z_3} = (I_{\text{л}} + I_{\text{п}})P.$$

Определив по графику (рис. 15) $I_{\text{л}}$ при $a/z=0$ и $b/z=0,5$ ($I_{\text{л}}=0,278$) и $I_{\text{п}}$ при $a/z=0$ и $b/z=1$ ($I_{\text{п}}=0,410$), получим

$$\sigma_{z_3} = (0,278 + 0,410)P = 0,688P.$$

4. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ

Изучение устойчивости грунтового массива в откосах и склонах представляет собой часть раздела науки, объектом исследования которого являются условия залегания грунтов и физические явления, происходящие в грунтовой толще в связи с проведением строительных работ или природными явлениями.

Применительно к устойчивости открытых выработок можно выделить три главных задачи:

- 1) изучение свойств грунтовых массивов;
- 2) изучение механизма процессов деформаций;
- 3) изучение влияния технологии строительных работ на устойчивость выработок.

Определение оптимальных параметров устойчивости откосов и уступов является одним из важнейших условий, обеспечивающих экономичную и безопасную разработку котлованов и траншей. Следует отметить, что чрезмерные запасы прочности нежелательны, так как уменьшение углов наклона откосов вызовет необходимость выполнения дополнительных объемов земляных работ. И, наоборот, устройство крутых откосов может привести к потере их устойчивости и обрушению. Выделяют следующие причины потери устойчивости откосов:

- устранение естественной опоры грунтового массива вследствие разработки траншей, котлованов, подмыва откоса и т.п.;

- увеличение внешней нагрузки на откос;
- увеличение удельного веса грунта в призме обрушения в результате неполного заполнения водой его пор;
- устройство недопустимо крутого откоса;
- уменьшение удельного веса грунта в основании откоса при подъеме уровня грунтовых вод вследствие взвешивающего действия воды на грунты;
- увеличение гидродинамического давления воды, выходящей через поверхность откоса;
- снижение сцепления и трения грунта при его увлажнении;
- динамическое воздействие машин и механизмов, буровзрывных работ и сейсмических явлений.

4.1. Устойчивость откосов, сложенных идеально сыпучими грунтами

Откосы, сложенные идеально сыпучим грунтом, будут устойчивы при определенном значении угла заложения откоса.

Пусть имеем откос АВ идеально сыпучего грунта. Рассмотрим устойчивость частиц этого откоса. Возьмем на поверхности откоса твердую частицу М и составим для нее условие равновесия. Разложим вес Q частицы М на две составляющие: N – нормальную к поверхности откоса и T – касательную к ней (рис. 17).

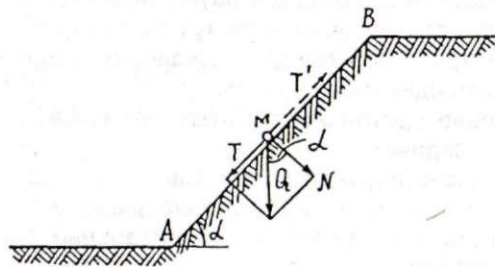


Рис. 17. Схема к расчету устойчивости откоса идеально сыпучего грунта

$$N = Q \cos \alpha \quad \text{и} \quad T = Q \sin \alpha, \quad (44)$$

где α – угол наклона откоса.

Поскольку грунт обладает только внутренним трением, то касательной силе T, стремящейся сдвинуть частицу к подножью откоса, будет противодействовать сила трения T', пропорциональная нормальному давлению N:

$$T' = Nf, \quad (45)$$

где f – коэффициент внутреннего трения, $f = \tan \varphi$;
 φ – угол внутреннего трения.

Тогда

$$T' = Q \cos \alpha \tan \varphi. \quad (46)$$

Составим уравнение равновесия для точки М, для чего все силы спроектируем на наклонную грань откоса и приравняем их к нулю.

Получим

$$T - T' = 0 \quad \text{или} \quad Q \sin \alpha - Q \cos \alpha \tan \varphi = 0. \quad (47)$$

Отсюда

$$\tan \varphi = \frac{Q \sin \alpha}{Q \cos \alpha} = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \tan \alpha \quad (48)$$

или

$$\tan \alpha = \tan \varphi; \quad \alpha = \varphi. \quad (49)$$

Следовательно, предельный угол откоса идеально сыпучего грунта равен углу внутреннего трения грунта. Этот угол называется *углом естественного откоса*.

4.2. Устойчивость откосов, сложенных идеально связным грунтом

Идеально связные грунты могут удерживать вертикальный откос определенной высоты.

Рассмотрим устойчивость вертикального откоса АВ высотой h (рис. 18). Проведем под углом α к горизонту плоскость АС, являющуюся при обрушении призмы АВС плоскостью скольжения. Силой, действующей на сползающую призму, будет ее вес Q, который определим по формуле

$$Q = V\gamma; \quad V = Al; \quad A = \frac{1}{2} ABBC = \frac{1}{2} (h \cdot h \cdot \tan \alpha);$$

$$Q = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot \tan \alpha}{2}, \quad (50)$$

где V – объем призмы обрушения,

A – площадь основания призмы;

h – высота призмы;

γ – удельный вес грунта, слагающего откос;

l – размер призмы в плоскости, перпендикулярной плоскости чертежа (в дальнейшем опускаем).

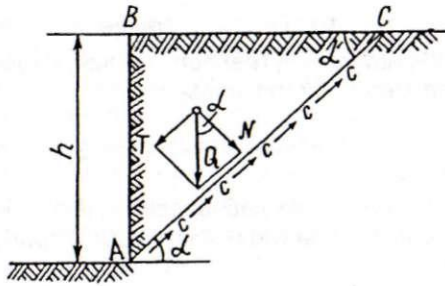


Рис. 18. Схема к расчету устойчивости откоса идеально связного грунта

Сдвигающей силой в этом случае будет касательная сила T , определяемая по формуле

$$T = Q \sin \alpha = \frac{\gamma h^2 \operatorname{ctg} \alpha \sin \alpha}{2} = \frac{\gamma h^2 \cos \alpha}{2} \quad (51)$$

Удерживающая сила будет обусловлена средней величиной сцепления по плоскости скольжения AC :

$$T' = \frac{ABc}{2 \sin \alpha} = \frac{hc}{2 \sin \alpha} \quad (52)$$

где c – удельное сцепление.

Составим уравнение равновесия сил, действующих на наклонную грань откоса AC :

$$T - T' = 0;$$

$$\frac{\gamma h^2 \cos \alpha}{2} - \frac{hc}{2 \sin \alpha} = 0 \quad (53)$$

Определим высоту отвесного откоса, соответствующего максимальному значению сил сцепления:

$$h_{90} = \frac{2c}{\gamma \sin 2\alpha} \quad (54)$$

Очевидно, что максимальное значение $h_{90\max}$ будет при $\sin 2\alpha = 1$ или $\alpha = 45^\circ$. Тогда, принимая $\sin 2\alpha = 1$ и решая уравнение (54), получим максимальную высоту откоса:

$$h_{90\max} = \frac{2c}{\gamma} \quad (55)$$

Для получения устойчивого откоса вводят коэффициент запаса устойчивости η в пределах 1,1-1,3, тогда

$$h_{90\max} = \frac{2c}{\gamma \eta} \quad (56)$$

4.3. Оценка устойчивости откосов и склонов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения широко применяется на практике.

Сущность метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения сводится к следующему. Предположим, что грунтовый массив смещается по круглоцилиндрической поверхности AC с центром в точке O (рис. 19). Условием равновесия призмы обрушения будет: сумма моментов всех сил относительно точки вращения O равна нулю, т.е. $\sum M_0 = 0$. Для составления уравнения моментов относительно точки вращения O разобьем призму скольжения ABC вертикальными сечениями на ряд отсеков. Разбивка призмы обрушения на отсеки производится с учетом неоднородности грунта призмы и профиля склона так, чтобы в пределах отрезка дуги скольжения основания каждого i -го отсека прочностные характеристики φ и c были бы постоянными.

Силой, действующей на каждый отсек, будет его вес Q_i .

Принимаем условно за точку приложения веса каждого отсека точку пересечения отвесной линии (вес отсека) с серединой отрезка соответствующей дуги скольжения.

Разложим вес отсека Q_i на нормальную N_i (по направлению радиуса вращения) (N_i и касательную T_i (по направлению, перпендикулярному радиусу) составляющие к дуге скольжения в точке их приложения).

Тогда

$$N_i = Q_i \cos \alpha_i, \quad T_i = Q_i \sin \alpha_i \quad (57)$$

Момент сил, сдвигающих отсек относительно точек вращения O , определится по формуле

$$M_{ca} = R \sum_{i=1}^n T_i = R \sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i \quad (58)$$

где n – число отсеков в призме обрушения.

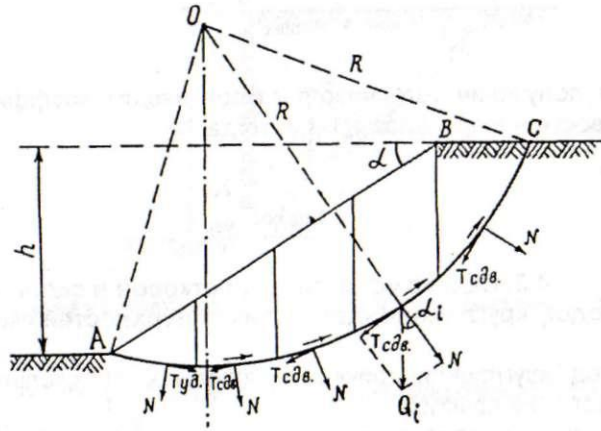


Рис. 19. Схема к расчету устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Удерживающие силы T_i в пределах основания каждого отсека будут обусловлены сопротивлением сдвигу за счет сил внутреннего трения, пропорциональных нормальной составляющей N_i и сцепления грунта по поверхности скольжения:

$$T_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i = Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i \quad (59)$$

где l_i — длина дуги основания i -того отсека;
 φ_i — угол внутреннего трения;
 c_i — сцепление грунта.

Момент сил, удерживающих призму скольжения, определится по формуле

$$M_{уд} = R \left(\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i \right) \quad (60)$$

Коэффициент устойчивости η откоса будет равен отношению момента сил, удерживающих призму скольжения, к моменту сил сдвигающих:

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{сд}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i \right)}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i} \quad (61)$$

Однако уравнение (61) не дает однозначного ответа на поставленный вопрос, так как можно провести множество круглоцилиндрических поверхностей с центром в точке O . Необходимо из всех возможных дуг поверхностей скольжения выбрать наиболее опасную. Для решения этой задачи с достаточным приближением применяют следующий прием.

Из верхней грани откоса проводят наклонную линию (вверх) под углом 36° к горизонту (рис. 20). На этой линии намечают точки O_1, O_2, O_3 и т.д. — центры дуг поверхностей скольжения — по следующему принципу. Точка O_1 находится на расстоянии $(0,25 + 0,4m)h$, где $m = \operatorname{ctg} \alpha$; h — высота откоса. Остальные центры последовательно отмечают на расстоянии $0,3h$ от предыдущего.

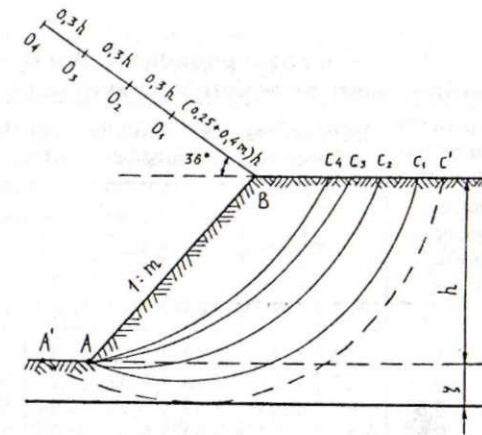


Рис. 20. Определение центра вращения наиболее опасной поверхности скольжения

Для каждой дуги поверхности скольжения, проведенной из центров O_1, O_2 и т.д., определяют коэффициенты устойчивости по формуле (61). Минимальное значение коэффициента устойчивости определит положение наиболее опасной поверхности скольжения.

Как указывает Н.А. Цытович, некоторые усовершенствования и упрощения расчетов по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения внесены Г.И. Тер-Степаняном и М.Н. Гольдштейном.

Коэффициент устойчивости в этом случае вычисляют по формуле

$$\eta = fA + \frac{c}{\gamma h} B, \quad (62)$$

где A и B - коэффициенты, зависящие от геометрических размеров сползающей призмы, выраженные в долях от высоты откоса h .
 $f = \operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент внутреннего трения.

Значения этих коэффициентов и приведены в табл. 8.
 Величина h , вычисляемая из выражения (62), будет иметь вид

$$h = \frac{cB}{\gamma(\eta - fA)} \quad (63)$$

По формулам (62) и (63) и данным табл. 8 можно легко вычислить значения коэффициентов устойчивости откоса η и предельную высоту откоса h при принятой устойчивости.

Таблица 8

Значение коэффициентов A и B
 для приближенного расчета устойчивости откосов

| Заложение откоса l : m | Поверхность скольжения проходит через нижнюю кромку откоса | | Поверхность скольжения проходит через основание и имеет горизонтальную касательную на глубине | | | | | | | |
|-------------------------------|--|------|---|------|-----------------------|------|-----------|------|--------------|------|
| | | | $\xi = \frac{1}{4} h$ | | $\xi = \frac{1}{2} h$ | | $\xi = h$ | | $\xi = 1,5h$ | |
| | | | A | B | A | B | A | B | A | B |
| $l: 1,00$ | 2,34 | 5,79 | 2,56 | 6,10 | 3,17 | 5,92 | 4,32 | 5,80 | 5,78 | 5,75 |
| $l: 1,25$ | 2,64 | 6,05 | 2,66 | 6,32 | 3,24 | 6,62 | 4,43 | 5,86 | 5,86 | 5,80 |
| $l: 1,50$ | 2,64 | 6,50 | 2,80 | 6,53 | 3,32 | 6,13 | 4,54 | 5,93 | 5,94 | 5,85 |
| $l: 1,75$ | 2,87 | 6,58 | 2,93 | 6,72 | 3,41 | 6,26 | 4,65 | 6,00 | 6,02 | 5,90 |
| $l: 2,00$ | 3,23 | 6,70 | 3,10 | 6,87 | 3,53 | 6,40 | 4,78 | 6,08 | 6,10 | 5,95 |
| $l: 2,25$ | 3,19 | 7,27 | 3,26 | 7,23 | 3,66 | 6,56 | 4,90 | 6,16 | 6,18 | 5,98 |
| $l: 2,50$ | 3,53 | 7,30 | 3,46 | 7,62 | 3,82 | 6,74 | 5,08 | 6,26 | 6,26 | 6,02 |
| $l: 2,75$ | 3,59 | 8,02 | 3,68 | 8,00 | 4,02 | 6,95 | 5,17 | 6,36 | 6,34 | 6,05 |
| $l: 3,00$ | 3,59 | 8,91 | 3,93 | 8,40 | 4,24 | 7,20 | 5,31 | 6,47 | 6,44 | 6,09 |

Пример. Определить предельную высоту откоса с уклоном 1:2, если $\eta=2$, $\varphi=22^\circ$, $c=12$ кПа, $\gamma=18$ кН/м³. Поверхность скольжения проходит через нижнюю кромку откоса. Значения коэффициентов A и B находим по табл. 8. Подставив их в формулу (63), будем иметь

$$h = \frac{cB}{\gamma(\eta - fA)} = \frac{12 * 6,70}{18(2 - 0,404 * 323)} = 6,4 \text{ м.}$$

5. РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Под действием нагрузки, приложенной к основанию через фундамент, в грунте основания возникает напряженное состояние, которое вызывает развитие деформаций, приводящих к перемещению (осадке) фундамента.

Поскольку грунт состоит из твердых частиц (скелета), воды и воздуха (газа), заполняющих поры в грунте, его деформация будет зависеть от деформации указанных составляющих.

Развивающаяся осадка грунтов основания в условиях строительства складывается из трех составляющих:

- 1) неупругой (структурной) полностью остаточной осадки перемещения верхнего слоя грунта землеройными механизмами при подготовке котлована;
- 2) пластических местных выдавливания грунта в момент установки фундаментов и их загрузки;
- 3) длительных осадок уплотнения и затухающей ползучести сжимаемой зоны грунта под фундаментами.

Первых двух видов осадок можно избежать или минимизировать за счет тщательной подготовки котлована и укладки фундамента.

Третья составляющая осадки – длительная деформация уплотнения основания – наибольшая по величине и зависит от свойств грунтов всей активной зоны сжатия.

Расчет осадок оснований производится, исходя из условия

$$S \leq S_u,$$

где S – совместная осадка основания и сооружения, определяемая расчетом;

S_u – предельное значение совместной осадки основания и сооружения в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83 (приложение 4).

Для определения конечных (стабилизированных) осадок оснований наибольшее применение получили методы: послойного суммирования, линейно деформированного слоя и эквивалентного слоя.

5.1. Расчет осадки методом послойного суммирования

При расчете осадки методом послойного суммирования исходят из следующих предположений:

1. Осадку зависит только от вертикального давления, передаваемого на основание от фундамента.
2. Боковое расширение грунта невозможно, жесткость фундамента не учитывается.
3. Осадку основания пропорциональна приложенной нагрузке.

Расчет осадки основания S в методе послойного суммирования находят простым суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи H_c по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (64)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8 для всех грунтов;
 $\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального напряжения в i -том слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней Z_{i-1} и нижней Z_i границах элементарного слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;
 h_i и E_i – соответственно толщина и модуль деформации i -того элементарного слоя грунта;
 n – число слоев, на которое разбита сжимаемая толщина основания.

Расчет начинается с определения природного σ_{zq} и дополнительного σ_{zp} напряжений и построения их эпюр в произвольном, но одинаковом масштабе в соответствии со схемой, приведенной на рис. 21.

Напряжение σ_{zq} от собственного веса грунта определяется в следующих характерных точках грунтового основания: на уровне планировки, подошвы фундамента, подземных вод, на контактах инженерно-геологических элементов (слоев грунтов) по формуле

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (65)$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина i -того слоя грунта.

Удельный вес водопроницаемых грунтов γ_{sb} , залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора – глины, вычисляется с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (66)$$

где γ_s и γ_w – удельный вес частиц грунта и воды соответственно;
 e – коэффициент пористости.

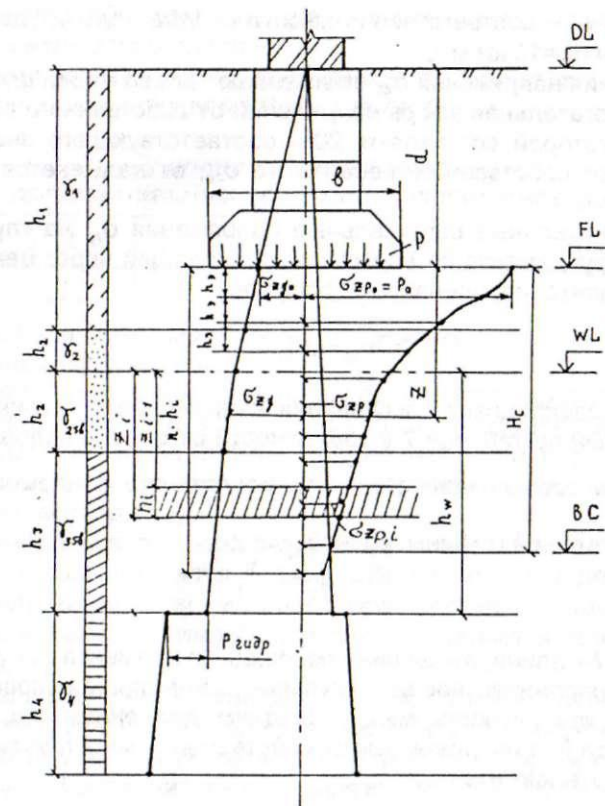


Рис. 21. Схема к расчету осадки фундамента методом послойного суммирования:

DL – отметка планировки; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; d – глубина заложения подошвы фундамента от уровня планировки; b – ширина фундамента; P – среднее давление под подошвой фундамента; P_0 – дополнительное давление на основание; σ_{zq} и σ_{zq0} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине Z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; H_c – глубина сжимаемой толщи; $P_{гидр}$ – гидростатическое давление столба воды; γ – удельный вес грунта; γ_{sb} – удельный вес грунта во взвешенном состоянии; h – толщина слоев грунта; h_s – толщина элементарного слоя грунта

В этом случае к вертикальному напряжению от собственного веса грунта σ_{zq} на кровлю водоупора добавляется гидростатическое давление $P_{гидр}$ столба воды, определяемое по формуле

$$P_{гидр} = h_w \gamma_w, \quad (67)$$

где h_w и γ_w – соответственно высота столба воды и удельный вес воды ($\gamma_w=10 \text{ кН/м}^3$).

Значения напряжений σ_{zq} откладывают влево от оси фундамента.

Вспомогательная эпюра напряжений от собственного веса грунта, значения которой составляют 20% соответствующего значения напряжения от собственного веса грунта σ_{zq} , откладывается вправо от оси фундамента.

Дополнительные вертикальные напряжения σ_{zp} на глубине Z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, определяют по формуле

$$\sigma_{zp}=\alpha P_0, \quad (68)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений с глубиной, принимаемый по таблице 7 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\frac{l}{b}$ и относительной глубины, равной $\xi = \frac{2z}{b}$:

$$\alpha = f\left(\xi = \frac{2z}{b}, \eta = \frac{l}{b}\right), \quad (69)$$

здесь l – длина; b – ширина подошвы фундамента.

P_0 – дополнительное вертикальное давление на основание, определяемое как разность между средним давлением под подошвой фундамента P и напряжением от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента σ_{zq0} :

$$P_0=P-\sigma_{zq0}. \quad (70)$$

Для ленточного фундамента соотношение $\eta \geq 10$. Поэтому коэффициент α выбирается из последней колонки табл. 7.

Чтобы избежать интерполяции по табл. 7, задаются значением $\xi=0,4$ и вычисляют высоту элементарного слоя грунта:

$$h_i = \frac{0,4b}{2}.$$

Для обеспечения необходимой точности расчета сжимаемую толщу основания ниже подошвы фундамента разбивают на элементарные слои, толщина которых h , м, должна удовлетворять условию:

$$h \leq 0,4b,$$

где b – ширина подошвы фундамента.

Дополнительные вертикальные напряжения σ_{zp} определяют на границах элементарных слоев.

Значения напряжений σ_{zp} откладывают вправо от оси фундамента. Все вычисления заносят в таблицу (табл. 9).

Таблица 9

Значения ординат эпюры дополнительных вертикальных напряжений

| Наименование слоев грунта | Z, м | $\xi = \frac{2z}{b}$ | α | $\sigma_{zp}=\alpha P_0$, кПа | E, кПа | S, см |
|---------------------------|------|----------------------|----------|--------------------------------|--------|-------|
| | | | | | | |

Верхней границей сжимаемой толщи основания является плоскость подошвы фундамента.

Нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине $Z=H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp}=0,2\sigma_{zq}$ (здесь σ_{zp} – дополнительное вертикальное напряжение на глубине $Z=H_c$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, σ_{zq} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта).

Если найденная по указанному выше условию нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E \leq 5 \text{ МПа}$ или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $Z=H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется, исходя из условия $\sigma_{zp}=0,1\sigma_{zq}$.

Определение нижней границы сжимаемой толщи основания удобно выполнять графически, для чего находят точку пересечения эпюры $0,2\sigma_{zq}$ или $0,1\sigma_{zq}$ (в зависимости от условий ограничения сжимаемой толщи) с эпюрой дополнительных напряжений. Точка пересечения линий, ограничивающих эти эпюры, и определит положение нижней границы сжимаемой толщи.

5.2. Расчет осадки методом эквивалентного слоя

Метод эквивалентного слоя дает возможность упростить технику расчета конечных осадок и их развития во времени.

Данный метод предусматривает следующие основные допущения:

- грунт однороден в пределах полупространства;
- грунт представляет собой линейно деформируемое тело;
- деформации грунта в пределах полупространства принимаются по теории упругости.

Эквивалентным слоем называется такой слой грунта толщиной h_z , осадка которого при сплошной нагрузке на поверхности P будет равна осадке грунтового полупространства под воздействием местной нагрузки той же интенсивности.

В методе эквивалентного слоя конечную осадку фундамента определяют в результате решения задачи теории упругости полупространст-

ва под действием равномерно распределенной нагрузки по формуле

$$S = h_3 m_v P, \quad (71)$$

где m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта;
 P – давление под подошвой фундамента;
 h_3 – мощность эквивалентного слоя грунта, вычисляемая по формуле

$$h_3 = A \omega b, \quad (72)$$

где b – ширина подошвы фундамента;
 ω – коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента;
 A – коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта:

$$A = \frac{(1-\nu)^2}{1-2\nu}, \quad (73)$$

где ν – коэффициент Пуассона.

Произведение $A\omega$ называется *коэффициентом эквивалентного слоя*. Значение коэффициента эквивалентного слоя в зависимости от коэффициента Пуассона для разных грунтов и соотношения сторон загруженной площади приведены в табл. 10.

Для расчета осадки фундамента при слоистом залегании грунтов в основании эпюру напряжений σ_{zp} сложных очертаний (см. рис. 21) заменяют эквивалентной треугольной эпюрой. Вершину треугольной эпюры назначают на глубине сжимаемой толщи $H_c = 2h_3$, а основание эпюры равно дополнительному вертикальному давлению P_0 под подошвой фундамента (рис. 22).

Осадку слоистого основания вычисляют также по формуле (71) с той лишь разницей, что в ней вместо коэффициента относительной сжимаемости m_v используют средний коэффициент относительной сжимаемости m_{vm} , вычисляемый по формуле

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_3^2} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i, \quad (74)$$

где h_i – высота i -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи;
 m_{vi} – коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя;
 z_i – расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до середины i -го слоя.

По этому методу, кроме конечной осадки, можно определить затухание осадки во времени, что значительно расширяет пределы его применимости.

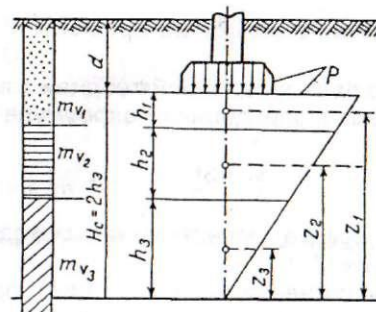


Рис. 22. Схема к определению осадок методом эквивалентного слоя

Таблица 10
 Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega_0$

| Соотношение $\frac{l}{b}$ | Гравий и галька | | Пески | | | | | | Суглинки пластичные | | | | | | Глины и суглинки | | | |
|---------------------------|--|-------------|-----------------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|---------------------|-------------|-----------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------|
| | Глины и суглинки твердые и полутвердые | | Супеси твердые и пластичные | | | | | | Глины пластичные | | Мягкопластичные | | | | | | | |
| | $\nu=0,10$ | $\nu=0,20$ | $\nu=0,25$ | $\nu=0,30$ | $\nu=0,35$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | $\nu=0,40$ | | | |
| 1,0 | 1,13 | 0,96 | 0,89 | 1,20 | 1,01 | 0,94 | 1,26 | 1,07 | 0,99 | 1,37 | 1,17 | 1,08 | 1,58 | 1,34 | 1,24 | 2,02 | 1,71 | 1,58 |
| 1,5 | 1,37 | 1,16 | 1,09 | 1,45 | 1,23 | 1,15 | 1,53 | 1,30 | 1,21 | 1,66 | 1,40 | 1,32 | 1,91 | 1,62 | 1,52 | 2,44 | 2,07 | 1,94 |
| 2,0 | 1,55 | 1,31 | 1,23 | 1,63 | 1,39 | 1,30 | 1,72 | 1,47 | 1,37 | 1,88 | 1,60 | 1,49 | 2,16 | 1,83 | 1,72 | 2,76 | 2,34 | 2,20 |
| 3,0 | 1,81 | 1,55 | 1,46 | 1,90 | 1,63 | 1,54 | 2,01 | 1,73 | 1,62 | 2,18 | 1,89 | 1,76 | 2,51 | 2,15 | 2,01 | 3,21 | 2,75 | 2,59 |
| 4,0 | 1,99 | 1,72 | 1,63 | 2,09 | 1,81 | 1,72 | 2,21 | 1,92 | 1,81 | 2,41 | 2,09 | 1,97 | 2,77 | 2,39 | 2,26 | 3,53 | 3,06 | 2,90 |
| 5,0 | 2,13 | 1,85 | 1,74 | 2,24 | 1,95 | 1,84 | 2,37 | 2,07 | 1,94 | 2,58 | 2,25 | 2,11 | 2,96 | 2,57 | 2,42 | 3,79 | 3,29 | 3,10 |
| 6,0 | 2,25 | 1,98 | — | 2,37 | 2,09 | — | 2,50 | 2,21 | — | 2,72 | 2,41 | — | 3,14 | 2,76 | — | 4,00 | 3,53 | — |
| 7,0 | 2,35 | 2,06 | — | 2,47 | 2,18 | — | 2,61 | 2,31 | — | 2,84 | 2,51 | — | 3,26 | 2,87 | — | 4,18 | 2,67 | — |
| 8,0 | 2,43 | 2,14 | — | 2,56 | 2,26 | — | 2,70 | 2,40 | — | 2,94 | 2,61 | — | 3,38 | 2,98 | — | 4,32 | 3,82 | — |
| 9,0 | 2,51 | 2,21 | — | 2,64 | 2,34 | — | 2,79 | 2,47 | — | 3,03 | 2,69 | — | 3,49 | 3,08 | — | 4,46 | 3,92 | — |
| 10 и более | 2,58 | 2,27 | 2,15 | 2,71 | 2,40 | 2,26 | 2,86 | 2,54 | 2,38 | 3,12 | 2,77 | 2,60 | 3,58 | 3,17 | 2,98 | 4,58 | 4,05 | 3,82 |
| Коэффициенты | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ |

Примечание: $A\omega_0$ – для осадки под центром тяжести гибкого фундамента;
 $A\omega_m$ – для средней осадки фундамента конечной жесткости;
 $A\omega_{const}$ – для осадки абсолютно жесткого фундамента.

Изменение осадок во времени

В соответствии с фильтрационной теорией консолидации осадку, происходящую за время t , определяют по формуле

$$S_t = SU, \quad (75)$$

где S – конечная осадка, определенная методом эквивалентного слоя по формуле (71);

U – степень уплотнения (консолидации), представляющая собой долю от полной осадки за время t .

Степень консолидации U определяют из выражения

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots), \quad (76)$$

где N – постоянный множитель. Определяется по формуле

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t, \quad (77)$$

где $H = 2h_0$;

C_v – коэффициент консолидации:

$$C_v = \frac{K_\phi}{m_v \gamma_w}, \quad (78)$$

где K_ϕ – коэффициент фильтрации грунта;

m_v – коэффициент относительной сжимаемости;

γ_w – удельный вес воды.

В случае слоистого напластования грунтов основания определяют осредненное значение коэффициента фильтрации в пределах сжимаемой толщи по формуле

$$K_{\phi m} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{K_{\phi i}}}, \quad (79)$$

и коэффициента консолидации по формуле

$$C_{vm} = \frac{K_{\phi m}}{m_{vm} \gamma_w}, \quad (79')$$

а осредненное значение коэффициента относительной сжимаемости m_{vm} – по формуле (74).

Учитывая выражения (71) и (76), получим для случая равномерно распределения уплотняющих давлений по глубине осадку для любого времени t :

$$St = h_0 m_v P \left(1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots) \right). \quad (80)$$

Для облегчения расчетов в табл. 11 приведены значения e^{-x} в зависимости от x .

Таблица 11

Значение e^{-x} в зависимости от x

| x | e^{-x} | x | e^{-x} | x | e^{-x} |
|-------|----------|------|----------|------|----------|
| 0,000 | 1,000 | 0,45 | 0,638 | 0,99 | 0,372 |
| 0,001 | 0,999 | 0,46 | 0,631 | 1,00 | 0,368 |
| 0,002 | 0,998 | 0,47 | 0,625 | 1,01 | 0,364 |
| 0,003 | 0,997 | 0,48 | 0,619 | 1,02 | 0,351 |
| 0,004 | 0,996 | 0,49 | 0,613 | 1,03 | 0,357 |
| 0,005 | 0,995 | 0,50 | 0,607 | 1,04 | 0,353 |
| 0,006 | 0,994 | 0,51 | 0,601 | 1,05 | 0,350 |
| 0,007 | 0,993 | 0,52 | 0,595 | 1,06 | 0,346 |
| 0,008 | 0,992 | 0,53 | 0,589 | 1,07 | 0,343 |
| 0,009 | 0,991 | 0,54 | 0,583 | 1,08 | 0,340 |
| 0,01 | 0,990 | 0,55 | 0,577 | 1,09 | 0,336 |
| 0,02 | 0,980 | 0,56 | 0,571 | 1,10 | 0,333 |
| 0,03 | 0,970 | 0,57 | 0,566 | 1,11 | 0,330 |
| 0,04 | 0,961 | 0,58 | 0,560 | 1,12 | 0,326 |
| 0,05 | 0,951 | 0,59 | 0,554 | 1,13 | 0,323 |
| 0,06 | 0,942 | 0,60 | 0,549 | 1,14 | 0,320 |
| 0,07 | 0,932 | 0,61 | 0,543 | 1,15 | 0,317 |
| 0,08 | 0,923 | 0,62 | 0,538 | 1,16 | 0,313 |
| 0,09 | 0,914 | 0,63 | 0,533 | 1,17 | 0,310 |
| 0,10 | 0,905 | 0,64 | 0,527 | 1,18 | 0,307 |
| 0,11 | 0,896 | 0,65 | 0,522 | 1,19 | 0,304 |
| 0,12 | 0,887 | 0,66 | 0,517 | 1,20 | 0,301 |
| 0,13 | 0,878 | 0,67 | 0,512 | 1,21 | 0,298 |
| 0,14 | 0,869 | 0,68 | 0,507 | 1,22 | 0,295 |
| 0,15 | 0,861 | 0,69 | 0,502 | 1,23 | 0,292 |
| 0,16 | 0,852 | 0,70 | 0,497 | 1,24 | 0,289 |
| 0,17 | 0,844 | 0,71 | 0,492 | 1,25 | 0,286 |
| 0,18 | 0,835 | 0,72 | 0,487 | 1,26 | 0,284 |
| 0,19 | 0,827 | 0,73 | 0,482 | 1,27 | 0,281 |
| 0,20 | 0,819 | 0,74 | 0,477 | 1,28 | 0,278 |
| 0,21 | 0,811 | 0,75 | 0,472 | 1,29 | 0,275 |
| 0,22 | 0,803 | 0,76 | 0,467 | 1,30 | 0,273 |
| 0,23 | 0,795 | 0,77 | 0,463 | 1,31 | 0,270 |
| 0,24 | 0,787 | 0,78 | 0,458 | 1,32 | 0,267 |
| 0,25 | 0,779 | 0,79 | 0,454 | 1,33 | 0,264 |
| 0,26 | 0,771 | 0,80 | 0,449 | 1,34 | 0,262 |
| 0,27 | 0,763 | 0,81 | 0,445 | 1,35 | 0,259 |
| 0,28 | 0,756 | 0,82 | 0,440 | 1,36 | 0,257 |
| 0,29 | 0,748 | 0,83 | 0,436 | 1,37 | 0,254 |

Окончание таблицы 11

| x | e ^{-x} | x | e ^{-x} | x | e ^{-x} |
|------|-----------------|------|-----------------|------|-----------------|
| 0,30 | 0,741 | 0,84 | 0,431 | 1,38 | 0,252 |
| 0,31 | 0,733 | 0,85 | 0,427 | 1,39 | 0,249 |
| 0,32 | 0,726 | 0,86 | 0,423 | 1,40 | 0,247 |
| 0,33 | 0,719 | 0,87 | 0,419 | 1,41 | 0,244 |
| 0,34 | 0,712 | 0,88 | 0,415 | 1,42 | 0,242 |
| 0,35 | 0,705 | 0,89 | 0,411 | 1,43 | 0,239 |
| 0,36 | 0,698 | 0,90 | 0,407 | 1,44 | 0,237 |
| 0,37 | 0,691 | 0,91 | 0,403 | 1,45 | 0,235 |
| 0,38 | 0,684 | 0,92 | 0,399 | 1,46 | 0,232 |
| 0,39 | 0,677 | 0,93 | 0,394 | 1,47 | 0,230 |
| 0,40 | 0,670 | 0,94 | 0,391 | 1,48 | 0,228 |
| 0,41 | 0,664 | 0,95 | 0,387 | 1,49 | 0,225 |
| 0,42 | 0,657 | 0,96 | 0,383 | 1,50 | 0,223 |
| 0,43 | 0,651 | 0,97 | 0,379 | 1,51 | 0,221 |
| 0,44 | 0,644 | 0,98 | 0,375 | 1,52 | 0,219 |
| 1,53 | 0,217 | 1,78 | 0,169 | 2,03 | 0,131 |
| 1,54 | 0,214 | 1,79 | 0,167 | 2,04 | 0,130 |
| 1,55 | 0,212 | 1,80 | 0,165 | 2,05 | 0,129 |
| 1,56 | 0,210 | 1,81 | 0,164 | 2,06 | 0,127 |
| 1,57 | 0,208 | 1,82 | 0,162 | 2,07 | 0,126 |
| 1,58 | 0,206 | 1,83 | 0,160 | 2,08 | 0,125 |
| 1,59 | 0,204 | 1,84 | 0,159 | 2,09 | 0,124 |
| 1,60 | 0,202 | 1,85 | 0,157 | 2,10 | 0,122 |
| 1,61 | 0,200 | 1,86 | 0,156 | 2,15 | 0,116 |
| 1,62 | 0,198 | 1,87 | 0,154 | 2,20 | 0,111 |
| 1,63 | 0,196 | 1,88 | 0,152 | 2,25 | 0,105 |
| 1,64 | 0,194 | 1,89 | 0,151 | 2,30 | 0,100 |
| 1,65 | 0,192 | 1,90 | 0,150 | 2,35 | 0,095 |
| 1,66 | 0,190 | 1,91 | 0,148 | 2,40 | 0,091 |
| 1,67 | 0,188 | 1,92 | 0,147 | 2,45 | 0,086 |
| 1,68 | 0,186 | 1,93 | 0,145 | 2,50 | 0,082 |
| 1,69 | 0,185 | 1,94 | 0,144 | 2,55 | 0,078 |
| 1,70 | 0,183 | 1,95 | 0,142 | 2,6 | 0,074 |
| 1,71 | 0,181 | 1,96 | 0,141 | 2,7 | 0,067 |
| 1,72 | 0,179 | 1,97 | 0,140 | 2,8 | 0,061 |
| 1,73 | 0,177 | 1,98 | 0,138 | 2,9 | 0,055 |
| 1,74 | 0,176 | 1,99 | 0,137 | 3,0 | 0,050 |
| 1,75 | 0,174 | 2,00 | 0,135 | 4,0 | 0,018 |
| 1,76 | 0,172 | 2,01 | 0,134 | 5,0 | 0,007 |
| 1,77 | 0,170 | 2,02 | 0,133 | 6,0 | 0,002 |
| | | | | 7,0 | 0,001 |
| | | | | 10,0 | 0,000 |

5.3. Расчет осадки методом линейно деформируемого слоя

В этом методе осадка определяется от всех составляющих напряжений, возникающих в основании, с учетом формы подошвы фундамента в плане. Основание моделируется линейно деформируемым телом ограниченной толщины.

Метод используется в следующих случаях:

а) если в пределах сжимаемой толщи основания H_c , определенной как для линейно деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100$ МПа и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c (1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1}), \quad (81)$$

где E_2 – модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 ;

б) если ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов $E \geq 10$ МПа.

Осадку основания с использованием метода линейно деформируемого слоя (рис. 23) определяют по формуле

$$S = \frac{PbK_C}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (82)$$

где P – среднее давление под подошвой фундамента (для фундаментов шириной $b < 10$ м принимается $P = P_0$);

b – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;

K_C, K_m – коэффициенты, принимаемые по табл. 12 и 13;

n – число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H ;

K_i и K_{i-1} – коэффициенты, определяемые по табл. 14 в зависимости от формы фундамента и относительной глубины, на которой расположена подошва и кровля i -го слоя соответственно:

$$\xi_i = \frac{2z_i}{b}; \quad \xi_{i-1} = \frac{2z_{i-1}}{b};$$

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта.

Таблица 12

Коэффициент K_c

| Относительная толщина слоя $\xi' = \frac{2H}{b}$ | K_c |
|---|-------|
| $0 < \xi' \leq 0,5$ | 1,5 |
| $0,5 < \xi' \leq 1$ | 1,4 |
| $1 < \xi' \leq 2$ | 1,3 |
| $2 < \xi' \leq 3$ | 1,2 |
| $3 < \xi' \leq 5$ | 1,1 |
| $\xi' > 5$ | 1,0 |

Таблица 13

Коэффициент K_m

| Среднее значение модуля деформации грунта основания E , МПа | Значение коэффициента K_m при ширине фундамента b , м, равной | | |
|---|---|---------------------|----------|
| | $b < 10$ | $10 \leq b \leq 15$ | $b > 15$ |
| $E < 10$ | 1 | 1 | 1 |
| $E \geq 10$ | 1 | 1,35 | 1,5 |

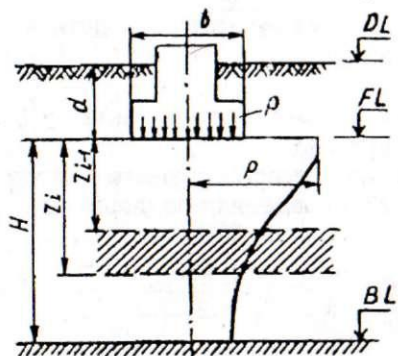


Рис. 23. Схема к расчету осадок методом линейно деформируемого слоя конечной толщины

Толщина линейно деформируемого слоя H (рис. 23) в этом случае вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi b) K_p, \quad (83)$$

где H_0 и ψ принимаются соответственно равными для оснований, сложенных глинистыми грунтами, 9 м и 0,15; песками – 6 м и 0,1; K_p – коэффициент, принимаемый равным: $K_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $P = 100$ кПа; $K_p = 1,2$ – при $P = 500$ кПа; при промежуточных значениях – по интерполяции.

Если основание сложено глинистыми грунтами и песками, величину H вычисляют по формуле

$$H = H_s + h_{cl}/3, \quad (84)$$

где H_s – толщина слоя, вычисленная по формуле (83) в предположении, что основание сложено только песками; h_{cl} – суммарная толщина слоев глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной H_{cl} – значению H , вычисленному по формуле (83) в предположении, что основание сложено только глинистыми грунтами.

Величина H , вычисленная по формулам (83) и (84), должна быть увеличена на толщину слоя грунта с модулем деформации $E < 10$ МПа, если этот слой расположен ниже H и толщина его не превышает $0,2 H$. При большей толщине слоя такого грунта, а также если вышележащие слои имеют модуль деформации $E < 10$ МПа, расчет осадок оснований и фундаментов рекомендуется выполнять по расчетной схеме линейно деформируемого полупространства (методом послойного суммирования).

Таблица 14

Коэффициент k

| $\xi = \frac{2z}{b}$ | Коэффициент k для фундаментов | | | | | | | |
|----------------------|---------------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-----------------------------|
| | круглых | прямоугольных с соотношением сторон $\eta = \frac{l}{b}$, равном | | | | | | Ленточных $\eta \geq 10$ |
| | | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 | |
| 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 0,4 | 0,090 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,104 |
| 0,8 | 0,179 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,208 |
| 1,2 | 0,266 | 0,299 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,311 |
| 1,6 | 0,348 | 0,380 | 0,394 | 0,397 | 0,397 | 0,397 | 0,397 | 0,412 |
| 2,0 | 0,411 | 0,446 | 0,472 | 0,482 | 0,486 | 0,486 | 0,486 | 0,511 |
| 2,4 | 0,461 | 0,499 | 0,538 | 0,556 | 0,565 | 0,567 | 0,567 | 0,605 |
| 2,8 | 0,501 | 0,542 | 0,592 | 0,618 | 0,635 | 0,640 | 0,640 | 0,687 |
| 3,2 | 0,532 | 0,577 | 0,637 | 0,671 | 0,696 | 0,707 | 0,709 | 0,763 |
| 3,6 | 0,558 | 0,606 | 0,676 | 0,717 | 0,750 | 0,768 | 0,772 | 0,831 |
| 4,0 | 0,579 | 0,630 | 0,708 | 0,756 | 0,796 | 0,820 | 0,830 | 0,892 |
| 4,4 | 0,596 | 0,650 | 0,735 | 0,789 | 0,837 | 0,867 | 0,883 | 0,949 |
| 4,8 | 0,611 | 0,668 | 0,759 | 0,819 | 0,873 | 0,908 | 0,932 | 1,001 |
| 5,2 | 0,624 | 0,683 | 0,780 | 0,844 | 0,904 | 0,948 | 0,977 | 1,050 |
| 5,6 | 0,635 | 0,697 | 0,798 | 0,867 | 0,933 | 0,981 | 1,018 | 1,095 |
| 6,0 | 0,645 | 0,708 | 0,814 | 0,887 | 0,958 | 1,011 | 1,056 | 1,138 |
| 6,4 | 0,653 | 0,719 | 0,828 | 0,904 | 0,980 | 1,041 | 1,090 | 1,178 |
| 6,8 | 0,661 | 0,728 | 0,841 | 0,920 | 1,000 | 1,065 | 1,122 | 1,215 |
| 7,2 | 0,668 | 0,736 | 0,852 | 0,935 | 1,019 | 1,088 | 1,152 | 1,251 |
| 7,6 | 0,674 | 0,744 | 0,863 | 0,948 | 1,036 | 1,109 | 1,180 | 1,285 |
| 8,0 | 0,679 | 0,751 | 0,872 | 0,960 | 1,051 | 1,128 | 1,205 | 1,316 |
| 8,4 | 0,684 | 0,757 | 0,881 | 0,970 | 1,065 | 1,146 | 1,229 | 1,347 |
| 8,8 | 0,689 | 0,762 | 0,888 | 0,980 | 1,078 | 1,162 | 1,251 | 1,376 |
| 9,2 | 0,693 | 0,768 | 0,896 | 0,989 | 1,089 | 1,178 | 1,272 | 1,404 |
| 9,6 | 0,697 | 0,772 | 0,902 | 0,998 | 1,100 | 1,192 | 1,291 | 1,431 |
| 10,0 | 0,700 | 0,777 | 0,908 | 1,005 | 1,110 | 1,205 | 1,309 | 1,456 |
| 11,0 | 0,705 | 0,786 | 0,922 | 1,022 | 1,132 | 1,223 | 1,349 | 1,506 |
| 12,0 | 0,720 | 0,794 | 0,933 | 1,037 | 1,151 | 1,257 | 1,384 | 1,550 |

Примечание. При промежуточных значениях ξ и η коэффициент k определяется по интерполяции.

РАЗДЕЛ 3

СОДЕРЖАНИЕ КОНТРОЛЬНОЙ РАБОТЫ И ПОРЯДОК ЕЕ ВЫПОЛНЕНИЯ

Учебный план для строительных специальностей вуза предусматривает выполнение студентами заочной формы обучения одной контрольной работы. В работу включены десять задач по некоторым темам механики грунтов.

Задания к контрольной работе составлены в соответствии с программой дисциплины "Механика грунтов".

Контрольная работа содержит задачи по определению классификационных показателей грунтов, построению компрессионной кривой, графика испытаний грунтов на сдвиг, определению напряжений в грунте от действия внешних нагрузок, расчету устойчивости откосов, расчету полных стабилизированных осадок методами послойного суммирования, линейно деформируемого слоя и эквивалентного слоя грунта, а также изменения осадки основания во времени.

Для выполнения контрольной работы необходимо выбрать данные из соответствующих таблиц, помещенных в настоящем учебном пособии. В контрольной работе нечетные номера задач решаются по вариантам, соответствующим последней цифре учебного шифра (номера зачетной книжки), а четные номера – по предпоследней цифре шифра.

Например: студент, имеющий учебный шифр 02354, должен решать задачи №№ 1, 3, 5, 7, 9 контрольной работы по варианту 4, а задачи №№ 2, 4, 6, 8, 10 – по варианту 5.

Получив задание на контрольную работу, следует внимательно ознакомиться с ее содержанием, изучить рекомендованную преподавателем и в учебном пособии литературу. Студент обязан выполнить контрольную работу в сроки, предусмотренные учебным планом. Выполненная работа представляется в деканат заочного обучения для рецензирования. Контрольная работа, выполненная по варианту, не соответствующему учебному шифру, или без соблюдения указанных ниже требований к оформлению, на рецензирование не принимается и возвращается без рассмотрения. Консультации, связанные с выполнением контрольной работы, студент может получить у преподавателя кафедры "Геоинформационные системы и инженерные изыскания", ведущего дисциплину "Механика грунтов", в соответствии с графиком консультаций, установленным деканатом.

Полученную после рецензирования контрольную работу необходимо внимательно просмотреть и разобраться с замечаниями (при их наличии). Если в рецензии указано, что контрольная работа не допус-

кается к защите, ее следует переработать и представить на повторное рецензирование.

Если контрольная работа допущена к защите, но с доработкой, то, внеся соответствующие изменения в расчеты, схемы и чертежи, студент должен явиться на кафедру для защиты контрольной работы. Все исправления по замечаниям выполняются на свободных листах с припиской "работа над ошибками". Перечеркивание и исправление написанного текста, расчетов, схем и чертежей недопустимы. Студент допускается к сдаче зачета по механике грунтов только при наличии положительной рецензии на контрольную работу.

Указания к оформлению контрольной работы

Контрольная работа должна быть представлена в виде расчетно-пояснительной записки, в состав которой включаются: задания и исходные данные, теоретическая часть, отражающая методику расчетов, сами расчеты и их результаты, расчетные схемы со всеми необходимыми обозначениями и размерами, библиографический список. Результаты расчетов могут быть представлены в табличной форме. Текстовая часть пояснительной записки должна быть выполнена на одной стороне стандартного листа писчей бумаги формата А4 (210x297 мм) с полями 30-40 мм для замечаний рецензента. Текст пишется от руки шариковой ручкой, аккуратно, разборчиво, или печатается на пишущей машинке или компьютере. Все расчетные данные и показатели должны сопровождаться единицами измерения, расчеты – ссылками на нормативные документы и используемую литературу. Текст записки должен представлять собой единое связанное изложение по существу вопроса с логическим обоснованием переходов и принятых решений. Каждая задача должна начинаться с новой страницы и завершаться выводом с четкой формулировкой по принятому решению. Листы записки должны иметь сквозную нумерацию и быть сброшюрованы. На титульном листе пояснительной записки следует указать: министерство, академию, кафедру, наименование контрольной работы, факультет, курс, фамилию, имя и отчество студента (полностью), учебный шифр, адрес, дату выполнения контрольной работы. Расчетная записка должна быть подписана студентом.

Расчетные схемы и графики в контрольной работе выполняются в карандаше на листах чертежной или миллиметровой бумаги формата А4 (210x297 мм). При этом данные расчетов и схем должны быть четко увязаны между собой.

Задания к контрольной работе

Задача №1

По исходным данным, выбранным из табл. 15 по шифру студента, произвести классификацию грунтов согласно ГОСТ 25100-95: класс, группа, подгруппа, тип, вид, разновидности: для песков – по гранулометрическому составу, коэффициенту пористости, коэффициенту водонасыщения; для глинистых грунтов – по числу пластичности, показателю текучести. Построить геолого-литологический разрез по образцу рис. 2. Принять масштабы: горизонтальный 1:500, вертикальный 1:100; расстояние между скважинами 50 м. Условные обозначения к разрезу приведены на рис. 3.

Таблица 15

Физико-механические свойства грунтов

| Номер | Глубина отбора образца, м | | Возраст грунтов | | Мощность элемента по скважинам, м | | УГВ, м | Плотность, т/м ³ | | Влажность, % | | Содержание частиц, %, размером, мм | | | | | | Отметки устья скважин | | |
|-------|---------------------------|----------|-----------------|-------------------|-----------------------------------|----------|--------|-----------------------------|----------------|--------------|------------------------|------------------------------------|-------------|---------|----------|----------|-----------|-----------------------|----------------|--------|
| | варианта | скважины | образца грунта | 1 | 2 | грунта ρ | | частиц грунта | ρ _н | природная W | на границе | | крупнее 2,0 | 2,0-0,5 | 0,5-0,25 | 0,25-0,1 | менее 0,1 | H ₁ | H ₂ | |
| | | | | | | | | | | | текущей W _L | раскатывания W _p | | | | | | | | |
| 1 | I | I | 1,0 | dQ _{IV} | 1,2 | 2,2 | 5,9 | 1,93 | 2,70 | 23,0 | 30,0 | 18,0 | - | - | - | - | - | - | 240,80 | 239,60 |
| | II | II | 4,3 | aQ _{III} | 4,0 | 3,6 | | 2,18 | 2,67 | 15,5 | 21,0 | 14,0 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | III | III | 7,9 | aQ _{II} | 4,1 | 3,3 | | 2,00 | 2,66 | 23,0 | - | - | 3,00 | 13,76 | 20,22 | 39,58 | 23,44 | - | - | - |
| | IV | IV | 13,2 | aQ _I | 4,9 | 5,3 | 1,99 | 2,71 | 24,0 | 44,0 | 21,0 | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| 2 | I | I | 2,2 | aQ _{III} | 3,5 | 3,3 | 0,8 | 2,00 | 2,66 | 17,0 | - | - | 7,79 | 24,86 | 24,79 | 18,21 | 21,35 | - | - | |
| | II | II | 4,0 | aQ _{III} | 1,7 | 1,3 | | 1,90 | 2,65 | 22,0 | - | - | 2,26 | 4,86 | 18,70 | 52,21 | 22,06 | - | - | |
| | III | III | 8,1 | aQ _{III} | 3,4 | 5,3 | | 2,10 | 2,70 | 20,0 | 22,0 | 14,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | IV | IV | 13,2 | aQ _{III} | 6,0 | 4,7 | 2,00 | 2,75 | 27,0 | 40,0 | 20,0 | - | - | - | - | - | - | 172,65 | 171,70 | |
| 3 | I | I | 1,7 | aQ _{III} | 2,2 | 2,5 | 5,2 | 1,83 | 2,66 | 15,0 | - | - | 2,17 | 19,83 | 24,28 | 20,51 | 33,21 | - | - | |
| | II | II | 3,6 | aQ _{III} | 2,5 | 1,9 | | 1,96 | 2,70 | 20,0 | 26,0 | 19,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | III | III | 7,6 | aQ _I | 3,8 | 4,5 | | 2,02 | 2,65 | 22,0 | - | - | 2,84 | 12,86 | 9,52 | 52,64 | 22,13 | - | - | |
| | IV | IV | 12,3 | aQ _I | 6,2 | 4,8 | 2,00 | 2,74 | 26,2 | 41,0 | 23,0 | - | - | - | - | - | - | 113,90 | 112,50 | |
| 4 | I | I | 2,1 | aQ _I | 3,1 | 3,2 | 3,6 | 1,82 | 2,69 | 12,0 | - | - | 1,20 | 17,44 | 19,56 | 45,17 | 16,63 | - | - | |
| | II | II | 5,6 | aQ _I | 3,6 | 2,5 | | 2,00 | 2,66 | 24,0 | - | - | 1,14 | 25,74 | 29,38 | 38,62 | 5,12 | - | - | |
| | III | III | 8,1 | aQ _I | 4,2 | 4,1 | | 1,94 | 2,70 | 26,0 | 30,0 | 20,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | IV | IV | 12,8 | aQ _I | 3,7 | 4,9 | 1,92 | 2,73 | 32,0 | 47,0 | 26,6 | - | - | - | - | - | - | 102,95 | 102,20 | |
| 5 | I | I | 1,1 | dQ _{IV} | 1,7 | 2,4 | 5,8 | 1,92 | 2,71 | 25,0 | 33,0 | 18,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | II | II | 3,9 | dQ _{II} | 2,8 | 2,2 | | 1,87 | 2,70 | 26,0 | 32,0 | 19,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | III | III | 8,6 | aQ _I | 6,0 | 5,2 | | 2,00 | 2,66 | 24,0 | - | - | 2,08 | 14,84 | 27,55 | 42,35 | 13,18 | - | - | |
| | IV | IV | 12,8 | aQ _I | 4,2 | 4,8 | 2,01 | 2,74 | 26,0 | 43,0 | 17,0 | - | - | - | - | - | - | 103,65 | 104,60 | |
| 6 | I | I | 2,1 | aQ _{III} | 3,3 | 2,6 | 6,2 | 1,83 | 2,72 | 26,0 | 30,8 | 19,8 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | II | II | 4,1 | aQ _{III} | 2,2 | 3,3 | | 2,07 | 2,67 | 15,1 | 18,6 | 12,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | III | III | 8,1 | aQ _{III} | 5,0 | 3,9 | | 2,00 | 2,66 | 24,0 | - | - | 4,52 | 31,48 | 29,83 | 20,64 | 13,53 | - | - | |
| | IV | IV | 12,9 | aQ _{III} | 3,8 | 4,2 | 1,88 | 2,74 | 30,0 | 42,0 | 23,0 | - | - | - | - | - | - | 225,10 | 224,10 | |

Окончание таблицы 15

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|-----|------|-------------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 7 | I | I | 1,3 | pQ _{IV} | 2,4 | 2,5 | 6,7 | 1,96 | 2,68 | 22,0 | 26,0 | 19,0 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | II | II | 5,0 | pQ _{IV} | 4,2 | 3,7 | | 1,82 | 2,65 | 25,7 | 32,0 | 18,5 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | III | III | 7,2 | aQ _{III} | 4,6 | 5,7 | | 2,06 | 2,66 | 20,0 | - | - | 1,25 | 20,14 | 20,78 | 32,14 | 15,69 | - | - | |
| | IV | IV | 12,1 | aQ _{III} | 3,4 | 2,3 | 2,09 | 2,75 | 26,6 | 43,0 | 22,0 | - | - | - | - | - | - | - | 193,15 | 194,00 |
| 8 | I | I | 1,5 | fQ _{III} | 2,6 | 2,6 | 6,4 | 1,90 | 2,66 | 14,6 | - | - | - | - | - | - | 3,67 | 20,33 | 46,72 | 29,28 |
| | II | II | 3,8 | aQ _{III} | 2,9 | 2,2 | | 1,84 | 2,69 | 26,0 | 35,0 | 20,0 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | III | III | 7,1 | fQ _{II} | 5,0 | 4,1 | | 2,00 | 2,65 | 23,0 | - | - | 2,74 | 21,88 | 32,28 | 14,74 | 28,36 | - | - | |
| | IV | IV | 11,8 | aQ _{II} | 3,7 | 4,4 | 1,96 | 2,69 | 28,0 | 42,0 | 23,0 | - | - | - | - | - | - | - | 95,10 | 95,55 |
| 9 | I | I | 1,3 | aQ _{III} | 2,4 | 3,7 | 3,8 | 1,93 | 2,70 | 23,0 | 30,0 | 18,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | II | II | 5,8 | aQ _{III} | 4,8 | 4,9 | | 2,00 | 2,66 | 24,0 | - | - | 2,48 | 23,26 | 32,62 | 13,26 | 28,38 | - | - | |
| | III | III | 9,8 | aQ _{II} | 2,8 | 3,8 | | 1,99 | 2,71 | 26,0 | 30,0 | 20,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | IV | IV | 12,1 | aQ _{II} | 2,2 | 1,2 | 2,00 | 2,74 | 26,5 | 44,0 | 24,0 | - | - | - | - | - | - | - | 108,80 | 108,25 |
| 10 | I | I | 1,3 | fQ _{III} | 2,0 | 2,8 | 0,9 | 2,00 | 2,66 | 19,0 | - | - | 4,40 | 20,92 | 26,68 | 28,62 | 19,38 | - | - | |
| | II | II | 3,7 | fQ _{III} | 2,5 | 1,1 | | 1,99 | 2,65 | 23,0 | - | - | 4,23 | 22,77 | 24,18 | 29,82 | 19,00 | - | - | |
| | III | III | 8,8 | aQ _{II} | 5,5 | 6,8 | | 2,08 | 2,67 | 19,0 | 21,0 | 15,0 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | IV | IV | 12,4 | aQ _{II} | 3,9 | 2,4 | 2,01 | 2,74 | 25,0 | 44,0 | 24,0 | - | - | - | - | - | - | - | 153,20 | 153,95 |

Задача №2

По исходным данным, выбранным по шифру студента из табл. 16, и в соответствии с рис. 8 построить компрессионную кривую – график $e=f(P_i)$; определить показатели сжимаемости грунтов: коэффициент сжимаемости m_0 ; коэффициент относительной сжимаемости m_v ; модуль деформации E.

Примечания.

1. Глубину отбора образца и плотность ρ грунта принять для инженерно-геологического элемента №2 (табл. 15).
2. Масштаб графика компрессионной кривой следует принять: для давлений P (по горизонтали): 25 кПа – 10 мм; для коэффициента пористости e (по вертикали): 0,02 – 10 мм.

Таблица 16

Результаты компрессионных испытаний

| Давление P _i , кПа | Значение коэффициента пористости e _i и давления под подошвой фундамента P ₂ по вариантам | | | | | | | | | |
|-------------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| | e _i | | | | | | | | | |
| 0 | 0,575 | 0,734 | 0,740 | 0,903 | 0,728 | 0,590 | 0,621 | 0,498 | 0,838 | 0,470 |
| 50 | 0,564 | 0,725 | 0,735 | 0,894 | 0,709 | 0,580 | 0,615 | 0,479 | 0,819 | 0,465 |
| 100 | 0,557 | 0,717 | 0,715 | 0,885 | 0,699 | 0,572 | 0,605 | 0,469 | 0,809 | 0,452 |
| 200 | 0,545 | 0,707 | 0,704 | 0,812 | 0,690 | 0,562 | 0,594 | 0,460 | 0,800 | 0,442 |
| 400 | 0,533 | 0,698 | 0,698 | 0,801 | 0,684 | 0,551 | 0,587 | 0,454 | 0,794 | 0,435 |
| | P ₂ | | | | | | | | | |
| | 255 | 290 | 305 | 330 | 360 | 345 | 332 | 340 | 322 | 350 |

Задача №3

По исходным данным, выбранным по шифру студента из табл. 17,

и в соответствии с рис. 9, 10 построить графики сопротивления грунтов сдвигу, определить прочностные характеристики:

φ – для песков;

φ и c – для глинистых грунтов.

Примечание.

Принять масштабы графика: для σ (по горизонтали) и для τ (по вертикали) 0,1 МПа – 20 мм.

Задача №4

Для расчетной схемы (рис. 24, а) с выбранными по шифру студента из табл. 18 исходными данными определить величину вертикальных составляющих напряжений в грунтовом массиве от совместного действия сосредоточенных сил в точках на вертикали, проходящей по оси действия силы N_2 , и на горизонтали, расположенной в плоскости действия сил на расстоянии Z от поверхности, и построить эпюры напряжений.

Таблица 17

Результаты испытания грунта на прямой срез

| Номер варианта | Нормальные напряжения σ , МПа | | | Касательные напряжения τ , МПа | | |
|----------------|--------------------------------------|------------|------------|-------------------------------------|----------|----------|
| | σ_1 | σ_2 | σ_3 | τ_1 | τ_2 | τ_3 |
| 1 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,1 | 0,175 | 0,230 |
| 2 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,06 | 0,150 | 0,25 |
| 3 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,08 | 0,15 | 0,26 |
| 4 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,05 | 0,13 | 0,20 |
| 5 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,125 | 0,14 | 0,18 |
| 6 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,124 | 0,2 | 0,25 |
| 7 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,17 | 0,22 | 0,29 |
| 8 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,1 | 0,175 | 0,27 |
| 9 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,175 | 0,225 | 0,30 |
| 10 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,08 | 0,15 | 0,25 |

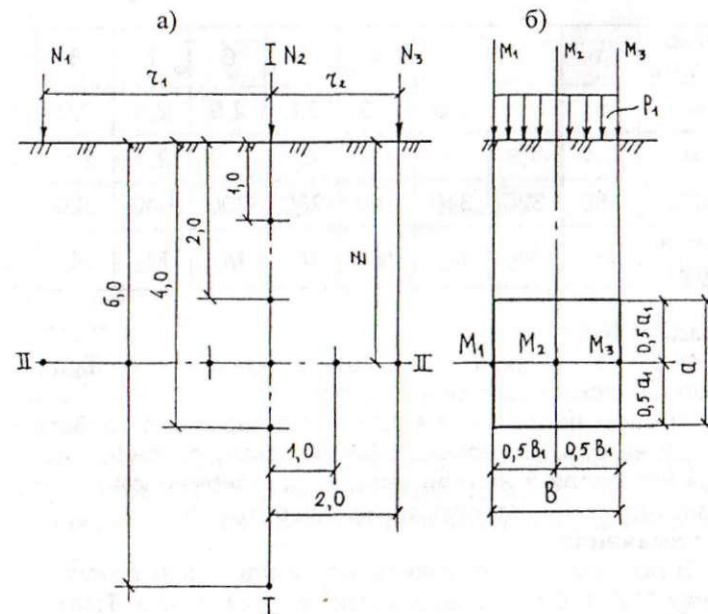


Рис. 24. Схемы к определению напряжений от совместного действия сосредоточенных сил (а) и равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной нагруженной площадке (б)

Таблица 18

| Номер варианта | N_1 , кН | N_2 , кН | N_3 , кН | r_1 , м | r_2 , м | Z , м |
|----------------|------------|------------|------------|-----------|-----------|---------|
| 1 | 1300 | 600 | 1300 | 2 | 2 | 2 |
| 2 | 1500 | 700 | 1900 | 2 | 3 | 2,5 |
| 3 | 1800 | 800 | 1400 | 3 | 1 | 3 |
| 4 | 1000 | 600 | 1100 | 1 | 1 | 2 |
| 5 | 1800 | 800 | 1600 | 3 | 2 | 1,5 |
| 6 | 1100 | 700 | 1800 | 2 | 3 | 2 |
| 7 | 1300 | 500 | 1500 | 3 | 2 | 3 |
| 8 | 1900 | 600 | 1300 | 3 | 1 | 2 |
| 9 | 1200 | 800 | 1200 | 2 | 2 | 2,5 |
| 10 | 1200 | 800 | 1400 | 1 | 2 | 3 |

Задача №5

Для расчетной схемы (рис. 24, б) с выбранными по шифру студента из табл. 19 исходными данными определить величину вертикальных составляющих напряжений в грунтовом массиве от действия равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной нагруженной площадке на заданной вертикали и построить эпюры напряжений.

Таблица 19

| Номер варианта | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| l , м | 5 | 2,7 | 2,5 | 1,9 | 2,2 | 2,5 | 2,6 | 2,9 | 3,3 | 2,5 |
| b , м | 2,4 | 1,9 | 2,1 | 1,9 | 2,2 | 1,9 | 2,1 | 2,6 | 2,3 | 1,9 |
| P , кПа | 380 | 320 | 310 | 280 | 260 | 290 | 340 | 320 | 240 | 280 |
| Расчетн. Вертик. | M_1 | M_3 | M_2 | M_1 | M_2 | M_3 | M_2 | M_3 | M_2 | M_1 |

Задача №6

Для расчетной схемы (рис. 25) с выбранными по шифру студента из табл. 20 исходными данными определить величину вертикальных составляющих напряжений в грунтовом массиве от действия полосообразной нагрузки, изменяющейся по закону прямой, в точках на заданной вертикали и на горизонтали, расположенной на расстоянии z от поверхности, и построить эпюры напряжений.

Примечания.

1. В задачах 4, 5 и 6 точки на вертикалях расположить на расстояниях 1, 2, 4, 6 м от поверхности массива грунта. Точки на горизонталях расположить вправо и влево на расстояниях 1 и 2 м от оси действия силы N_2 в задаче 4 (рис. 24, а) и от расчетной вертикали M_2 в задаче 6 (рис. 25).
2. При построении схем и эпюр напряжений в задачах 4, 5, 6 следует принять масштаб расстояний 1:50, масштаб напряжений 50 кПа в 1 см.

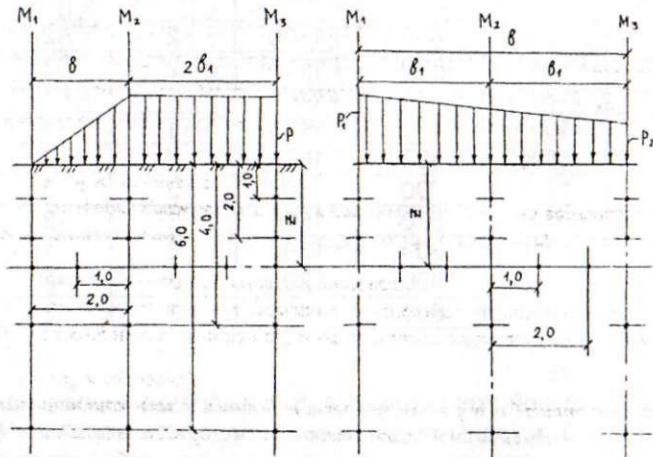


Рис. 25. Схемы к определению вертикальных напряжений от действия полосообразной нагрузки, изменяющейся по закону прямой

Таблица 20

| Номер варианта | схемы | b , м | b_1 , м | z , м | P , кПа | P_1 , кПа | P_2 , кПа | Расчетная вертикаль |
|----------------|-------|---------|-----------|---------|-----------|-------------|-------------|---------------------|
| 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 350 | - | - | M_2 |
| 2 | 2 | 4 | 2 | 1 | - | 350 | 200 | M_1 |
| 3 | 1 | 4 | 2 | 2 | 200 | - | - | M_3 |
| 4 | 2 | 8 | 4 | 2 | - | 250 | 150 | M_2 |
| 5 | 1 | 4 | 1 | 2 | 250 | - | - | M_2 |
| 6 | 2 | 8 | 4 | 4 | - | 350 | 150 | M_3 |
| 7 | 1 | 2 | 2 | 1 | 300 | - | - | M_1 |
| 8 | 2 | 4 | 2 | 1 | - | 300 | 200 | M_2 |
| 9 | 1 | 2 | 4 | 4 | 200 | - | - | M_2 |
| 10 | 2 | 8 | 4 | 2 | - | 250 | 100 | M_1 |

Задача №7

Для расчетной схемы (рис. 26, а) с выбранными по шифру студента из табл. 21 исходными данными определить методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения величину коэффициента устойчивости откоса.

Таблица 21

| Номер варианта | H , м | m | γ , кН/м ³ | ϕ , град | c , кПа |
|----------------|---------|-----|------------------------------|---------------|-----------|
| 1 | 8 | 1,5 | 19,4 | 19 | 18 |
| 2 | 12 | 1,5 | 20,5 | 18 | 21 |
| 3 | 16 | 2,0 | 19,6 | 16 | 16 |
| 4 | 14 | 2,0 | 20,9 | 19 | 25 |
| 5 | 9 | 1,5 | 19,7 | 17 | 51 |
| 6 | 15 | 2,0 | 20,1 | 18 | 47 |
| 7 | 11 | 1,5 | 20,3 | 16 | 41 |
| 8 | 6 | 1,5 | 19,8 | 21 | 23 |
| 9 | 13 | 2,0 | 19,7 | 20 | 19 |
| 10 | 7 | 1,5 | 19,1 | 17 | 15 |

Задача №8

Для расчетной схемы (рис. 21) с выбранными по шифру студента из табл. 22 исходными данными и, используя данные из табл. 15, определить методом послойного суммирования стабилизированную осадку фундамента (ленточного или отдельного).

Примечания.

1. При построении схемы определения осадки методом послойного суммирования принять масштабы: вертикальный 1:100, горизонтальный (для эпюр σ_{zq} , $0,2 \sigma_{zq}$, σ_{zp}) – 50 кПа в 1 см.
2. Модули деформации E взять: для песков – из табл. 23, для глинистых грунтов – из табл. 24.

Таблица 22

| Номер варианта | Тип фундамента | Ширина b ленточного или ширина b и длина l отдельного фундамента, м | Глубина заложения фундамента, м | Среднее давление под подошвой фундамента P, кПа |
|----------------|----------------|---|---------------------------------|---|
| 1 | Ленточный | 2,0 | 1,3 | 253,0 |
| 2 | Отдельный | 2,4x3,0 | 4,3 | 314,20 |
| 3 | Ленточный | 0,8 | 2,2 | 527,05 |
| 4 | Отдельный | 1,8x2,1 | 1,45 | 482,6 |
| 5 | Ленточный | 1,2 | 2,5 | 512,0 |
| 6 | Отдельный | 1,8x2,4 | 3,6 | 417,2 |
| 7 | Ленточный | 2,4 | 1,2 | 237,2 |
| 8 | Отдельный | 1,5x1,8 | 3,2 | 399,10 |
| 9 | Ленточный | 1,0 | 1,0 | 238,0 |
| 10 | Отдельный | 1,5x1,5 | 1,6 | 417,20 |

Задача №9

Для расчетной схемы (рис. 26, б) с выбранными по шифру студента из табл. 25 исходными данными определить среднюю осадку основания сплошной фундаментной плиты, ограниченной в плане размерами, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. Плита опирается на слой песка, подстилаемый глинистым грунтом. Расчет осадки выполнить, применяя расчетную схему основания в виде линейно деформируемого слоя.

Нормативные значения модуля деформации песков E, МПа

| Пески | Модуль деформации грунтов при коэффициенте пористости e, равном | | | |
|-----------------------|---|------|------|------|
| | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 |
| Гравелистые и крупные | 50 | 40 | 30 | - |
| Средней крупности | 50 | 40 | 30 | - |
| Мелкие | 48 | 38 | 28 | 18 |
| Пылеватые | 39 | 28 | 18 | 11 |

Таблица 23

Таблица 24

Нормативные значения модуля деформации глинистых грунтов

| Происхождение и возраст грунтов | Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести | Модуль деформации грунтов E, МПа, при коэффициенте пористости e, равном | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|---|---|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|----|----|----|
| | | 0,35 | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | | | |
| Четвертичные отложения | Аллювиальные | - | 32 | 24 | 16 | 10 | 7 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Дельтавые | - | 34 | 27 | 22 | 17 | 14 | 11 | - | - | - | - | - | - | - |
| | Озерные | - | 32 | 25 | 19 | 14 | 11 | 8 | 5 | - | - | - | - | - | - |
| Четвертичные отложения | Озерно-аллювиальные | - | - | 28 | 24 | 21 | 18 | 15 | 12 | 9 | 7 | - | - | - | - |
| | Флювиогляциальные | - | - | - | 21 | 18 | 15 | 12 | 9 | 7 | - | - | - | - | - |
| Четвертичные отложения | Супеси | - | 33 | 24 | 17 | 11 | 7 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Суглинки | - | 40 | 33 | 27 | 21 | 14 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Четвертичные отложения | Супеси | - | 35 | 28 | 22 | 17 | 13 | 7 | - | - | - | - | - | - | - |
| | Суглинки | - | 55 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 |
| Четвертичные отложения | Супеси, суглинки | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Глины | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Четвертичные отложения | Юрские отложения оксфордского яруса | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Юрские отложения оксфордского яруса | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

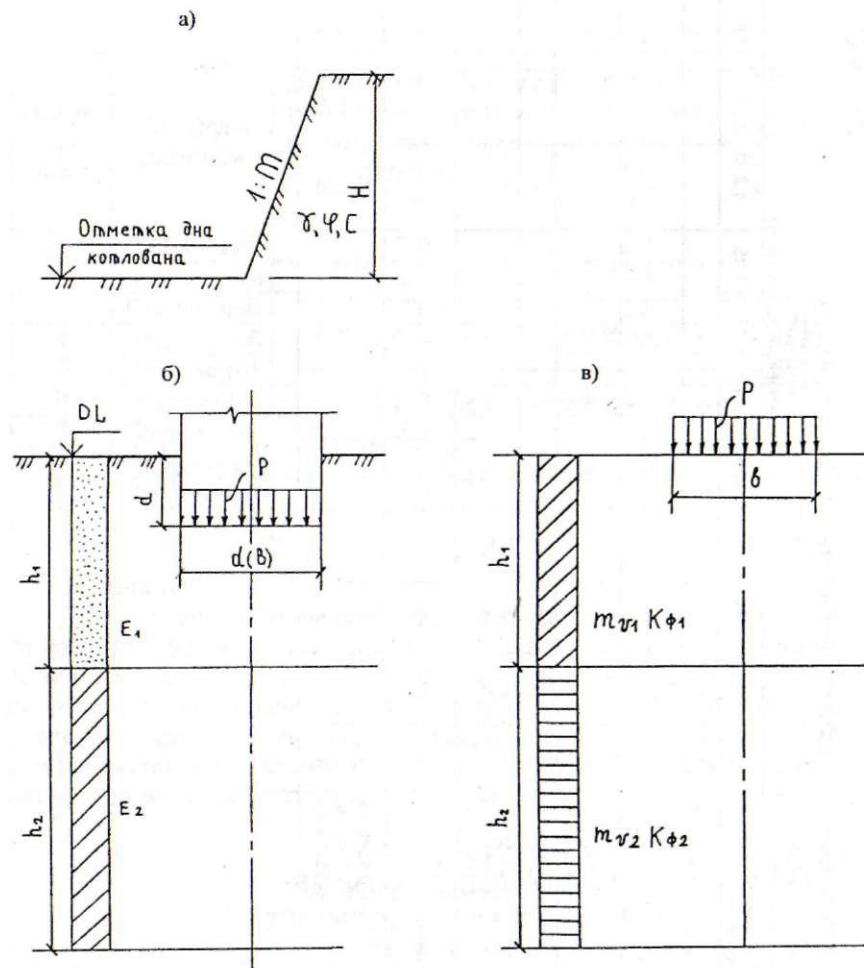


Рис. 26. Схемы к определению величины коэффициента устойчивости откоса (а), осадки основания методом линейно деформируемого слоя (б) и методом эквивалентного слоя (в)

Таблица 25

| Номер варианта | Форма загруженной площади | Диаметр круглой или прямоугольной площади $l \times b$, м | Глубина заложения фундамента d , м | Среднее давление под подошвой фундамента P , кПа | Мощность слоев h , м | | Модуль деформации грунта, МПа | |
|----------------|---------------------------|--|--------------------------------------|--|------------------------|-------|-------------------------------|-------|
| | | | | | h_1 | h_2 | E_1 | E_2 |
| 1 | Круглая | 14 | 4,3 | 380 | 7,6 | 10,2 | 24 | 18 |
| 2 | Прямоугольная | 21x15 | 4,5 | 270 | 8,9 | 11,9 | 18 | 24 |
| 3 | Круглая | 12 | 3,4 | 300 | 6,5 | 12,6 | 36 | 28 |
| 4 | Прямоугольная | 36x20 | 4,6 | 280 | 8,0 | 11,5 | 38 | 21 |
| 5 | Круглая | 16 | 3,2 | 260 | 6,2 | 12,2 | 26 | 32 |
| 6 | Прямоугольная | 18x18 | 3,6 | 320 | 6,4 | 14,6 | 19 | 23 |
| 7 | Круглая | 20 | 3,8 | 410 | 7,2 | 15,2 | 20 | 28 |
| 8 | Прямоугольная | 28x20 | 4,8 | 310 | 6,9 | 13,9 | 21 | 19 |
| 9 | Круглая | 18 | 4,0 | 220 | 8,9 | 14,3 | 28 | 24 |
| 10 | Прямоугольная | 36x15 | 3,7 | 270 | 7,8 | 14,1 | 34 | 20 |

Задача №10

Для расчетной схемы (рис. 26, в) с выбранными по шифру студента из табл. 26 исходными данными вычислить полную стабилизированную осадку основания абсолютно жесткого фундамента с прямоугольной площадью подошвы и изменение осадки во времени. Расчет осадки выполнить методом эквивалентного слоя. Построить график изменения осадки во времени.

Примечания.

1. При определении величины коэффициента эквивалентного слоя грунта $A_{\omega_{const}}$ (табл. 10) коэффициент относительной поперечной деформации для сжимаемой толщи грунтов принять 0,3.
2. При построении расчетной схемы принять масштаб расстояний 1:50. Масштаб для построения графика изменения осадки во времени принимается студентами самостоятельно.
3. Расчет изменения осадки во времени произвести за семь лет.

Таблица 26

| Номер варианта | Размер фундамента lxb, м | | Среднее давление под подошвой фундамента P, кПа | Мощность слоев h, м | | Коэффициент относительной сжимаемости m_v , МПа | | Коэффициент фильтрации K_f , см/с | |
|----------------|--------------------------|------|---|---------------------|-------|---|----------|-------------------------------------|----------------------|
| | l | b | | h_1 | h_2 | m_{v1} | m_{v2} | K_{f1} | K_{f2} |
| 1 | 2,5 | 2,5 | 260 | 2,7 | 4,7 | 0,095 | 0,196 | $6,4 \cdot 10^{-8}$ | $3,2 \cdot 10^{-9}$ |
| 2 | 1,9 | 1,9 | 160 | 1,8 | 4,4 | 0,222 | 0,065 | $1,7 \cdot 10^{-7}$ | $8,4 \cdot 10^{-8}$ |
| 3 | 3,8 | 1,9 | 280 | 3,9 | 3,4 | 0,105 | 0,276 | $2,7 \cdot 10^{-8}$ | $1,6 \cdot 10^{-9}$ |
| 4 | 3,2 | 3,2 | 180 | 2,4 | 5,8 | 0,148 | 0,258 | $1,4 \cdot 10^{-7}$ | $5,6 \cdot 10^{-8}$ |
| 5 | 3,0 | 2,0 | 230 | 2,9 | 4,3 | 0,087 | 0,147 | $2,3 \cdot 10^{-8}$ | $3,8 \cdot 10^{-9}$ |
| 6 | 5,6 | 2,8 | 220 | 3,8 | 5,6 | 0,105 | 0,245 | $5,1 \cdot 10^{-8}$ | $6,9 \cdot 10^{-9}$ |
| 7 | 3,5 | 1,75 | 170 | 3,2 | 3,5 | 0,076 | 0,381 | $2,4 \cdot 10^{-7}$ | $1,8 \cdot 10^{-8}$ |
| 8 | 3,6 | 2,4 | 190 | 3,1 | 4,8 | 0,065 | 0,124 | $1,2 \cdot 10^{-8}$ | $2,5 \cdot 10^{-9}$ |
| 9 | 2,2 | 2,2 | 210 | 2,8 | 4,1 | 0,139 | 0,215 | $4,3 \cdot 10^{-8}$ | $4,6 \cdot 10^{-9}$ |
| 10 | 2,0 | 2,0 | 240 | 2,3 | 3,9 | 0,176 | 0,284 | $2,2 \cdot 10^{-8}$ | $4,13 \cdot 10^{-9}$ |

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проектирование и строительство различных инженерных объектов требует знаний о свойствах грунтов, залегающих в основаниях фундаментов. Это ставит перед инженерами-строителями сложные вопросы, не решенные полностью до настоящего времени, к которым относится, например, устойчивость грунтов при многократных кратковременных нагрузках и т.д.

Глубокое понимание строительных свойств грунтов важно не только для использования в современных методах проектирования оснований и фундаментов инженерных объектов, но является ключевым моментом для дальнейшего прогресса в строительстве. Ошибки, допущенные при оценке свойств грунтов, в большинстве случаев превосходят ошибки, получаемые при использовании самых приближенных теорий, применяемых в механике грунтов.

Вопросы механики грунтов, изложенные в настоящем учебном пособии, соответствуют требованиям учебного плана подготовки инженеров-строителей и отражают современные подходы к изучению и преподаванию данной дисциплины.

Учебное пособие, безусловно, не лишено недостатков. Поэтому авторы с большой благодарностью примут замечания и пожелания, которые просят присылать по адресу:

*153037, г. Иваново, ул. 8 Марта, 20,
ГОУВПО "Ивановская государственная
архитектурно-строительная академия",
кафедра геоинформационных систем и инженерных изысканий.*

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

Основной

1. Цытович Н.А. **Механика грунтов (краткий курс)**: Учеб. для строит. вузов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1983. – 288 с.
2. Бабков В.Ф., Безрук В.М. **Основы грунтоведения и механики грунтов**: Учеб. пособие для автомоб.-дор. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1986. – 239 с.
3. Мазаник В.Н., Симхаев В.З. **Грунтоведение и механика грунтов в строительстве**: Учеб. пособие / Иван. гос. архит.-строит. акад. – Иваново, 1998. – 116 с.

Дополнительный

Алоян Р.М., Мазаник В.Н. **Механика грунтов. Лабораторные работы**: Учеб. пособие / Иван. гос. архит.-строит. акад. – Иваново, 2001. – 86 с.

Берлинов М.В. **Основания и фундаменты**. – М.: Высш. шк., 1988. – 319 с.

ГОСТ 12248-78. **Грунты. Методы лабораторного определения сопротивления срезу**. – М.: Изд-во стандартов, 1982. – 17 с.

ГОСТ 12536-79. **Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) состава**. – М.: Изд-во стандартов, 1980. – 23 с.

ГОСТ 23908-79. **Грунты. Методы лабораторного определения сжимаемости**. – М.: Изд-во стандартов, 1982. – 11 с.

ГОСТ 25100-95. **Грунты. Классификация**. – М.: Изд-во стандартов, 1996. – 30 с.

ГОСТ 5180-84. **Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик**. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 23 с.

Далматов Б.И. **Механика грунтов, основания и фундаменты**. – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.

Дидух Б.И. **Механика грунтов: Учеб. пособие** – М.: Изд-во УДН, 1990. – 92 с.

Инженерная геология, гидрогеология, механика грунтов: Учеб. пособие / Г.В. Алексеев, В.З. Симхаев, В.Н. Мазаник; Иван. хим.-технол. ин-т; Иван. инж.-строит. ин-т. – Иваново, 1992. – 130 с.

Инженерная геология, дорожное грунтоведение и механика грунтов: Методические указания и задания к контрольным работам для студентов (заочной формы обучения) специальности "Строительство автомобильных дорог и аэродромов" / Иван. инж.-строит. ин-т; Сост.

А.П. Бояркин. – Иваново, 1990. – 43 с.

Маслов Н.Н. **Основы инженерной геологии и механики грунтов**. – М.: Высш. шк., 1982. – 511 с.

Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М., 1984. – 527 с.

Механика грунтов, основания и фундаменты: Задания и методические указания к контрольным работам / Сост.: А.В. Гаврилов, И.Я. Филипова. – М.: ВЗИСИ, 1988. – 36 с.

Основания и фундаменты: Методические указания и задания к курсовому проекту "Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений" / Иван. гос. архит.-строит. акад.; Сост.: В.Н. Мазаник, В.З. Симхаев, Е.А. Тоцакова; Под ред. Р.М. Алояна. – Иваново, 1999. – 64 с.

Пособие по составлению и оформлению документов инженерных изысканий для строительства, 4.2. Инженерно-геологические (гидрогеологические) изыскания к СНиП 11-9-781 / ПНИИИС. – М.: Стройиздат, 1986. – 160 с.

СНиП 2.02.01-83*. **Основания зданий и сооружений** / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1988. – 40 с.

Турчанинов И.А., Иофис М.А., Каспарьян Э.В. **Основы механики горных пород**. – Л.: Недра, 1977. – 504 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|--|-----------|
| Введение | 3 |
| РАЗДЕЛ 1. МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ К ИЗУЧЕНИЮ КУРСА..... | 5 |
| Тема 1. Введение..... | 5 |
| Тема 2. Происхождение, состав и строение грунтов..... | 5 |
| Тема 3. Показатели физического состояния и свойств грунтов. Классификация грунтов..... | 6 |
| Тема 4. Механические свойства грунтов..... | 7 |
| Тема 5. Определение напряжений в грунтовой толще..... | 9 |
| Тема 6. Прочность и устойчивость грунтовых массивов..... | 10 |
| Тема 7. Расчет осадок оснований фундаментов..... | 12 |
| РАЗДЕЛ 2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КОНТРОЛЬНОЙ РАБОТЫ..... | 13 |
| 1. Строительная классификация грунтов..... | 13 |
| 1.1. Разновидность песков по гранулометрическому составу..... | 14 |
| 1.2. Разновидность песков по коэффициенту пористости e | 16 |
| 1.3. Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения S_r | 19 |
| 1.4. Консистенция и характерные влажности глинистых грунтов..... | 20 |
| 1.5. Разновидности глинистых грунтов по числу пластичности и показателю текучести..... | 21 |
| 2. Механические свойства грунтов..... | 25 |
| 2.1. Показатели механических свойств грунтов..... | 25 |
| 2.2. Сжимаемость грунтов..... | 25 |
| 2.3. Компрессионные испытания грунтов..... | 29 |
| 2.4. Прочность грунтов..... | 33 |
| 2.5. Сопротивление грунтов сдвигу..... | 34 |
| 3. Определение напряжений в грунтовом массиве..... | 37 |
| 3.1. Определение напряжений от действия сосредоточенной силы..... | 38 |
| 3.2. Определение напряжений от действия нескольких сосредоточенных сил..... | 40 |
| 3.3. Определение напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади..... | 42 |
| 3.4. Определение напряжений по методу угловых точек..... | 43 |

| | |
|---|-----------|
| 3.5. Определение напряжений от нагрузки, меняющейся по закону прямой..... | 47 |
| 4. Устойчивость откосов и склонов..... | 49 |
| 4.1. Устойчивость откосов, сложенных идеально сыпучими грунтами..... | 50 |
| 4.2. Устойчивость откосов, сложенных идеально связным грунтом..... | 51 |
| 4.3. Оценка устойчивости откосов и склонов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения..... | 53 |
| 5. Расчет осадок оснований фундаментов..... | 57 |
| 5.1. Расчет осадки методом послойного суммирования.... | 57 |
| 5.2. Расчет осадки методом эквивалентного слоя..... | 61 |
| 5.3. Расчет осадки методом линейно деформируемого слоя..... | 67 |
| РАЗДЕЛ 3. СОДЕРЖАНИЕ КОНТРОЛЬНОЙ РАБОТЫ И ПОРЯДОК ЕЕ ВЫПОЛНЕНИЯ..... | 70 |
| Заключение..... | 83 |
| Библиографический список..... | 84 |