

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ

Оглавление

Лекция 1.	4
1. Основные понятия курса. Цели и задачи курса. Состав, строение, состояние и физические свойства грунтов.	4
1.1. Основные понятия курса.	4
1.2. Задачи курса механики грунтов.	4
1.3. Состав и строение грунтов.	4
1.4. Структура и текстура грунта, структурная прочность и связи в грунте.	5
1.5. Физические свойства грунтов.	5
1.6. Строительная классификация грунтов.	6
1.7. Связь физических и механических характеристик грунтов.	7
1.8. Понятие об условном расчетном сопротивлении.	7
Лекция 2.	7
2. Механические свойства грунтов.	7
2.1. Деформируемость грунтов.	7
2.1.1. Компрессионные испытания, получение и анализ компрессионных кривых.	8
2.1.2. Деформационные характеристики грунтов.	8
2.1.3. Принцип линейной деформируемости.	9
2.2. Водопроницаемость грунтов.	9
2.2.1. Закон ламинарной фильтрации.	10
2.2.2. Закономерности фильтрации воды в сыпучих и связных грунтах.	10
2.3. Прочность грунтов.	10
2.3.1. Трение и сцепление в грунтах.	10
2.3.2. Сопротивление грунтов при одноплоскостном срезе.	10
2.3.3. Сопротивление сдвигу при сложном напряженном состоянии. Теория прочности Кулона-Мора.	11
2.3.4. Прочность грунтов в неконсолидированном состоянии.	12
2.4. Полевые методы определения параметров механических свойств грунтов.	12
Лекция 3.	13
3. Определение напряжений в массивах грунтов.	13
3.1. Определение контактных напряжений по подошве сооружения.	13
3.1.1. Классификация фундаментов и сооружений по жесткости.	13
3.1.2. Модель местных упругих деформаций и упругого полупространства.	14
3.1.3. Влияние жесткости фундаментов на распределение контактных напряжений.	15
3.2. Распределение напряжений в грунтовых основаниях от собственного веса грунта.	15

Лекция 4.	16
3. 3. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия местной нагрузки на его поверхности.	16
3.3.1. Задача о действии вертикальной сосредоточенной силы.	16
3.3.2. Плоская задача. Действие равномерно распределенной нагрузки.	17
3.3.3. Пространственная задача. Действие равномерно распределенной нагрузки.	18
3.3.4. Метод угловых точек.	19
3.3.5. Влияние формы и площади фундамента в плане.	19
Лекция 5.	20
4. Прочность и устойчивость грунтовых массивов. Давление грунтов на ограждения.	20
4.1. Критические нагрузки на грунты основания. Фазы напряженного состояния грунтовых оснований.	21
4.1.1. Начальная критическая нагрузка.	22
4.1.2. Расчетное сопротивление и расчетное давление.	23
4.1.3. Предельная критическая нагрузка.	24
4.2. Практические способы расчета несущей способности и устойчивости оснований.	24
Лекция 6.	25
4.3. Устойчивость откосов и склонов.	25
4.3.1. Понятие о коэффициенте запаса устойчивости откосов и склонов.	25
4.4. Простейшие методы расчетов устойчивости.	26
4.4.1. Устойчивость откосов в идеально сыпучих грунтах ($\varphi \neq 0$; $c=0$).	26
4.4.2. Учет влияния фильтрационных сил.	26
4.4.3. Устойчивость вертикального откоса в идеально связных грунтах ($\varphi=0$; $c \neq 0$).	27
4.4.4. Устойчивость вертикального откоса в грунтах, обладающих трением и сцеплением ($\varphi \neq 0$; $c \neq 0$).	27
4.5. Инженерные методы расчёта устойчивости откосов и склонов.	27
4.5.1. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения.	27
4.5.2. Мероприятия по повышению устойчивости откосов и склонов.	29
Лекция 7.	29
4.6. Понятия о взаимодействии грунтов с ограждающими конструкциями (давление покоя, активное и пассивное давление).	29
4.6.1. Определение активного давления на вертикальную грань стенки для сыпучего грунта и связного грунта, учёт пригрузки на поверхности засыпки.	30
4.6.2. Учёт пригрузки на поверхности засыпки.	31
Лекция 8.	32
5. Деформации грунтов и расчет осадок оснований сооружений.	32
5.1. Теоретические основы расчета стабилизированных деформаций оснований.	32
5.1.1. Постановка задачи.	32

5.1.2. Определение осадок линейно-деформируемого полупространства или слоя грунта ограниченной мощности.....	33
5.1.3. Основные предпосылки приближенных методов расчёта осадок.....	33
5.2. Практические методы расчета конечных деформаций оснований фундамента.	35
5.2.1. Расчёт осадок методом послойного суммирования.	35
5.2.2. Расчет осадок методом эквивалентного слоя	35
Лекция 9.	36
5.3. Практические методы расчёта осадок оснований фундаментов во времени.	36

Лекция 1.

1. Основные понятия курса. Цели и задачи курса. Состав, строение, состояние и физические свойства грунтов.

1.1. Основные понятия курса.

Механика грунтов изучает физические и механические свойства грунтов, методы расчета напряженного состояния и деформаций оснований, оценки к устойчивости грунтовых массивов, давление грунта на сооружения.

Грунтом называют любую горную породу, используемую при строительстве в качестве основания сооружения, среды, в которой сооружение возводится, или материала для сооружения.

Горной породой называют закономерно построенную совокупность минералов, которая характеризуется составом структурой и текстурой.

Под *составом* подразумевают перечень минералов, составляющих породу. *Структура* – это размер, форма и количественное соотношение слагающих породу частиц. *Текстура* – пространственное расположение элементов грунта, определяющее его строение.

Все грунты разделяются на естественные – магматические, осадочные, метаморфические - и искусственные – уплотненные, закрепленные в естественном состоянии, насыпные и намывные.

1.2. Задачи курса механики грунтов.

Основной задачей курса является обучить студента:

- основным законам и принципиальным положениям механики грунтов;
- свойствам грунтов и их характеристики - физические, деформационные, прочностные;
- методам расчета напряженного состояния грунтового массива;
- методам расчета прочности грунтов и осадок.

1.3. Состав и строение грунтов.

Грунт является трехкомпонентной средой, состоящей из *твердой, жидкой и газообразной* компоненты. Иногда в грунте выделяют *биоту* – живое вещество. Твердая, жидкая и газообразная компоненты находятся в постоянном взаимодействии, которое активизируется в результате строительства.

Твердые частицы грунтов состоят из пороодообразующих минералов с различными свойствами:

- минералы инертные по отношению к воде;
- минералы растворимые в воде;
- глинистые минералы.

Жидкая составляющая присутствует в грунте в 3-х состояниях:

- кристаллизационная;
- связанная;
- свободная.

Газообразная составляющая в самых верхних слоях грунта представлена атмосферным воздухом, ниже – азотом, метаном, сероводородом и другими газами.

1.4. Структура и текстура грунта, структурная прочность и связи в грунте.

Совокупность твердых частиц образует скелет грунта. Форма частиц может быть угловатой и округлой. Основной характеристикой структуры грунта является *гранулометрический состав*, который показывает количественное соотношение фракций частиц различного размера.

Текстура грунта зависит от условий его формирования и геологической истории и характеризует неоднородность грунтовой толщи в пласте. Различают следующие основные виды сложения природных глинистых грунтов: слоистые, слитные и сложные.

Основные виды структурных связей в грунтах:

1) *кристаллизационные* связи присущи скальным грунтам. Энергия кристаллических связей соизмерима с внутрискристаллической энергией химической связи отдельных атомов.

2) *водно-коллоидные* связи обуславливаются электромолекулярными силами взаимодействия между минеральными частицами, с одной стороны, и пленками воды и коллоидными оболочками – с другой. Величина этих сил зависит от толщины пленок и оболочек. Водно-коллоидные связи пластичны и обратимы; при увеличении влажности они быстро уменьшаются до значений близких к нулю.

1.5. Физические свойства грунтов.

Представим себе некоторый объем V трехкомпонентного грунта массой M , разделенный на отдельные компоненты, где V_1 , m_1 , V_2 , m_2 , V_3 , m_3 — соответственно объем и масса твердой, жидкой и газообразной компонент грунта (рис. 1.1). Тогда $V = V_1 + V_2 + V_3$; $M = m_1 + m_2 + m_3 \cong m_1 + m_2$, так как масса газообразной составляющей ничтожно мала и не оказывает влияния на результаты определений.

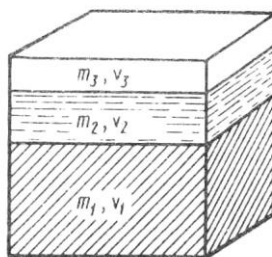


Рис. 1.1. Схематическое изображение содержания компонент в объеме грунта

Плотность грунта (г/см^3 , т/м^3) - отношение массы грунта к его объему:

$$\rho = M/V = (m_1 + m_2)/(V_1 + V_2 + V_3). \quad (1.1)$$

Удельный вес грунта (кН/м^3): $\gamma = \rho \cdot g$. (1.2)

Влажность грунта - отношение массы воды к массе твердых частиц, выражаемое в долях единицы, иногда в процентах:

$$w = m_2 / m_1 = (M - m_1) / m_1. \quad (1.3)$$

Плотность частиц грунта (г/см^3 , т/м^3) определяется как отношение массы твердых частиц грунта к их объему:

$$\rho_s = m_1 / V_1. \quad (1.4)$$

Плотность сухого грунта (плотностью скелета грунта) - отношение массы сухого грунта (частиц грунта) к объему всего грунта:

$$\rho_d = m_1 / V \text{ или } \rho_d = \rho / (1 + w). \quad (1.5)$$

Пористость грунта - отношение объема пор ко всему объему грунта, что соответствует объему пор в единице объема грунта:

$$n = (V_2 + V_3) / V. \quad (1.6)$$

Относительное содержание твердых частиц в единице объема грунта:

$$m = V_1 / V, \text{ тогда } m + n = 1. \quad (1.7)$$

Коэффициент пористости грунта - отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = n / m = n / (1 - n) \text{ или } e = \rho_s (1 + w) / \rho - 1. \quad (1.8)$$

Степень влажности (степень водонасыщения) - отношение объема воды в порах грунта к объему пор и соответствует отношению влажности грунта к его полной влагоемкости:

$$S_r = w \rho_s / (e \rho_w) \text{ или } S_r = w \gamma_s / (e \gamma_w). \quad (1.9)$$

По консистенции различают три состояния глинистого грунта: твердое, пластичное и текучее. Границами между этими состояниями являются характерные значения влажности, называемые *границей раскатывания (нижний предел пластичности)* w_p и *границей текучести (верхний предел пластичности)* w_L .

Число пластичности грунта - разница между границей текучести и границей раскатывания:

$$I_p = w_L - w_p. \quad (1.10)$$

Показатель текучести глинистого грунта:

$$I_L = (w - w_p) / (w_L - w_p). \quad (1.11)$$

1.6. Строительная классификация грунтов.

Тип крупнообломочных и песчаных грунтов устанавливается по гранулометрическому составу, разновидность – по степени влажности.

Песчаные грунты дополнительно имеют разновидность по плотности сложения и неоднородности. Классификационными показателями являются соответственно коэффициент пористости e и показатель неоднородности c_u .

Тип глинистого грунта зависит от числа пластичности I_p , разновидность – от показателя текучести I_L .

1.7. Связь физических и механических характеристик грунтов.

Обобщение огромного количества исследований образцов грунта позволило составить таблицы СНиП, по которым, используя классификационные физические параметры грунтов можно определить нормативные значения их прочностных и деформационных характеристик.

1.8. Понятие об условном расчетном сопротивлении.

Важнейшей характеристикой несущей способности грунтов является расчетное сопротивление, которое зависит от физико-механических свойств основания и геометрических параметров фундамента. Однако для предварительных расчетов допускается использовать условное расчетное сопротивление грунтов – ориентировочное допускаемое давление на грунт под подошвой фундамента, имеющего ширину 1м и глубину заложения 2м. Условное расчетное сопротивление зависит от классификационных показателей грунта и определяется по таблицам СНиП.

Лекция 2.

2. Механические свойства грунтов

Под механическими свойствами грунтов понимают их способность сопротивляться изменению объема и формы в результате силовых (поверхностных и массовых) и физических (изменение влажности, температуры и т. п.) воздействий.

Характеристики механических свойств грунтов используются для расчетов деформаций, оценки прочности и устойчивости грунтовых массивов и оснований.

Механические свойства грунтов зависят от их состава (минерального и гранулометрического), физического состояния (плотности, влажности, температуры) и структурных особенностей.

2.1. Деформируемость грунтов

Под действием нагрузок, передаваемых сооружением, грунты основания могут испытывать большие деформации.

Рассмотрим зависимость осадки штампа s от возрастающего давления p (рис. 2.1. а, б).

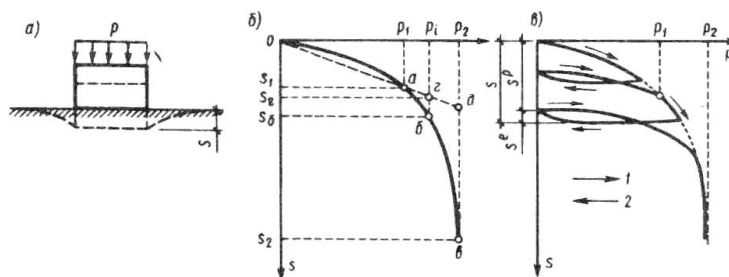


Рис.2.1. Схема опыта (а) и графики зависимости осадки штампа от давления по подошве p при нагружении (б) и при нагружении-разгрузке (в)

На рисунке (рис. 2.1. б) видно, что грунтам свойственна нелинейная деформируемость, причем в некотором начальном интервале изменения напряжений от 0 до P_1 она достаточно близка к линейной.

При нагружении и последующей разгрузки штампа общая осадка грунта может быть разделена на восстанавливающуюся (упругую) s^e и остаточную (пластическую) s^p (рис.2.1.в).

Пластические деформации в грунтах можно разделить на объемные и сдвиговые. Объемные деформации приводят к изменению объема пор в грунте, т.е. к его уплотнению, сдвиговые – к изменению его первоначальной формы и могут вызвать разрушение грунта.

2.1.1. Компрессионные испытания, получение и анализ компрессионных кривых.

Компрессией называется одноосное сжатие образца грунта вертикальной нагрузкой при условии отсутствия его бокового расширения. Испытания проводят в компрессионном приборе – одометре (рис. 2.2.).

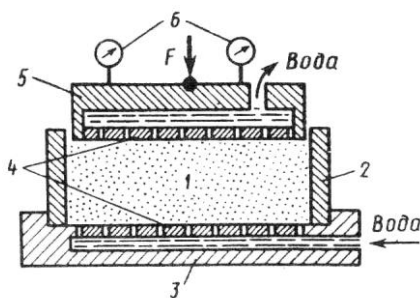


Рис.2.2. Схема одометра компрессионного прибора

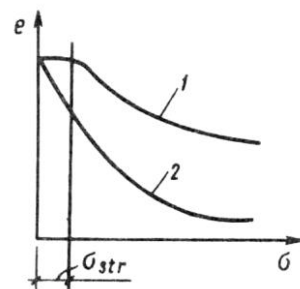


Рис.2.3. Компрессионные кривые грунта ненарушенной (1) и нарушенной (2) структуры

Под действием возрастающей нагрузки F происходит вертикальное перемещение штампа, вызывающее осадку образца. Деформации уплотнения образца грунта происходят вследствие уменьшения объема пор за счет более компактного размещения частиц, возникновения взаимных микросдвигов частиц, уменьшения толщины водно-коллоидных плёнок и сопровождаются отжатием воды из пор грунта.

По результатам испытаний строится компрессионная кривая - зависимость коэффициента пористости грунта от сжимающего напряжения (рис. 2.3.).

Форма компрессионной кривой определяется наличием или отсутствием структурной прочности, обусловленной связями между частицами грунта и придающие скелету грунта способность выдерживать некоторую нагрузку до начала разрушения его каркаса.

2.1.2. Деформационные характеристики грунтов.

При небольшом изменении сжимающих напряжений (порядка 0,1...0,3 МПа) уменьшение коэффициента пористости грунта пропорционально увеличению сжимающего напряжения.

Коэффициент сжимаемости m_0 , кПа^{-1} :

$$m_0 = (e' - e'') / (\sigma'' - \sigma'). \quad (2.1.)$$

Относительный коэффициент сжимаемости m_v , кПа^{-1} :

$$m_v = m_0 / (1 + e'). \quad (2.2.)$$

Модуль деформации грунта E , кПа :

$$E = \frac{\beta}{m_v} = \frac{1 + e'}{m_0} \beta. \quad (2.3.)$$

где β зависит от коэффициента бокового давления грунта ξ :

$$\beta = \left(1 - \frac{2 \cdot \xi^2}{1 + \xi} \right), \quad (2.4.)$$

$$\xi = \nu / (1 - \nu), \text{ где } \nu - \text{коэффициент Пуассона}. \quad (2.5.)$$

2.1.3. Принцип линейной деформируемости.

При небольших изменениях давлений (0,3-0,5 МПа) можно рассматривать грунты как линейно деформируемые тела, т. е. с достаточной для практических целей точностью можно принимать зависимость между общими деформациями и напряжениями для грунтов линейной.

2.2. Водопроницаемость грунтов.

Водопроницаемостью называется свойство водонасыщенного грунта под действием разности напоров пропускать через свои поры сплошной поток воды.

Рассмотрим схему фильтрации воды в элементе грунта.

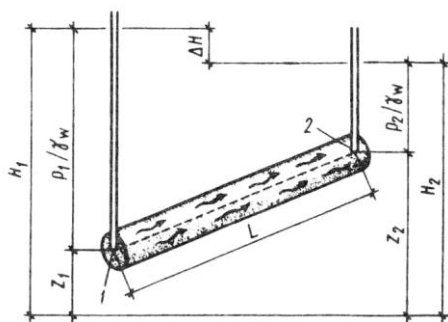


Рис.2.4. Схема фильтрации воды в элементарной трубке грунта

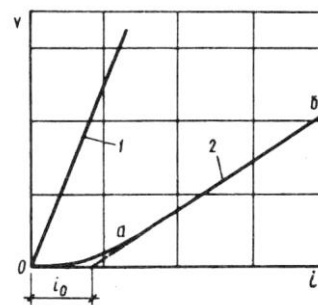


Рис.2.5. Зависимость скорости фильтрации в грунте от гидравлического градиента

Напор в любой точке движущегося потока воды H определяется выражением:

$$H = p / \gamma_w + z + v^2 / (2 \cdot g) \approx p / \gamma_w + z, \quad (2.6.)$$

где p / γ_w - пьезометрическая высота (z - давление в воде; γ_w - удельный вес воды); z - высота рассматриваемой точки над некоторой горизонтальной плоскостью сравнения; $v^2 / (2g)$ - скоростной напор (v - скорость движения воды в потоке; g - ускорение свободного падения).

Скорость фильтрации, учитывая сложную неоднородную структуру порового пространства грунтов и наличие пленок связанной воды у частиц

глинистых грунтов, не может быть определена через расход воды и площадь сечения элементарной трубки грунта.

2.2.1. Закон ламинарной фильтрации.

Экспериментально ученым Дарси было установлено, что скорость фильтрации прямо пропорциональна разности напоров ($\Delta H = H_1 - H_2$) и обратно пропорциональна длине пути фильтрации L :

$$v = k \cdot \frac{\Delta H}{L} = k \cdot i, \quad (2.7.)$$

где i – гидравлический градиент (градиент напора); k – коэффициент фильтрации (основная фильтрационная характеристика грунта).

Закон ламинарной фильтрации Дарси: скорость движения воды в грунте прямо пропорциональна гидравлическому градиенту.

2.2.2. Закономерности фильтрации воды в сыпучих и связных грунтах.

Закон Дарси справедлив для песчаных грунтов. В глинистых грунтах при относительно небольших значениях градиента напора фильтрация может не возникать. Постоянный режим фильтрации устанавливается после определенного значения i_0 , называемого начальным градиентом напора (рис. 2.5.).

Закон ламинарной фильтрации для глинистых грунтов принимают в виде:

$$v = k' \cdot (i - i_0), \quad (2.8.)$$

где k' – коэффициент фильтрации глинистого грунта, определяемый в интервале зависимости между точками а и б;

2.3. Прочность грунтов.

Под прочностью грунтов понимается их свойство в определенных условиях сопротивляться разрушению или развитию больших пластических деформаций.

2.3.1. Трение и сцепление в грунтах.

Ш. Кулоном экспериментально было установлено, что разрушение грунта происходит за счет сдвига одной его частицы по другой. Сопротивление сдвигу песчаных и крупнообломочных грунтов возникает в результате трения между перемещающимися частицами и зацепления их друг за друга. В глинистых грунтах, за счет вводно-коллоидных связей помимо трения между частицами возникает сцепление, обуславливающее сопротивление растяжению при разрушении.

2.3.2. Сопротивление грунтов при одноплоскостном срезе.

Сдвиговой прибор (рис. 2.6.) позволяет при различных заданных нормальных напряжениях определить предельные сдвигающие напряжения, возникающие в момент разрушения образца грунта. Сдвиг (разрушение) образца грунта производится по фиксированной плоскости среза.

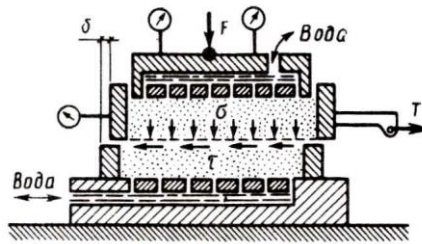


Рис.2.6. Схема сдвигового прибора

Экспериментально установлено, что зависимость между предельными сдвигающими напряжениями и нормальными напряжениями в интервале от 0,3 до 0,5 МПа можно с достаточной точностью принять линейной (рис. 2.7. а, б, в).

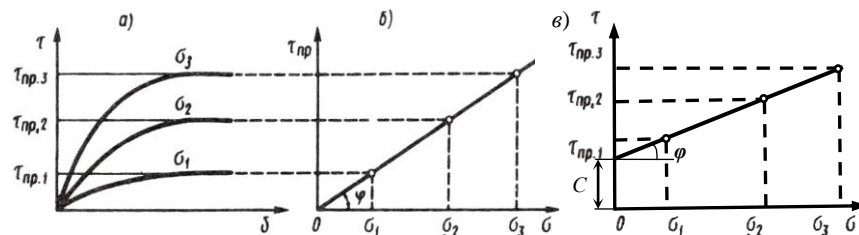


Рис.2.7. Кривые горизонтальных перемещений образцов при разных значениях σ (а), графики сопротивлений сдвигу образцов песчаного (б) и глинистого грунта (в)

Тогда эта зависимость может быть выражена уравнениями:

- для песчаных грунтов: $\tau_{пр} = \sigma \tan \varphi$; (2.9)

- для глинистых грунтов: $\tau_{пр} = \sigma \tan \varphi + c$, (2.10)

где φ - угол внутреннего трения и c - удельное сцепление являются параметрами прочности грунтов.

Уравнения (2.9) и (2.10) называют законом Кулона для сыпучих и связных грунтов: *сопротивление грунтов сдвигу есть функция первой степени от нормального давления.*

2.3.3. Сопротивление сдвигу при сложном напряженном состоянии. Теория прочности Кулона-Мора.

Теория Кулона-Мора рассматривает прочность грунта в условиях сложного напряженного состояния. Пусть к граням элементарного объема грунта приложены главные напряжения (рис. 2.8, а). При постепенном увеличении напряжения σ_1 и постоянной величине напряжения σ_3 произойдет сдвиг по некоторой площадке, наклоненной к горизонтальной плоскости, причем промежуточное главное напряжение σ_2 будет действовать параллельно этой площадке, никак не влияя на сопротивление грунта сдвигу.

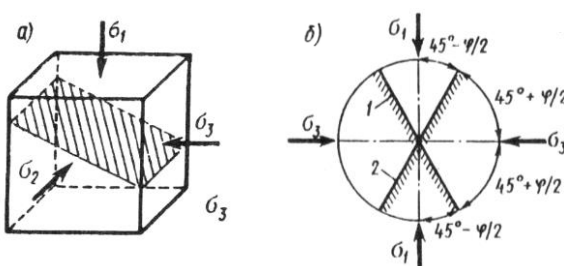


Рис. 2.8. Положение площадки скольжения (а); ориентация площадок скольжения относительно направления действия главных напряжений (б): 1, 2 – площадки скольжения

В предельном состоянии в каждой точке грунта имеются две сопряженные площадки скольжения, наклоненные под углом $\pi/4 - \varphi/2$ к линии действия максимального и $\pi/4 + \varphi/2$ - минимального главного

напряжения (рис. 2.8, б). Соотношение между главными напряжениями σ_1 и σ_3 в предельном состоянии, характеризуемым параметрами прочности φ и c , описываются уравнениями:

$$\text{ - для связных грунтов } \sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c); \quad (2.11)$$

$$\text{ - сыпучих грунтов } \sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3). \quad (2.12)$$

Выражения (2.11) и (2.12) часто называют *условием предельного равновесия грунтов*.

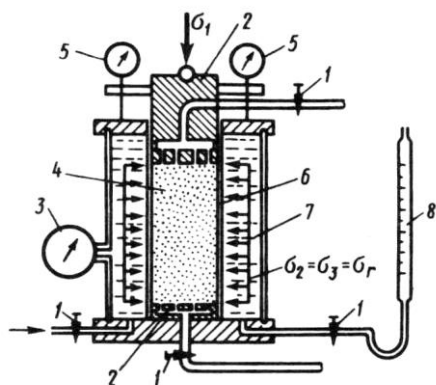


Рис.2.9. Схема стабилометра

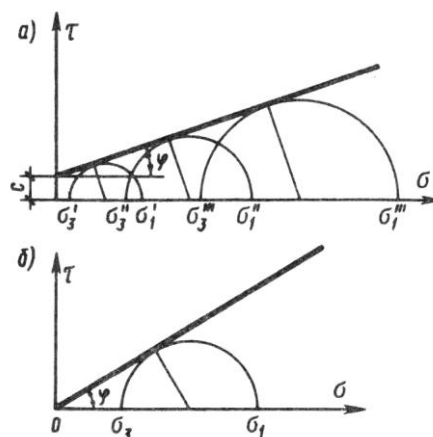


Рис. 2.10. Определение прочностных характеристик по опытам в стабилометре:
а – связный грунт; б – сыпучий грунт

2.3.4. Прочность грунтов в неконсолидированном состоянии

Изложенное выше соответствует проведению испытаний грунтов в стабилизированном состоянии, т. е. когда осадка образца от действия сжимающего напряжения прекратилась.

При незавершенной консолидации водонасыщенного глинистого грунта эффективное напряжение в скелете σ , вызывающее уплотнение грунта, всегда меньше полного напряжения и закон Кулона будет иметь следующий вид:

$$\tau_{np} = (\sigma - u_w) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.13)$$

где u_w - избыточное (поровое) давление.

2.4. Полевые методы определения параметров механических свойств грунтов.

В тех случаях, когда сложно или невозможно отобрать образцы грунта ненарушенной структуры для определения деформационных и прочностных характеристик используют *полевые методы* испытаний.

Испытания *пробной статической нагрузкой* для определения модуля деформации грунтов проводятся в шурфах инвентарными жесткими штампами. Модуль деформации определяется по формуле:

$$E = \omega b(1 - \nu^2) p_i / s_i, \text{ где} \quad (2.14)$$

ω - коэффициент, зависящий от формы жесткого штампа; b - ширина или диаметр штампа; ν - коэффициент Пуассона; p_i, s_i - давление и осадка штампа в пределах линейной зависимости кривой на рис. 2.1.б.

Статическое зондирование заключается в медленном задавливании в грунт стандартного зонда. Механические и прочностные характеристики определяются по величине удельного сопротивления погружению зонда q_c .

Динамическое зондирование производится путем забивки в грунт зонда из колонки штанг с коническим наконечником. Основой для определения механических параметров грунта является показатель зондирования N - число ударов, необходимых для погружения зонда на 10 см.

Лекция 3.

3. Определение напряжений в массивах грунтов.

Напряжения в массивах грунтов, служащих основанием, средой или материалом для сооружения, возникают под воздействием внешних нагрузок и собственного веса грунта.

Основные задачи расчета напряжений:

- распределение напряжений по подошве фундаментов и сооружений, а также по поверхности взаимодействия конструкций с массивами грунта, часто называемых *контактными напряжениями*;
- распределение напряжений в массиве грунта от действия *местной нагрузки*, соответствующей контактными напряжениям;
- распределение напряжений в массиве грунта от действия собственного веса, часто называемых *природным давлением*.

3.1. Определение контактных напряжений по подошве сооружения.

При взаимодействии фундаментов и сооружений с грунтами основания на поверхности контакта возникают *контактные напряжения*.

Характер распределения контактных напряжений зависит от жесткости, формы и размеров фундамента или сооружения и от жесткости (податливости) грунтов основания.

3.1.1. Классификация фундаментов и сооружений по жесткости.

Различают три случая, отражающие способность сооружения и основания к совместной деформации:

- абсолютно жесткие сооружения, когда деформируемость сооружения ничтожно мала по сравнению с деформируемостью основания и при определении контактных напряжений сооружение можно рассматривать как недеформируемое;
- абсолютно гибкие сооружения, когда деформируемость сооружения настолько велика, что оно свободно следует за деформациями основания;

- сооружения конечной жесткости, когда деформируемость сооружения соизмерима с деформируемостью основания; в этом случае они деформируются совместно, что вызывает перераспределение контактных напряжений.

Критерием оценки жесткости сооружения может служить показатель гибкости по М. И. Горбунову-Посадову

$$t \approx 10 \frac{El^3}{E_k h^3}, \quad (3.1)$$

где E и E_k - модули деформации грунта основания и материала конструкции; l и h - длина и толщина конструкции.

3.1.2. Модель местных упругих деформаций и упругого полупространства

При определении контактных напряжений важную роль играет выбор расчетной модели основания и метода решения контактной задачи. Наибольшее распространение в инженерной практике получили следующие модели основания:

- модель упругих деформаций;
- модель упругого полупространства.

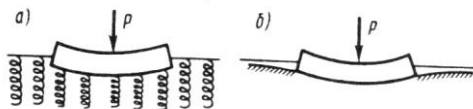


Рис. 3.1. Деформации поверхности основания:
а – по модели местных упругих деформаций;
б – по модели упругого полупространства

Модель местных упругих деформаций.

Согласно этой модели, реактивное напряжение в каждой точке поверхности контакта прямо пропорционально осадке поверхности основания в той же точке, а осадки поверхности основания за пределами габаритов фундамента отсутствуют (рис. 3.1.а.):

$$p(x) = kw(x), \quad (3.2)$$

где k - коэффициент пропорциональности, часто называемый коэффициентом постели, Па/м.

Модель упругого полупространства.

В этом случае поверхность грунта оседает как в пределах площади загрузки, так и за её пределами, причём кривизна прогиба зависит от механических свойств грунтов и мощности сжимаемой толщи в основании (рис. 3.1.б.):

$$w(x) = \frac{P}{\pi C} \ln(x - \xi) + D, \quad (3.3)$$

где $C = \frac{E}{1-\nu^2}$ - коэффициент жесткости основания, x - координата точки поверхности, в которой определяется осадка; ξ - координата точки приложения силы P ; D - постоянная интегрирования.

3.1.3. Влияние жесткости фундаментов на распределение контактных напряжений.

Теоретически эпюра контактных напряжений под жестким фундаментом имеет седлообразный вид с бесконечно большими значениями напряжений по краям. Однако вследствие пластических деформаций грунта в действительности контактные напряжения характеризуется более пологой кривой и у края фундамента достигает значений, соответствующих предельной несущей способности грунта (пунктирная кривая на рис. 3.2.а.)

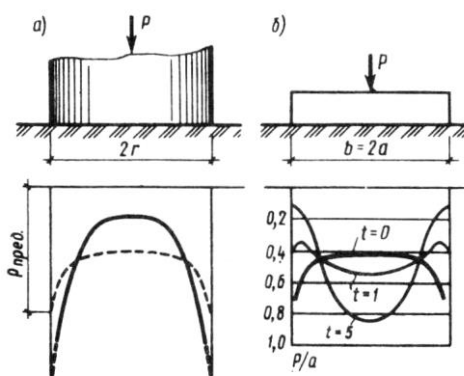


Рис.3.2. Эпюры контактных напряжений:
а – под жестким круглым штампом; б – под плоским фундаментом при различном показателе гибкости

Изменение показателя гибкости существенно сказывается на изменении характера эпюры контактных напряжений. На рис. 3.2.б. приведены контактные эпюры для случая плоской задачи при изменении показателя гибкости t от 0 (абсолютно жесткий фундамент) до 5.

3.2. Распределение напряжений в грунтовых основаниях от собственного веса грунта.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта на глубине z от поверхности определяются формулой:

$$\sigma_z = \gamma z, \quad (3.4)$$

а эпюра природных напряжений будет иметь вид треугольника (рис. 3.3.а)

При неоднородном напластовании с горизонтальным залеганием слоев эта эпюра будет уже ограничиваться ломаной линией Оабв, где наклон каждого отрезка в пределах мощности слоя h_i определяется значением удельного веса грунта этого слоя γ_i (рис. 3.3.б).

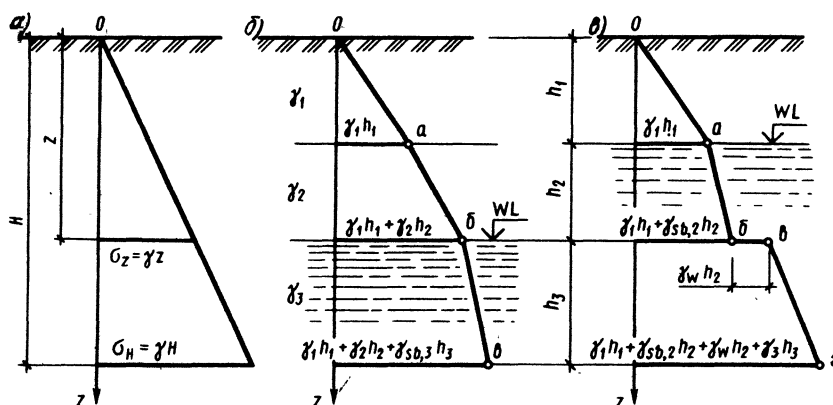


Рис.3.3. Характер распределения напряжений по оси фундамента в

Неоднородность напластования может вызываться не только наличием слоев с разными характеристиками, но и наличием в пределах толщи грунта уровня подземных вод (WL на рис. 3.3.в). В этом случае следует учесть уменьшение удельного веса грунта за счет взвешивающего действия воды на минеральные частицы:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (3.5)$$

где γ_{sb} - удельный вес грунта во взвешенном состоянии; γ_s - удельный вес частиц грунта; γ_w - удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ; e - коэффициент пористости грунта.

Лекция 4.

3.3. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия местной нагрузки на его поверхности.

Распределение напряжений в основании зависит от формы фундамента в плане. В строительстве наибольшее распространение получили ленточные, прямоугольные и круглые фундаменты. Таким образом, основное практическое значение имеет расчет напряжений для случаев плоской, пространственной и осесимметричной задач.

Напряжения в основании определяется методами теории упругости. Основание при этом рассматривается как упругое полупространство, бесконечно простирающееся во все стороны от горизонтальной поверхности нагружения.

3.3.1. Задача о действии вертикальной сосредоточенной силы.

Решение задачи о действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности упругого полупространства полученное в 1885 г. Ж. Буссинеском, позволяет определить все компоненты напряжений и деформаций в любой точке полупространства M от действия силы P (рис. 3.4.а).

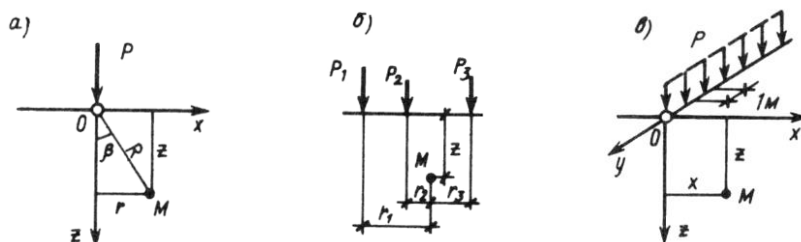


Рис. 3.4. Расчетные схемы основных задач:

а – задача Буссинеска; б – задача о действии нескольких сил; в – задача Фламана

Вертикальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_z = \frac{K}{z^2} P, \text{ где } K = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}. \quad (3.6)$$

Используя принцип суперпозиции можно определить значение вертикального сжимающего напряжения в точке M при действии нескольких сосредоточенных сил, приложенных на поверхности (рис. 3.4.б):

$$\sigma_z = \frac{K_1}{z^2} P_1 + \frac{K_2}{z^2} P_2 + \dots + \frac{K_n}{z^2} P_n = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i \quad (3.7)$$

В 1892 г. Фламан получил решение для вертикальной сосредоточенной силы P в условиях плоской задачи (рис. 3.4.в):

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^4}; \sigma_x = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 z}{r^4}; \tau_{xz} = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{xz^2}{r^4}, \text{ где } r^2 = x^2 + z^2 \quad (3.8)$$

Зная закон распределения нагрузки на поверхности в пределах контура загрузки, можно, интегрируя выражение (3.6) в пределах этого контура, определить значения напряжений в любой точке основания для случая осесимметричной и пространственной нагрузки (рис. 3.5.), а интегрируя выражение (3.8) – для случая плоской нагрузки.

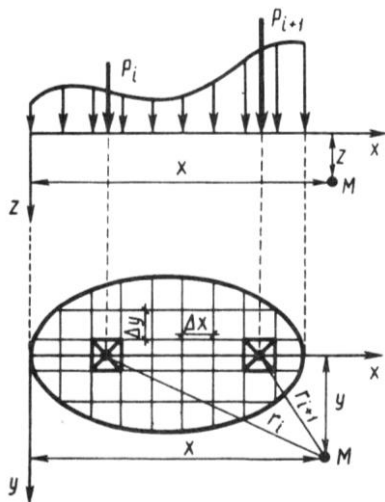


Рис. 3.5. Схема к приближенному расчету напряжений в любой точке

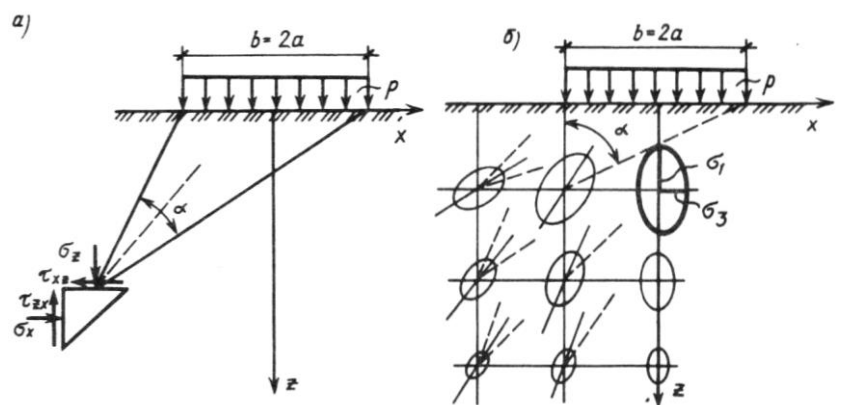


Рис.3.6. Схема для расчета напряжений в случае плоской задачи (а); расположение эллипсов напряжений в основании (б)

3.3.2. Плоская задача. Действие равномерно распределенной нагрузки.

Схема для расчета напряжений в основании в случае плоской задачи при действии равномерно распределенной нагрузки интенсивностью p показана на рис. 3.6.а.

Точные выражения для определения компонент напряжений в любой точке упругого полупространства были получены Г. В. Колосовым в виде:

$$\sigma_z = K_z p; \sigma_x = K_x p; \tau_{xz} = K_{xz} p, \quad (3.9)$$

где K_z, K_x, K_{xz} - коэффициенты влияния, зависящие от безразмерных параметров x/b и z/b ; x и z - координатные точки, в которой определяются напряжения; $b = 2a$ - ширина полосы загрузки.

На рис. 3.7. а-в показано в виде изолиний распределение напряжений σ_z , σ_x и τ_{zx} в массиве грунта для случая плоской задачи.

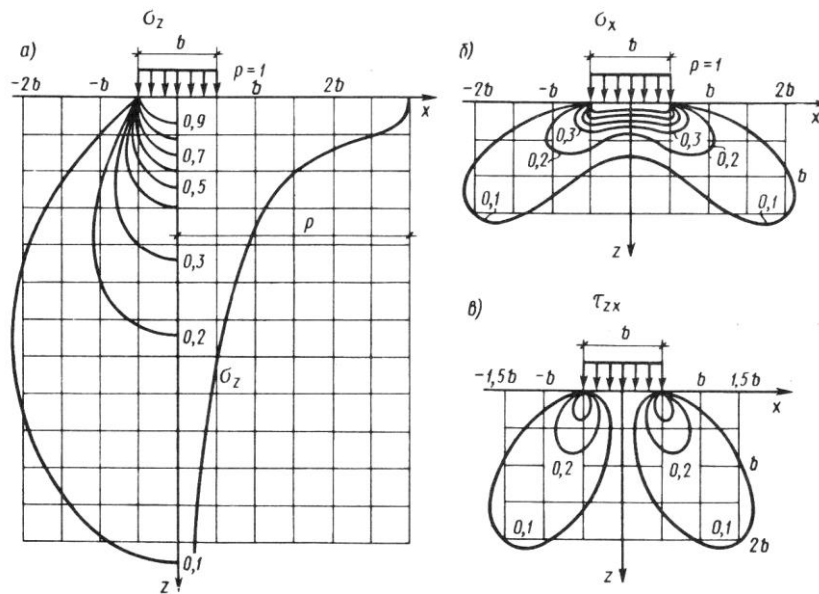


Рис.3.7. Изолинии напряжений для случая плоской задачи и эпюра вертикальных сжимающих напряжений по оси полосы загрузки

В некоторых случаях при анализе напряженного состояния основания оказывается удобнее пользоваться главными напряжениями. Тогда значения главных напряжений в любой точке упругого полупространства под действием полосовой равномерно распределенной нагрузки можно определить по формулам И. Х. Митчелла:

$$\sigma_{1,3} = \frac{P}{\pi} (\alpha \pm \sin \alpha), \quad (3.10)$$

где α - угол видимости, образованный лучами, выходящими из данной точки к краям загруженной полосы (рис.3.6.б).

3.3.3. Пространственная задача. Действие равномерно распределенной нагрузки.

В 1935 г. А. Лявом были получены значения вертикальных сжимающих напряжений σ_z в любой точке основания от действия нагрузки интенсивностью p , равномерно распределенной по площади прямоугольника размером $l \times b$.

Практический интерес представляют компоненты напряжений σ_{zc} , относящиеся к вертикали, проведенной через угловую точку C этого прямоугольника, и σ_{z0} , действующие по вертикали, проходящей через его центр (рис. 3.8 \)

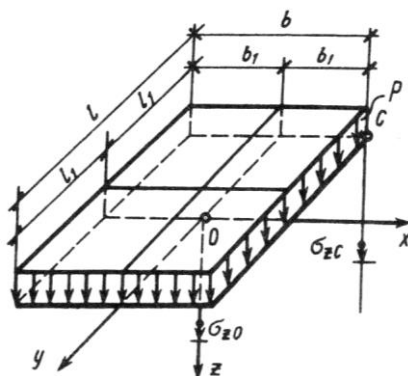


Рис.3.8. Сжимающие напряжения под центром и под углом прямоугольника с равномерно распределенной нагрузкой

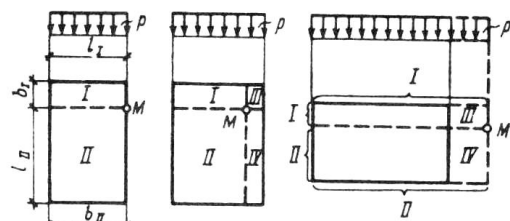


Рис.3.9. Схема для расчета напряжений методом угловых точек

Используя коэффициенты влияния можно записать:

$$\sigma_{zc} = K_{zc} p; \sigma_{z0} = K_{z0} p, \quad (3.11)$$

где - K_{zc} и K_{z0} - соответственно коэффициенты влияния для угловых и центральных напряжений, зависящие от соотношения сторон загруженного прямоугольника и относительной глубины точки, в которой определяются напряжения.

Между значениями σ_{zc} и σ_{z0} имеется определенное соотношение.

$$\sigma_{z0} = 4\sigma_{zc}. \quad (3.12)$$

Тогда оказывается удобным выразить формулы (3.11) через общий коэффициент влияния α и записать их в виде:

$$\sigma_{zc} = \frac{1}{4}\alpha p; \sigma_{z0} = \alpha p. \quad (3.13)$$

Коэффициент α зависит от безразмерных параметров m и n : $n = l/b$, $m = z/b$ (при определении углового напряжения σ_{zc}), $m = 2z/b$ (при определении напряжения под центром прямоугольника σ_{z0}).

3.3.4. Метод угловых точек.

Метод угловых точек позволяют определить сжимающие напряжения в основании по вертикали, проходящей через любую точку поверхности. Возможны три варианта решения (рис.3.9.).

Пусть вертикаль проходит через точку M , лежащую на контуре прямоугольника. Разделив этот прямоугольник на два так, чтобы точка M являлась угловой для каждого из них, можно представить напряжения σ_{zM} как сумму угловых напряжений I и II прямоугольников, т.е.

$$\sigma_{zM} = \sigma_{zc}^I + \sigma_{zc}^{II}. \quad (3.13)$$

Если точка M лежит внутри контура прямоугольника, то его следует разделить на четыре части так, чтобы эта точка являлась угловой для каждого составляющего прямоугольника. Тогда:

$$\sigma_{zM} = \sigma_{zc}^I + \sigma_{zc}^{II} + \sigma_{zc}^{III} + \sigma_{zc}^{IV}. \quad (3.14)$$

Наконец, если точка M лежит вне контура загруженного прямоугольника, то его нужно достроить так, чтобы эта точка вновь оказалась угловой.

$$\sigma_{zM} = \sigma_{zc}^I + \sigma_{zc}^{II} - \sigma_{zc}^{III} - \sigma_{zc}^{IV}. \quad (3.15)$$

3.3.5. Влияние формы и площади фундамента в плане.

На рис. 3.10. построены эпюры нормальных напряжений σ_z по вертикальной оси, проходящей через центр квадратного фундамента при $l = b$ (кривая 1), ленточного фундамента $l \geq 10b$ (кривая 2), и тоже, шириной $2b$ (кривая 3).

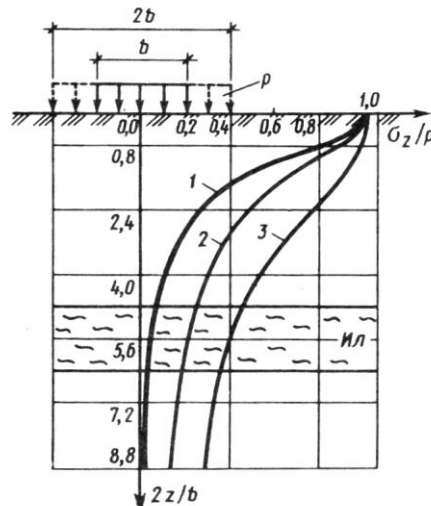


Рис. 3.10. Характер распределения напряжений σ_z по оси фундамента в зависимости от формы и площади его подошвы

В случае пространственной задачи (кривая 1) напряжения с глубиной затухают значительно быстрее, чем для плоской задачи (кривая 2). Увеличение ширины, а, следовательно, и площади фундамента (кривая 3) приводит к ещё более медленному затуханию напряжений с глубиной.

Лекция 5

4. Прочность и устойчивость грунтовых массивов. Давление грунтов на ограждения.

При определенных условиях может происходить потеря устойчивости части грунтового массива, сопровождающаяся разрушением взаимодействующих с ней сооружений. Это связано с формированием в массиве некоторых областей, где соотношение между действующими напряжениями становится таким, что прочность грунта оказывается исчерпанной.

Оценка устойчивости массива грунтов основывается на анализе напряжений, возникающих в них от собственного веса и проектируемого сооружения, и сопоставлений с предельными их значениями.

Условие предельного равновесия в точке грунтового массива, характеризуются следующими выражениями теории предельного равновесия:

$$\text{ - для песка } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi \quad (4.1)$$

$$\text{ - для глинистого грунта } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi \quad (4.2)$$

Эти выражения позволяют дать оценку напряженного состояния грунта, т.е. установить, находится ли грунт в допредельном или предельном состоянии, а, следовательно, на сколько устойчив массив.

Предельное состояние грунта соответствует точке в рис. 4.1а, где осадка S уходит в бесконечность, т.о. теория предельного равновесия исследует только напряженное состояние массива грунтов и не дает возможности определить развивающиеся в нем деформации.

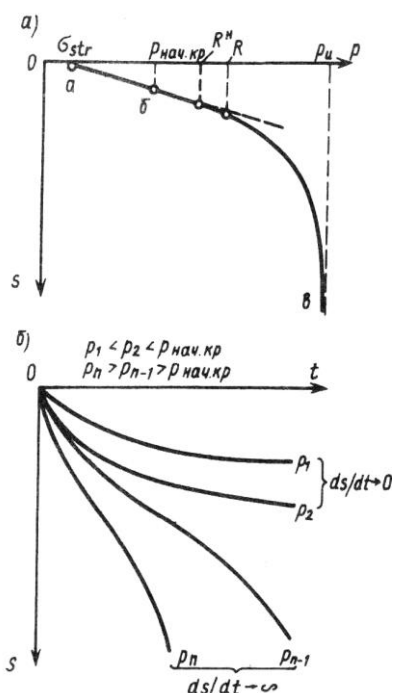


Рис.4.1. Зависимость конечной осадки от нагрузки (а) и развитие осадки во времени при различных значениях p (б)

4.1. Критические нагрузки на грунты основания. Фазы напряженного состояния грунтовых оснований

Рассмотрим график зависимости $s = f(p)$ на рис. 4.1, а.

Для связного грунта начальный участок графика Oa будет почти горизонтальным, протяженность этого участка определится величиной σ_{str} структурной прочности грунт, а деформация имеет упругий характер.

При увеличении давления (участок ab) осадка возрастает, развивается процесс уплотнения за счёт уменьшения пористости грунта. Зависимость $s = f(p)$ близка к линейной, осадки стремятся к постоянной величине (4.1, б). Ни в одной точке основания не формируется предельное состояние.

Наибольшее напряжение, ограничивающее этот участок, называется *начальной критической нагрузкой* $p_{нач.кр.}$, а изменение нагрузки от 0 до $p_{нач.кр.}$ характеризует *фазу уплотнения грунта*.

При изменении давления под подошвой фундамента от 0 до $p_{нач.кр.}$ ни в одной точке основания не возникает предельное состояние, т.е. происходит только уплотнение грунта, что абсолютно безопасно для основания.

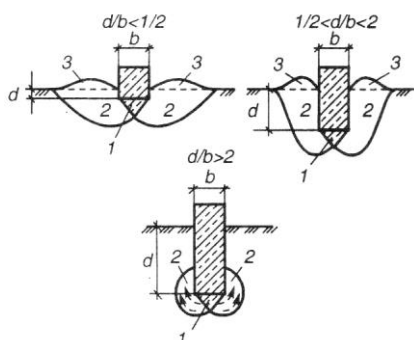


Рис.4.2. Формирования областей предельного равновесия в основании при различной относительной глубине заложения фундамента:
1 - уплотненное ядро; 2 - область предельного равновесия;
3 - валы выпирания

При дальнейшем увеличении нагрузки (участок $бв$ рис.4.1, а) в точках, расположенных под краями фундамента, касательные напряжения по некоторым площадкам становятся равными их предельным значениям. По мере возрастания нагрузки эти точки объединяются в зоны, размеры которых увеличиваются. Возникают сдвиговые деформации, имеющие пластический характер. График зависимости $s = f(p)$ всё больше отклоняется от линейного. Участок $бв$ называют *фазой сдвигов*.

Концу этой фазы соответствует p_u , называемая предельной критической

нагрузкой, при которой в основании образуются замкнутые области предельного равновесия, и происходит потеря устойчивости грунтов, т.е. полное исчерпание несущей способности.

В зависимости от глубины заложения подошвы фундамента d/b очертания областей предельного равновесия имеют различный характер (рис. 4.2).

Нагрузки, соответствующие $p_{нач.кр.}$ и p_u называют критическими нагрузками, их определяют методами теории предельного равновесия.

4.1.1. Начальная критическая нагрузка

Начальная критическая нагрузка соответствует случаю, когда в основании под подошвой фундамента в единственной точке под гранью фундамента возникает предельное состояние.

Выберем в основании точку M (рис. 4.3) и определим такое контактное напряжение p , при котором в этой точке возникнет предельное напряженное состояние.

В модели линейно-деформируемой среды полные напряжения в точке M определяются как

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_{1,p-q} + \sigma_{1,g} = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z; \\ \sigma_3 &= \sigma_{1,p-q} + \sigma_{1,g} = \frac{p - \gamma' d}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma' d + \gamma z,\end{aligned}\quad (4.3)$$

где α – угол видимости.

Предельное напряженное состояние в точке M реализуется при соблюдении условия (4.2). Подставив (4.3) в (4.2) получим:

$$\frac{p - \gamma' d}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma' d}{\pi} \alpha + \gamma' d + \gamma z \right) = c \cos \varphi. \quad (4.4)$$

Запишем соотношение для глубины самой нижней точки, в которой возможно предельное состояние от подошвы фундамента.

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma' d}{\pi \gamma} \left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{C}{\gamma} \cdot \operatorname{ctg} \varphi - \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot d. \quad (4.5)$$

Решая это уравнение относительно p :

$$P_{кр} = \frac{\pi(\gamma z_{\max} + \gamma' d + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma' d. \quad (4.6)$$

По определению при $p_{нач.кр.}$ $z_{\max} = 0$. Тогда в единственной точке основания под гранью фундамента будет выполняться условие предельного равновесия:

$$p_{нач.кр.} = \frac{\pi(\gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma' d - \text{формула Пузыревского} \quad (4.7)$$

Фундамент, спроектированный так, что напряжение под его подошвой не превышает начальной критической нагрузки ($p < p_{нач.кр.}$), будет находиться в совершенно безопасном состоянии. Однако, как показала практика, грунты

основания при этом будут обладать значительным резервом несущей способности.

4.1.2. Нормативное сопротивление и расчетное давление

Если допустить под подошвой центрально нагруженного фундамента шириной b развитие зон предельного равновесия на глубину $z_{\max} = 1/4b$, то несущая способность основания остается обеспеченной. При этом осадки во времени затухают и стремятся к постоянной величине, а зависимость $s = f(p)$ оказывается достаточно близкой к линейной. Следовательно, при этих условиях для расчётов деформации основания можно использовать формулы теории линейного деформирования грунтов.

Нормативное сопротивление грунта основания R^H соответствует наибольшему среднему сжимающему напряжению под подошвой фундамента при котором по подошве фундамента допускается развития областей предельного состояния на глубину равную $b/4$.

$$R^H = \frac{\pi \left(\frac{\gamma b}{4} + \gamma' d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \right)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma' d \quad (4.8)$$

Одним из основных условий определения размеров фундаментов является требование $p \leq R^H$, где p – расчетное давление под подошвой фундамента.

Выражение (4.8) часто представляют в виде трехчленной формулы:

$$R^H = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c, \quad (4.9)$$

здесь M_γ, M_q, M_c – некоторые функции от угла φ .

$$M_\gamma = \frac{\pi}{4 \left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right)}; M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + 1; M_c = \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}; \quad (4.10)$$

Значения этих коэффициентов приведены в СНиП 2.02.01-83*.

Дальнейшие исследования позволили еще дальше отодвинуть практический предел среднего напряжения под подошвой фундамента, где так же допустим расчет осадок с учетом линейной деформации грунтов оснований. Эта величина, согласно СНиП 2.02.01-83*, получила название *расчетного сопротивления грунта* R (4.11).

В этом случае формула (4.9) имеет несколько более сложный вид (учет подвальных помещений, учет неоднородности грунта и т.п.) и будет рассмотрена в курсе «Основания и фундаменты».

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c \right] \quad (4.11)$$

4.1.3. Предельная критическая нагрузка

Предельная критическая нагрузка p_u соответствует напряжению под подошвой фундамента, при котором происходит исчерпание несущей способности грунтов основания (рис. 4.1), что приводит к выдавливанию грунта из под фундамента и его огромнейшей осадке (рис. 4.2). Нагрузка, соответствующая p_u приводит к полной потере устойчивости грунта основания и является абсолютно недопустимой для проектируемого сооружения.

Решением этой задачи занимались Л. Прандль, К. Терцачи, В. В. Соколовский, М. В. Малышев.

На рис. 4.3. представлена одна (левая) область предельного равновесия и два «семейства» линий скольжения, которые образуют ромбы скольжения с определенными углами наклона линий.

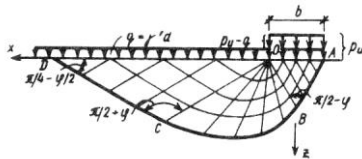


Рис.4.3. Линии скольжения при предельной полосовой нагрузке для невесомого основания ($\gamma = 0$)

Наиболее полное решение этой задачи получено в 1952 году В.В.Соколовским.

$$p_u = N_\gamma \cdot \gamma \cdot x + N_q \cdot q + N_c \cdot c; \quad (4.12)$$

$$p_t = p_u \cdot \operatorname{tg} \delta,$$

где N_γ , N_q , $N_c = f(\varphi, \delta)$ – затабулированные безразмерные коэффициенты.

Приведенные выше решения справедливы при относительно небольших глубинах заложения фундаментов и однородном строении основания, поэтому в практических расчетах обычно используют инженерные способы, в той или иной мере учитывающие строгие решения теории предельного равновесия.

4.2. Практические способы расчета несущей способности и устойчивости оснований.

Принципы расчета оснований фундаментов по I предельному состоянию (по прочности и несущей способности грунтов).

Согласно СНиП 2.02.01-83* несущая способность основания считается обеспеченной при выполнении условия:

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n \quad (4.13)$$

где:

F – равнодействующая расчетной силы (нагрузки), приложенной к основанию;

F_u – сила предельного сопротивления (равнодействующая предельной нагрузки);

γ_c – коэффициент условий работы, зависящий от вида грунта.

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения.

Лекция 6

4.3. Устойчивость откосов и склонов

Откосом называется искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь. Откосы образуются при возведении различного рода насыпей (дамбы, земляные плотины и т.д.) и выемок (котлованы, траншеи, каналы и т.п.). Склоном называется откос, образованный природным путём и ограничивающий массив грунта естественного сложения.

Основными причинами потери устойчивости откосов и склонов являются:

- устройство недопустимо крутого откоса или подрезка склона, находящегося в состоянии, близком к предельному;
- увеличение внешней нагрузки (возведение сооружений, складирование материалов на откос или вблизи его бровки);
- изменение внутренних сил (изменение удельного веса грунта при изменении его влажности);
- неправильное назначение расчетных характеристик прочности грунта или снижение его сопротивления сдвигу за счёт повышения влажности и др. причин;
- проявление гидродинамического давления, сейсмических сил, различного рода динамических воздействий (движение транспорта, забивка свай и т.п.).

4.3.1. Понятие о коэффициенте запаса устойчивости откосов и склонов.

Коэффициент устойчивости часто принимается в виде:

$$k_{st} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi'} = \frac{c}{c'}, \quad (4.13)$$

где φ , c – расчетные значения характеристик сопротивления сдвигу грунта, принятые в проекте; φ' , c' – то же, соответствующие предельному состоянию откоса или склона.

Устойчивость откоса или склона считается обеспеченной, если, $k_{st} \geq k_{st}^H$ где $k_{st}^H = 1,1 \dots 1,3$ - нормативный коэффициент устойчивости.

Группы методов используемых для расчетов устойчивости склонов и откосов:

- элементарные решения;
- строгие решения;
- инженерные методы;
- численные методы.

При этом анализируются два типа задач:

- 1). Оценка устойчивости откоса или склона заданной крутизны
- 2). Определение оптимальной крутизны откоса или склона при заданном

k_{st}^H .

4.4. Простейшие методы расчетов устойчивости

4.4.1. Устойчивость откосов в идеально сыпучих грунтах ($\phi \neq 0$; $c=0$)

Имеется откос с углом заложения α , при заданном ϕ для песка, слагающего откос (рис.4.4, а). Рассмотрим равновесие частицы, свободно лежащей на поверхности откоса: т.к. грунт обладает только внутренним трением, то устойчивость будет обеспечена, если $T \leq T'$.

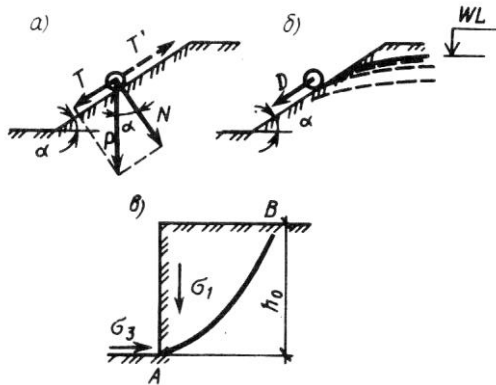


Рис.4.4. Схемы к расчету устойчивости откосов: а – идеально сыпучего грунта; б – то же, при действии фильтрационных сил; в – идеально связного грунта

Задавшись весом частицы P и учитывая, что коэффициент внутреннего трения грунтов $f = \tan \phi$, получим;

$$T = P \cdot \sin \alpha ;$$

$$T' = N \cdot \tan \phi = P \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi$$

$$T \leq T', \text{ откуда } \tan \alpha \leq \tan \phi \text{ или } \alpha \leq \phi$$

при $\alpha = \phi$ в идеально сыпучих грунтах угол естественного откоса – α равен углу внутреннего трения грунта.

$$\text{Окончательно } k_{st} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

при $k_{st} \geq k_{st}^H$ откос обладает необходимым запасом устойчивости.

В случае, если требуется определить угол заложения будущего откоса с запасом устойчивости, то α соответственно определится как:

$$\alpha = \arctg \left(\frac{\tan \phi}{k_{st}^H} \right)$$

4.4.2. Учет влияния фильтрационных сил

Если уровень подземных вод находится выше подошвы откоса, возникает фильтрационный поток, выходящий на его поверхность, что приводит к снижению устойчивости откоса.

В этом случае при рассмотрении равновесия частицы необходимо добавить гидродинамическую составляющую D .

Гидравлический градиент в точке выхода потока равен:

$i = \sin \alpha$, а гидравлическая составляющая в единице объема грунта равна:

$$D = \gamma_w \cdot n \cdot i = \gamma_w \cdot n \cdot \sin \alpha$$

γ_w – удельный вес воды;

n – пористость.

Учитывая, что вес единицы объема грунта $P = \gamma V$, где $V=1$.

Уравнение предельного состояния запишется как:

$$\gamma_w n \sin \alpha + \gamma_{sb} \sin \alpha - \gamma_{sb} \cos \alpha \tan \phi' = 0$$

т.к. $\tan \phi' = \tan \phi / k_{st}$, после преобразования получим

$$k_{st} = \frac{\gamma_{sb} \tan \phi}{(\gamma_w n + \gamma_{sb}) \tan \alpha}$$

Угол заложения откоса при заданном нормативном коэффициенте устойчивости:

$$\alpha = \arctg \frac{\gamma_{sb} t g \varphi}{(\gamma_w n + \gamma_{sb}) k_{st}^u}.$$

4.4.3. Устойчивость вертикального откоса в идеально связных грунтах ($\phi=0$; $c \neq 0$)

Если высота откоса, сложенного связными грунтами, не превышает предельного значения h_0 , то связный грунт может держать вертикальный откос.

Наиболее неблагоприятное напряженное состояние возникает у подошвы откоса в т.А (рис.4.1, в) Именно здесь начинает формироваться состояние предельного равновесия.

Максимальное главное напряжение в этой точке равно природному, т.е. $\sigma_1 = \gamma h_0$. Поскольку откос ограничен свободной вертикальной поверхностью, минимальное главное напряжение в т.А равно нулю, т.е. $\sigma_3 = 0$.

Условие предельного равновесия имеет вид:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}$$

Учитывая, что здесь $\varphi=0$ (по условию задачи), а также подставляя сюда σ_1 и σ_3 , после преобразования будем иметь: $h_0 = 2c/\gamma$.

Коэффициент устойчивости вертикального откоса при $h \leq h_0$:

$$k_{st} = 2c/h\gamma$$

Высота вертикального откоса в идеально связных грунтах, отвечающего заданному запасу устойчивости:

$$h = 2c/(k_{st}^u \gamma)$$

4.4.4. Устойчивость вертикального откоса в грунтах, обладающих трением и сцеплением ($\phi \neq 0$; $c \neq 0$)

При $\sigma_1 = \gamma h_0$ и $\sigma_3 = 0$, используя полное выражение условия предельного равновесия получим:

$$h_0 = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)}$$

Нетрудно заметить, что учет внутреннего трения грунта приводит к некоторому увеличению предельной высоты вертикального откоса.

4.5. Инженерные методы расчёта устойчивости откосов и склонов

В проектной практике применяются инженерные методы, содержащие различные упрощения.

4.5.1. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Предполагается, что потеря устойчивости откоса (склона) может произойти в результате вращения отсека грунтового массива относительно некоторого центра O (рис. 4.5, а).

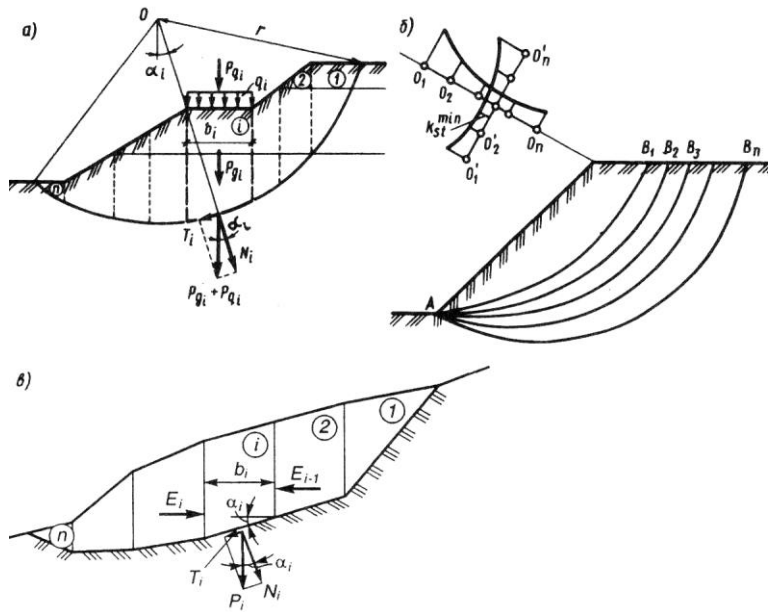


Рис.4.5. Схема к расчету устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения:
1, 2, ... - номера элементов

Суть метода заключается в анализе устойчивости склона против сдвига по ряду возможных поверхностей скольжения, представленных дугой окружности с радиусом r и центром в т. O .

Отсек грунтового массива, ограниченный свободной поверхностью и поверхностью скольжения, разбивается вертикальными линиями на n элементов таким образом, чтобы можно было принять основание

каждого отсека плоским, а прочностные характеристики постоянными.

Смещающийся массив рассматривается как недеформируемый отсек, все точки которого участвуют в общем движении.

Коэффициент устойчивости принимается в виде:

$k_{st} = M_{sr} / M_{sa}$, где M_{sr} и M_{sa} – моменты относительно центра вращения O всех сил, соответственно удерживающих и смещающих отсек.

Порядок вычислений:

1. Грунтовой массив разбивается на отдельные элементы.
2. Вычисляются вертикальные силы, действующие на каждый элемент: собственный вес грунта P_{gi} и равнодействующая нагрузки на его поверхности P_{qi} .
3. Равнодействующая сил $P_{gi} + P_{qi}$ раскладывается на нормальную N_i и касательную T_i составляющие. $N_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i$; $T_i = (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i$.
4. Находим c и l_i – длину дуги.

Момент сил, вращающих отсек вокруг т. O , определится как:

$$M_{sa} = r \sum_{i=1}^n T_i = r \sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i.$$

n – число элементов в отсеке.

удерживающие силы обуславливаются сопротивлением сдвигу за счет внутреннего трения и сцепления грунта.

Сила трения:

$$T'_i = N_i \tan \varphi_i + c_i l_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i l_i.$$

При наличии внешних вертикальных нагрузок они включаются в величину веса блока (призмы).

$$P_i = P_{ig} + P_{iq}$$

α – угол между нормалью к основанию i -го элемента и вертикалью.

$l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha}$ – длина основания i -го элемента, где b_i – ширина i -го отсека.

φ_{1i} и c_{1i} – расчетные значения характеристик прочности грунта в пределах основания i -го элемента.

$$M_{ud} = r \left[\sum_{i=1}^n P_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sum_{i=1}^n c_i \cdot l_i \right]$$

Соотносительно: $k_{st} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sum_{i=1}^n c_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \alpha_i}$

При $k_{st} \geq k_{st}^H$ устойчивость откоса относительно выбранного центра вращения т.О обеспечена.

- Основная сложность при практических расчетах заключается в том, что положение центра вращения O и выбор радиуса r , соотносящие наиболее опасному случаю, неизвестны.

- Обычно проводится серия таких расчетов при различных положениях центров вращения и значениях r .

- Чаще всего наиболее опасная поверхность скольжения проходит через нижнюю точку откоса (склона). Кроме слабых грунтов с минимальными φ и c .

4.5.2. Мероприятия по повышению устойчивости откосов и склонов

Одним из наиболее эффективных способов повышения устойчивости откосов и склонов является их выполаживание или создание уступчатого профиля с образованием горизонтальных площадок (берм) по высоте откоса.

При относительно небольшой высоте откоса эффективна пригрузка подошвы в его низовой части или устройство подпорной стенки, поддерживающей откос. Закрепление поверхности откоса может быть осуществлено мощением камнем, одерновкой, укладкой бетонных плит.

Важнейшим мероприятием является регулирование гидрогеологического режима откоса или склона. Устройство канав для перехватывания поверхностных вод, отвод воды с берм, устройство дренажа.

Конструктивные мероприятия типа прорезания потенциально неустойчивого массива грунтов системой забивных или набивных свай, анкерное закрепление во взаимодействии с подпорными стенками или свайными конструкциями.

Лекция 7

4.6. Понятия о взаимодействии грунтов с ограждающими конструкциями (давление покоя, активное и пассивное давление).

Ограждающие конструкции предназначены для удерживания от обрушения находящихся за ними грунтовых массивов. К таким конструкциям относится подпорная стенка, а также стены подвалов и заглубленных частей здания, стены подземных сооружений и т.п. Различают массивные (или гравитационные) и тонкостенные подпорные стенки (рис. 4.6). По характеру работы подразделяются на жесткие и гибкие (шпунтовые стенки).

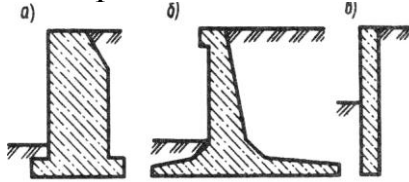


Рис.4.6. Примеры конструкций подпорных стенок:

а – массивной; б – тонкостенной; в – то же,

основание.

Равнодействующая давления грунта на стенку E зависит от направления, величины и характера её смещения.

Давление, реализуемое в условиях отсутствия горизонтального смещения при $u=0$ (рис. 4.7, б) называют *давлением покоя* E_0 .

$$E_0 = \xi \gamma \frac{h^2}{2},$$

где $\xi = \frac{\nu}{1-\nu}$ – коэф. бокового давления; ν – коэф. Пуассона.

При смещении стенки под действием давления в сторону от засыпки на величину u_a (рис.4.7, а) в грунте засыпки формируется область обрушения грунта, граница которой называется поверхностью скольжения, а сама область – призмой обрушения. Давление, передаваемое призмой обрушения на грань стенки, называют *активным давлением*, а его результирующую обозначают E_a .

При смещении стенки в сторону грунта под действием каких-либо сил в засыпке также образуются поверхности скольжения, при величине смещения $+u_{\text{п}}$ формируется призма выпирания грунта (рис.4.7, в). При этом реакция грунта достигает максимального значения и соответствует пассивному давлению (отпору) грунта, результирующую которого обозначают $E_{\text{п}}$.

4.6.1. Определение активного давления на вертикальную грань стенки для сыпучего грунта и связного грунта, учёт пригрузки на поверхности засыпки.

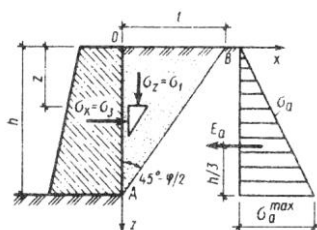


Рис.4.8. Схема для определения активного давления сыпучего грунта на гладкую стенку

Трение грунта о стенку отсутствует ($\tau_{zx}=0$). Максимальное главное напряжение, действующее на горизонтальную площадку в точке контакта грунта со стенкой на глубине z от поверхности засыпки $\sigma_1 = \gamma z$, γ – удельный вес грунта.

Грунт в пределах призмы обрушения ОАВ (рис. 4.8) находится в состоянии предельного равновесия. Минимальное главное напряжение σ_3 , равное активному давлению σ_a , связано с максимальным главным напряжением условием предельного равновесия:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2).$$

$$\sigma_a = \sigma_3 = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2).$$

Эпюра активного давления имеет вид треугольника. Максимальная ордината эпюры активного давления:

$$\sigma_a^{\max} = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2).$$

Равнодействующая активного давления E_a определяется как площадь эпюры σ_a

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2),$$

И будет приложена к стенке на расстоянии $1/3h$ от её подошвы.

Плоскость скольжения АВ будет наклонена к вертикали под углом $\pi/4 - \varphi/2$. Ширина призмы обрушения по поверхности засыпки $l = h \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$.

4.6.2. Учёт пригрузки на поверхности засыпки.

При наличии на поверхности сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q : $\sigma_1 = \gamma z + q$.

$$\sigma_a = \sigma_3 = (\gamma z + q) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2);$$

$$E_a = h \left(\frac{\gamma h}{2} + q \right) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2).$$

Эпюра активного давления при наличии пригрузки на поверхности имеет вид трапеции. Точка приложения равнодействующей E_a будет находиться в центре тяжести площади трапеции.

4.6.3. Учёт сцепления грунта.

Для связного грунта, обладающего внутренним трением и сцеплением:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2).$$

$$\sigma_a = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2).$$

Связный грунт обладает способностью держать вертикальный откос высотой h_0

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}.$$

В пределах глубины h_0 от свободной поверхности засыпки связный грунт не будет оказывать давления на стенку. Максимальная ордината эпюры активного давления связного грунта:

$$\sigma_a^{\max} = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2).$$

Учет сцепления грунта приводит к уменьшению активного давления.

4.6.4. Определение пассивного давления

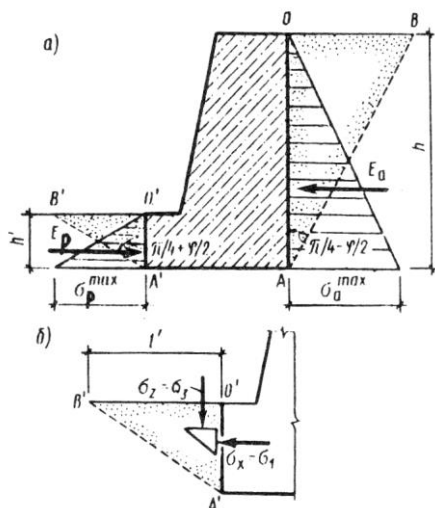


Рис.4.9. Схема действия активного и пассивного давления на стенку

Пассивное давление возникает при перемещении стенки в сторону грунта засыпки (рис. 4.9). При движении вертикальной гладкой стенки на грунт главные напряжения меняются. Теперь уже $\sigma_x = \sigma_1 = \sigma_{\text{п}}$ является максимальным, а $\sigma_z = \sigma_3 = \gamma z$ при отсутствии пригрузки на поверхности засыпки слева — минимальным главным напряжением (рис. 4.9, б). Условие предельного равновесия имеет вид:

- для сыпучих грунтов

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2);$$

- для связных грунтов:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2).$$

Значения ординаты пассивного давления на глубине z от поверхности засыпки при начале координат в точке O' :

- для сыпучих грунтов

$$\sigma_{\text{п}} = \gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2);$$

- для связных грунтов:

$$\sigma_{\text{п}} = \gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2).$$

При одной и той же глубине от поверхности засыпки ордината эпюры пассивного давления существенно больше, чем ордината эпюры активного давления. Ширина призмы выпирания $l' = h \tan(45^\circ + \varphi/2)$.

Лекция 8

5. Деформации грунтов и расчет осадок оснований сооружений

5.1. Теоретические основы расчета стабилизированных деформаций оснований.

5.1.1. Постановка задачи.

Расчетные схемы к задаче определения конечной стабилизированной осадки основания от действия нагрузки, передаваемой на грунты через подошву фундамента, представлены на рис. 5.1.

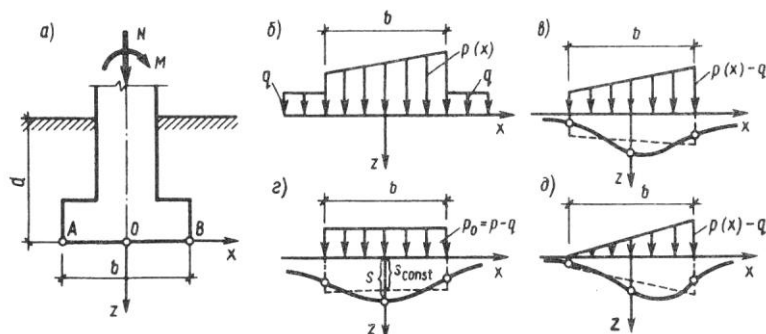


Рис.5.1. Схема фундамента (а), расчетная схема передачи нагрузок на основание (б) и различные виды эпюр дополнительного давления (в-д)

Осадку поверхности основания в уровне подошвы фундамента будет вызывать не полное давление $p(x)$, возникшее после строительства, а приращение давления, равное $p(x) - q$. Где $q = \gamma d$ — природное давление

на глубине заложения фундамента.

Прогиб поверхности основания будет иметь криволинейное очертание, которое зависит от жесткости фундамента. Для абсолютно жестких фундаментов характер осадок поверхности будет соответствовать пунктирным линиям на рис.5.1

При практических расчётах прибегают к упрощению задачи.

Для центрально нагруженных фундаментов определяется максимальная осадка s по оси z , которая принимается как величина совместной деформации основания и фундамента.

Для внецентренно нагруженных фундаментов определяется величина средней осадки и крена подошвы фундамента.

Различают две группы методов расчёта осадок: основанные на строгих решениях и дополнительных упрощающих предположках (приближенные решения).

5.1.2. Определение осадок линейно-деформируемого полупространства или слоя грунта ограниченной мощности.

Используются строгие решения о распределении напряжений в однородном изотропном массиве грунтов от нагрузок, приложенных на его поверхности. Зависимость между осадкой подошвы центрально-нагруженного фундамента s , площадью фундамента $A=bl$, и средним значением дополнительного давления $p_0=p-\gamma d$ имеет вид:

$$s = \omega p_0 b(1-\nu^2)/E, \quad (1)$$

где ω – коэф., зависит от формы площади и жесткости фундамента, ν , E – коэф. Пуассона и модуль деформации грунта основания.

Данное решение применимо только для однородного напластования грунтов на значительную глубину ниже подошвы фундамента. Не учитывается изменение природного напряженного состояния грунтов основания с глубиной, при значительных размерах фундаментов расчётные значения осадок завышенные. Решение используется при небольших размерах фундаментов на однородных основаниях и для определения модуля деформации по данным опытов с пробной нагрузкой.

5.1.3. Основные предпосылки приближенных методов расчёта осадок.

Осадка грунта происходит только в пределах глубины сжимаемой толщи H_c . Осадка основания происходит только за счёт сжатия столба грунта, непосредственно находящегося под подошвой фундамента (рис. 5.2, а). Сжатие каждого элементарного слоя мощностью Δz вызывается равномерно распределенной на его поверхности нагрузкой равной максимальному значению σ_{zp} , действующему по оси z .

Определив величину сжатия каждого элементарного слоя грунта в пределах сжимаемой толщи основания и просуммировав эти величины,

получим общую осадку основания фундамента. Такой подход к решению задачи называют методом послойного (элементарного) суммирования.

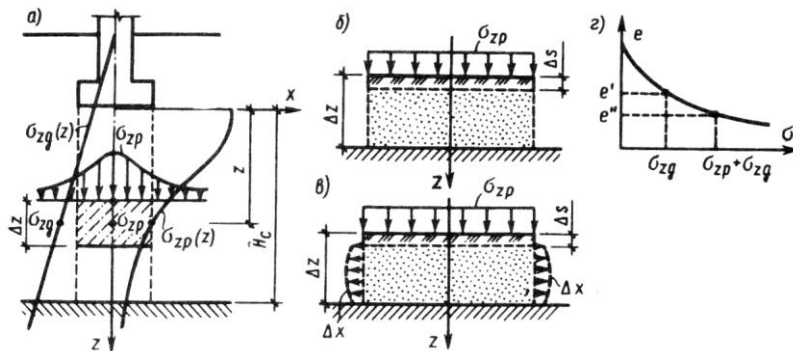


Рис.5.2. Расчетные схемы к обоснованию приближенных методов определения осадок (а, б, в) и компрессионная кривая грунта (з)

Возможны два расчётных случая: сжатие элементарного слоя без бокового расширения (рис. 5.2, б); сжатие элементарного слоя с возможностью бокового расширения (рис. 5.2, в).

В первом случае:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0.$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \frac{\nu}{1-\nu}. \quad (5.2)$$

Относительная деформация элементарного слоя:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) = \frac{\sigma_z}{E} \beta. \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_z = \Delta s / \Delta z;$$

Сжатие элементарного слоя

$$\Delta s = \sigma_{zp} h \beta / E; \quad (5.4)$$

$$\Delta s = \sigma_{zp} h m_\nu. \quad (5.5)$$

Для определения деформационных характеристик грунтов используются компрессионные испытания.

Во втором случае:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y \neq 0.$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K}, \quad (5.6)$$

где G – модуль сдвига, K – модуль объемной деформации грунта.

Сжатие элементарного слоя для пространственной задачи:

$$\Delta s = h \left(\frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K} \right). \quad (5.7)$$

Для плоской задачи среднее напряжение определяется по формуле:

$$\sigma_m = 1/3(\sigma_x + \sigma_y)(1+\nu). \quad (5.8)$$

Для точного определения деформационных характеристик требуется проведение специальных опытов в приборах трехосного сжатия.

5.2. Практические методы расчета конечных деформаций оснований фундаментов.

5.2.1. Расчёт осадок методом послойного суммирования.

Метод послойного суммирования (без учёта возможности бокового расширения грунта) рекомендован СНиП 2.02.01-83*.

На рис. 5.3. представлена расчётная схема метода.

Алгоритм расчёта:

Производится привязка фундамента к инженерно-геологической ситуации основания, т.е. совмещение его оси с литологической колонкой грунтов.

Определяется среднее давление на основание по подошве фундамента p .

Строится эпюра природного давления σ_{zg} по оси фундамента.

Определяется дополнительное вертикальное напряжение в плоскости подошвы фундамента: $p_0 = \sigma_{zp,0} = p - \sigma_{zg,0}$, где $\sigma_{zg,0}$ - природное давление в уровне подошвы фундамента.

Строится эпюра дополнительных напряжений $\sigma_{zp} = \sigma_{zp,0} \alpha$.

Строится вспомогательная эпюра природного давления $0,2 \sigma_{zg}$.

Определяют нижнюю границу сжимаемой толщи из условия $0,2 \sigma_{zg} = \sigma_{zp}$.

Сжимаемую толщу основания разбивают на элементарные слои толщиной h_i так, чтобы в пределах каждого слоя грунт был однородным, h_i принимают не более $0,4b$.

Зная дополнительное напряжение в середине каждого элементарного слоя $\sigma_{zp,i}$, определяют сжатие этого слоя.

Общая осадка фундамента находится как сумма величин сжатия каждого элементарного слоя в пределах сжимаемой толщи:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} \quad \text{или} \quad s = \beta \sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} h_i m_{v,i}, \quad (5.9)$$

где n – число слоёв; h_i – толщина i -го слоя; E_i и $m_{v,i}$ – модуль деформации и коэф. относительной сжимаемости i -го слоя соответственно; $\beta=0,8$.

5.2.2. Расчет осадок методом эквивалентного слоя

Эквивалентный слой – это слой грунта толщиной $h_э$, осадка которого при сплошной нагрузке на поверхности p_0 будет равна осадке грунтового полупространства под воздействием местной нагрузки той же интенсивности.

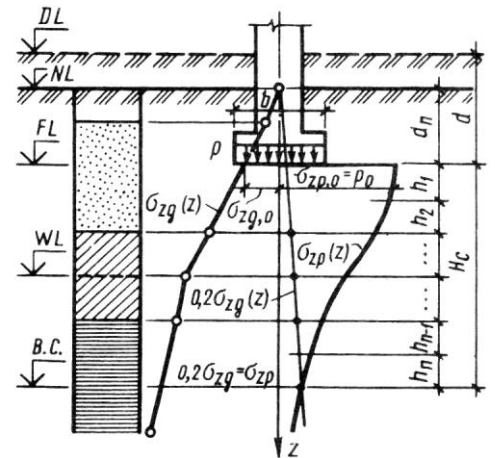


Рис.5.3. Литологическая колонка и расчетная схема для определения осадок методом послойного суммирования:

DL – отметка планировки; NL – отметка поверхности природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; B.C. – нижняя граница сжимаемой толщи

Осадку слоя грунта толщиной h_3 при сплошной нагрузке можно определить из условия одномерного его сжатия без возможности бокового расширения. Тогда осадка всего слоя

$$s = \frac{p_0 h_3}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) \quad (5.10)$$

Или, используя относительный коэффициент сжимаемости грунтов

$$s = p_0 h_3 m_\nu \quad (5.11)$$

Осадка поверхности грунтового полупространства под действием местной нагрузки будет равна:

$$s = \omega p_0 b (1 - \nu^2) / E. \quad (5.12)$$

Приравнявая (10) и (11), получим

$$h_3 = \left[(1 - \nu^2) / (1 - 2\nu) \right] \omega b \quad (5.13)$$

Или, обозначив $(1 - \nu^2) / (1 - 2\nu) = A$, окончательно

$$h_3 = A \omega b \quad (5.14)$$

Толщина эквивалентного слоя грунта зависит от коэффициента Пуассона ν , коэффициента формы площади и жесткости фундамента ω и его ширины b . Сочетание $A\omega$ называется коэффициентом эквивалентного слоя, значения которого для разных грунтов приводятся в таблицах.

Для однородного основания осадка определяется по формуле (10)

Для многослойных оснований требуется определить средневзвешенные характеристики деформируемости грунтов в пределах эквивалентного слоя.

Значение средневзвешенного относительного коэффициента сжимаемости слоистого основания:

$$\bar{m}_\nu = \sum_{i=1}^n h_i m_{\nu i} z_i / (2h_3^2) \quad (5.15)$$

Осадка многослойного основания:

$$s = p_0 h_3 \bar{m}_\nu \quad (5.16)$$

Лекция 9.

5.3. Практические методы расчёта осадок оснований фундаментов во времени.

Если в основании фундаментов залегают водонасыщенные глинистые грунты, осадка может развиваться в течении длительного периода времени. Временной процесс развития осадок связан с малой скоростью фильтрации воды в глинистых грунтах и обусловленным этим медленным уплотнением водонасыщенных грунтов.

Методы прогноза развития деформаций грунтов во времени основаны на теории фильтрационной консолидации, в основу которой положены следующие предпосылки:

- скелет грунта рассматривается как упругая пористая среда, действует компрессионный закон уплотнения $\Delta \varepsilon = m_v \Delta \bar{\sigma}$;
- поровая вода абсолютно несжимаемая;
- отжатие воды из пор грунта подчиняется закону ламинарной фильтрации Дарси $v = ki$;
- внешняя нагрузка уравнивается суммой напряжений в скелете грунта (эффективное напряжение) σ_z и в поровой воде u_w , т.е. $p = \bar{\sigma}(z, t) + u_w(z, t)$.

Основные расчётные случаи (рис. 5.).

Случай 0 – одномерное уплотнение слоя грунта под действием сплошной нагрузки.

Случай 1 – сжимающие напряжения увеличиваются с глубиной по закону треугольника. Случай соответствует уплотнению свежесыпанного слоя водонасыщенного грунта под действием собственного веса.

Случай 2 – сжимающие напряжения уменьшаются с глубиной по закону треугольника. Случай соответствует виду эпюры дополнительных напряжений по оси фундамента, принятой в методе эквивалентного слоя.

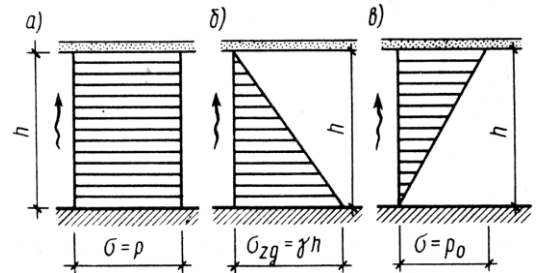


Рис.5. Эпюры уплотняющих напряжений для случаев: а – 0; б – 1; в – 2.