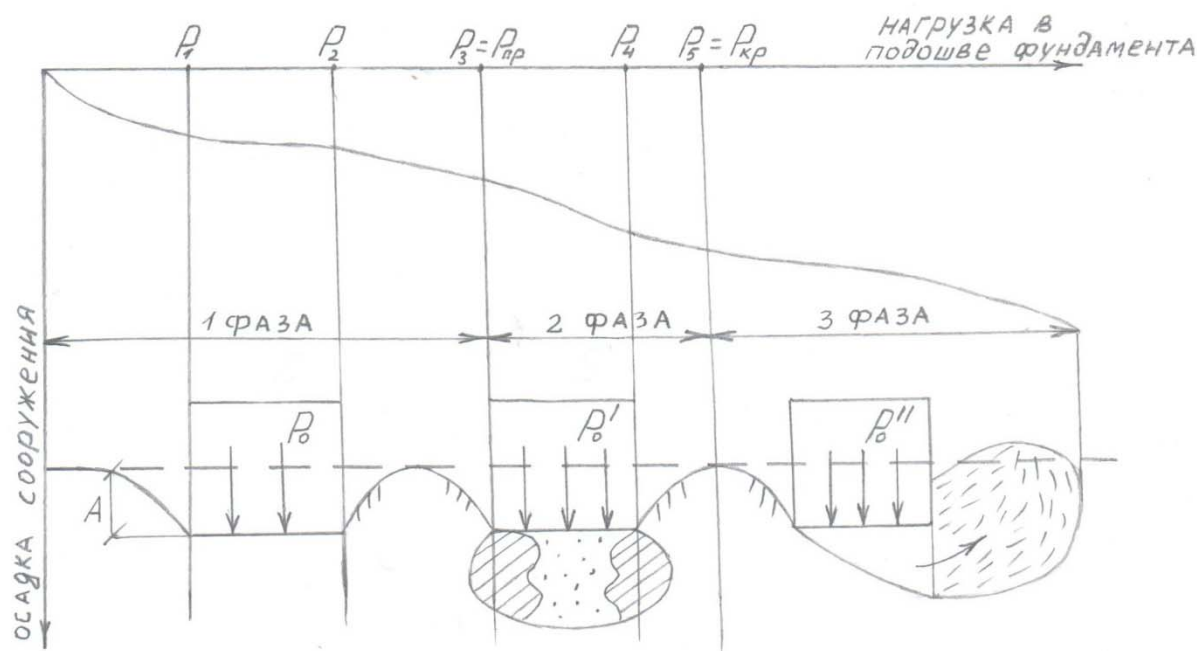


Тема 13. Критические нагрузки на грунт. Начальная критическая нагрузка на грунт. Предельная нагрузка для сыпучих и связных грунтов. Влияние свойств грунтов, размеров фундамента и глубины заложения на величину предельной нагрузки грунтовых оснований.

Критические нагрузки на грунт.

Фазы напряженного состояния грунта



При приложении к грунту нагрузок в нем начинают происходить процессы уплотнения, которые можно разделить на 3 фазы:

1 Фаза уплотнения. Работа грунта на протяжении этой фазы происходит в условиях обеспеченной прочности. Грунт уплотняется на некоторое значение A .

2 Фаза местных сдвигов. В краевых зонах происходит локальное нарушение прочности грунта. При дальнейшем увеличении на границе между 1 и 2 фазами $P_3 = P_{np}$ называется предельной.

3 Фаза выпирания. Если увеличение нагрузки продолжается, то при достижении $P_5 = P_{кр}$ - критическая нагрузка в грунтах. Начинает преобладать сдвигающее напряжение τ . Под сооружениями образуются поверхности скольжения, по которым грунт смещается, и происходит выпирание грунта из-под нагруженной площадки, сопровождающееся ее погружением.

Были рассмотрены механические явления, возникающие в грунтах при возрастании на них местной нагрузки, причем установлены (при давлениях на грунт, больших структурной прочности) две критические нагрузки: 1— нагрузка, соответствующая началу возникновения в грунте зон сдвигов и окончанию фазы уплотнения, когда под краем нагрузки между касательными и нормальными напряжениями возникают соотношения, приводящие грунт (сначала у ребер подошвы фундаментов) в предельное напряженное состояние, и 2 — нагрузка, при которой под нагруженной поверхностью сформировываются

сплошные области предельного равновесия, грунт приходит в неустойчивое состояние и полностью исчерпывается его несущая способность.

Величину первой нагрузки назовем **начальной критической нагрузкой**, еще совершенно безопасной в основаниях сооружений, так как до ее достижения грунт всегда будет находиться в фазе уплотнения, а вторую, при которой исчерпывается полностью несущая способность грунта,— **предельной критической нагрузкой** на грунт в данных условиях загрузки.

Начальная критическая нагрузка на грунт.

Формула Н.П. Пузыревского.

Рассмотрим действие равномерно распределенной нагрузки p на полосе шириной b (рис. 4.6) при наличии боковой пригрузки $q=\gamma h$ (где γ – плотность грунта и h – глубина залегания нагруженной поверхности).

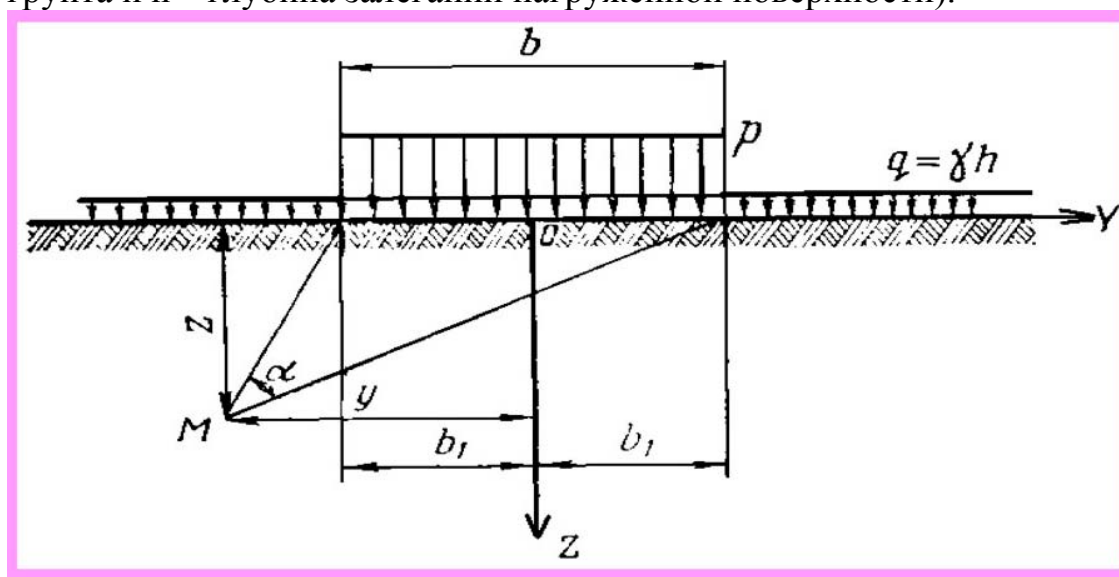


Рис 4.6. Схема действия полосообразной нагрузки

Вертикальное сжимающее напряжение (давление) от собственного веса грунта при горизонтальной ограничивающей поверхности $\sigma_{1\text{гр}}$.

Примем дополнительное допущение о гидростатическом распределении давлений от собственного веса грунта, а именно $\sigma_{2\text{гр}}$.

$$\sigma_{1\text{гр}} = \gamma(h + z) = \sigma_{2\text{гр}}$$

Для произвольной точки M (рис. 4.6), расположенной на глубине z и характеризуемой углом видимости α , найдем главные напряжения с учетом действий собственного веса грунта как сплошной нагрузки:

$$\sigma_1 = \frac{P - \gamma h}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma(h + z)$$

$$\sigma_2 = \frac{P - \gamma h}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma(h + z)$$

Подставим выражения в уравнение предельного равновесия:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left[\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) + P_e \right]$$

$$P_e = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

$$\frac{P - \gamma h}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{P - \gamma h}{\pi} \alpha + \gamma h + \gamma z \right) = c \cdot \cos \varphi$$

относительно z

$$z = \frac{P - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{c}{\gamma} \cdot \operatorname{ctg} \varphi - h$$

$$P = P_{кр}$$

$$P_{кр} = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma z_{max} + \gamma h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) + \gamma h$$

если принять $z=0$, т.е. ни в одной точке грунта не будет зон предельного равновесия, начальным критическим давлением на грунт будет:

$$P_{кр}^{нач} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

Это и есть формула **проф. Н.П. Пузыревского для начальной критической нагрузки на грунт**. Определяемое по ней давление можно рассматривать как совершенно безопасное.

Предельная нагрузка для сыпучих и связных грунтов.

Вторая критическая нагрузка, это **предельная нагрузка**, соответствующая полному исчерпанию несущей способности грунта и сплошному развитию зон предельного равновесия, что достигается для оснований фундаментов при окончании формирования жесткого ядра, деформирующего основание и распирающего грунт в стороны.

Впервые эта задача **для невесомого грунта (сыпучего)**, нагруженного полосовой нагрузкой была решена Прандтлем и Рейснером (1920-1921):

пред
↙

$$P_{кр} = (q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

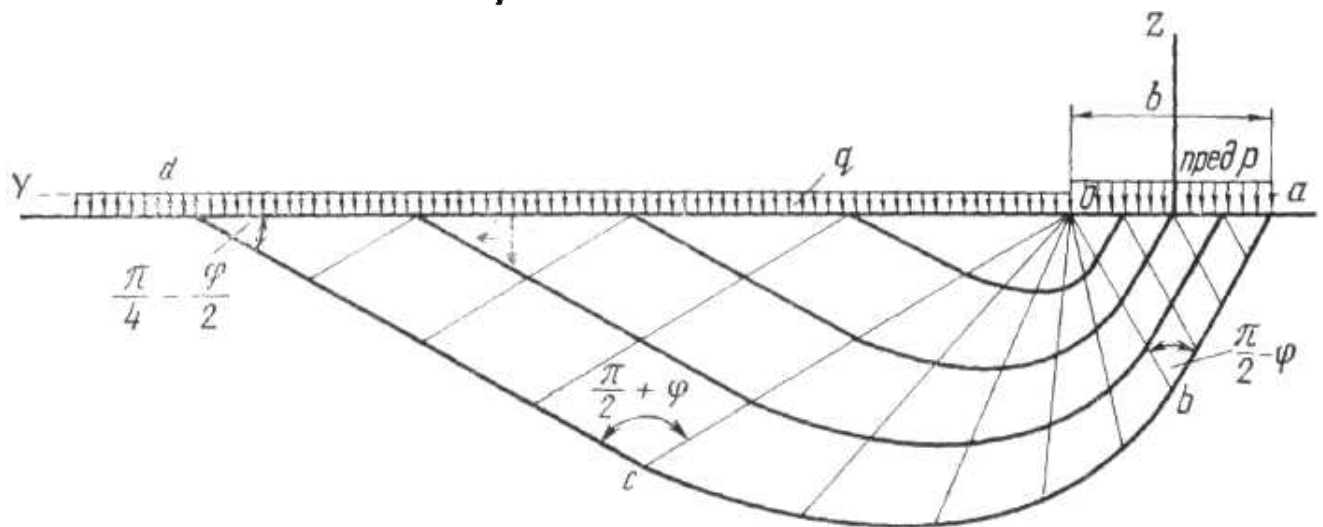


Рис. 4.7. Сеть линий скольжения в грунте при полосообразной нагрузке и боковой пригрузке без учета собственного веса грунта

Отметим, что в частном случае *для идеально связных грунтов* ($\varphi=0$ и $c \neq 0$) предельная нагрузка для условий плоской задачи (при полосообразном нагружении), по Прандтлю, будет равна:

$$\text{пред } p_{\Pi} = (2 + \pi) c + q$$

или

$$\text{пред } p_{\Pi} = 5,14 c + \gamma h.$$

Для *осесимметричной пространственной задачи* (круг, квадрат) предельная нагрузка в случае идеально связных грунтов (по А. Ю. Ишлинскому, 1947)

$$\text{пред } p_{\kappa} = 5,7 c + q.$$

В случае *водонасыщенных глинистых грунтов и нестабилизированного их состояния* (когда внутреннее трение не реализуется) предельная нагрузка на грунт под круглыми и равновеликими им квадратными фундаментами, по А. С. Строганову,

$$\text{пред } p'_{\kappa} = 6,025 c + \gamma h.$$

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.

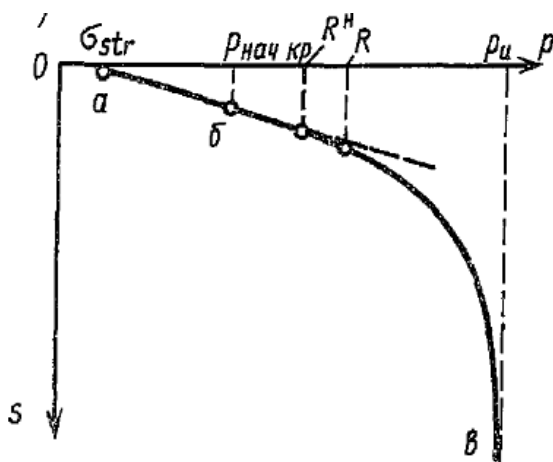


Рис. 6.1. Зависимость конечной осадки от нагрузки

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

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

γ' – удельный вес грунта засыпки выше подошвы фундамента y' и ниже этого уровня – γ .

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:

$$R^H = M_\gamma \gamma' b + M_q \gamma' d + M_c c, \quad (1)$$

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

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

Значения этих коэффициентов приведены в нормативных документах.

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, получила название расчетного сопротивления грунта R .

В этом случае формула (1) имеет несколько более сложный вид (учет подвальных помещений, учет неоднородности грунта и т.п.) и будет рассмотрена в курсе «Основания и фундаменты».

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

Влияние свойств грунтов, размеров фундамента и глубины заложения на величину предельной нагрузки грунтовых оснований.

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.

Некоторые виды грунтов, являясь структурно неустойчивыми (оттаивающие вечномёрзлые, лессовые просадочные при замачивании, слабые структурные), обладают особенностями деформирования, связанными с резкими изменениями их физического состояния и структуры. Разработаны специальные методы расчета осадок вечномёрзлых грунтов при их оттаивании, просадок лёссов при замачивании, устанавливаются предельные скорости загрузки слабых глинистых и заторфованных грунтов из условия сохранения их структурной прочности и т. д.

Прежде чем приступить к расчету необходимо знать:

1) геологическое строение места строительства с указанием мощности (толщины) отдельных слоев грунта, уровня грунтовых вод и физико-механических свойств грунтов основания на всю активную зону сжатия (коэффициенты пористости, сжимаемости, плотности всех элементов грунта, характеристики прочности (угол внутреннего трения, сцепление), а также для связных грунтов- коэффициент фильтрации, структурной прочности, начального градиента напора и для плотных и вязких глин-параметров ползучести);

2) размеры и форму фундамента (по предварительным расчетам) и чувствительность сооружений (разрезных, жестких рамных, массивных и т.п.) к неравномерным осадкам:

3) данные о глубине заложения фундамента и нагрузке на грунт от надфундаментных конструкций.

Расчетная схема системы «сооружение-основание» или «фундамент-основание» должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (конструктивной схемы сооружения, особенностей его возведения, геологического строения и свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропию, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, развитие областей пластических деформации под фундаментом.

Допускается использовать вероятностные методы расчета, учитывающие статистическую неоднородность оснований, случайную природу нагрузок, воздействий и свойств материалов конструкций.

Тема 14. Устойчивость свободных откосов и склонов. Причины нарушения устойчивости. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Оползни скольжения и оползни разжижения. Меры борьбы с оползнями. Активное и пассивное давление грунта на ограждение.

Устойчивость свободных откосов и склонов.

Причины нарушения устойчивости. Анализ устойчивости массивов грунта имеет очень большое практическое значение при проектировании земляных сооружений: насыпей, выемок, дамб, земляных плотин, больших вскрывных котлованов, имеющих иногда глубину 100 м и более, и других подобных сооружений.

Задача устойчивости массивов грунта является частной задачей общей теории предельного напряженного состояния грунтов, но имеет весьма существенные особенности, обусловленные спецификой движения масс при нарушении их устойчивости.

Расчеты устойчивости массивов грунта относятся к специальному разделу статики, и мы изложим здесь лишь некоторые основные положения, позволяющие оттенить сущность рассматриваемых задач, и дадим наиболее важные приемы их решения, применяемые в проектной практике.

Главнейшими причинами нарушения устойчивости земляных масс будут: *1 — эрозионные процессы и 2 — нарушение равновесия.*

Эрозионные процессы, протекают, как правило, весьма медленно, незаметно; зависят они от внешних метеорологических и физико-геологических условий, а также от свойств поверхности массива грунта и обычно не рассматриваются в механике грунтов.

Изучение же *условий устойчивости массивов грунта* и их нарушений — прямая задача механики грунтов.

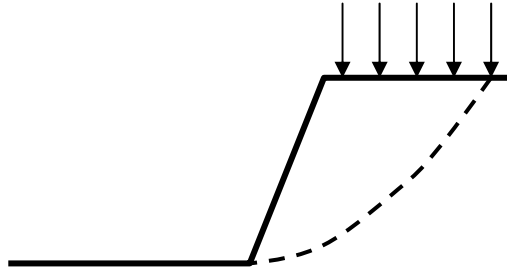
Нарушение равновесия массивов грунта может происходить внезапно со сползанием значительных масс грунта — такие нарушения равновесия называют *оползнями*. Этот вид нарушения равновесия встречается наиболее часто и происходит в различного рода откосах и природных склонах как при *увеличении действующих на массив нагрузок*, так и *при уменьшении внутренних сопротивлений*.

Причины нарушения устойчивости.

1) Увеличение крутизны откоса (подмыв берегов реки)

2) Увеличение нагрузки на откос (строительство на бровке)

Увеличение нагрузок может иметь место при возведении сооружений на откосах и склонах при давлении от них, превосходящем некоторый предел, и при изменении веса слоев грунта (его возрастании) при насыщении их водой в условиях продолжительных дождей и паводков, а также вследствие подвешивания капиллярной влаги при понижении уровня грунтовых вод.



3) Обводнение грунтов (уменьшение механических характеристик: C ; ϕ и увеличение объемного веса грунта)

Уменьшение сопротивлений происходит как при всяком разрушении естественных упоров массивов грунта, так и при уменьшении эффективного трения (при наличии порового давления) и сил сцепления (при увлажнении и набухании грунтов).

4) Деятельность строителей (устройство котлованов, выработок с вертикальными стенками)



Можно различать следующие основные виды оползней:

1 – оползни вращения (с возникающими криволинейными поверхностями обрушения) (в движение приходит весь массив грунта в целом, характерно для грунтов, обладающих трением и сцеплением);

2 – оползни скольжения (по зафиксированным поверхностям) (осыпь) (характерно для песчаного грунта)

3 – оползни разжижения (грязевые потоки перенасыщенных водой грунтов по выработанным руслам и тальвегам) (для водонасыщенных грунтов при динамических воздействиях).

Для установления некоторых понятий рассмотрим две элементарные задачи:

1) *устойчивость откоса идеально сыпучего грунта*

Пусть для первого случая имеем откос сыпучего грунта, на котором свободно лежит твердая частица M (рис. 4.15,а).

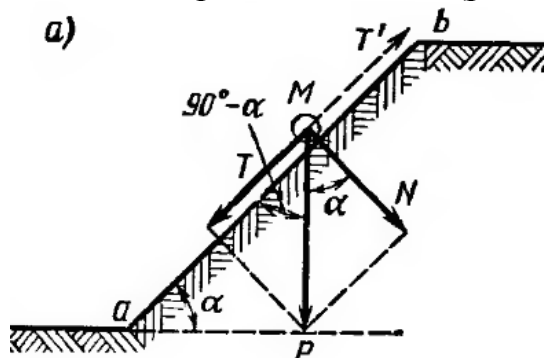


Рис. 4.15. Схемы сил, действующих на частицу откоса идеального сыпучего грунта (а)

Разложим вес частицы P на две составляющие: нормальную N к линии откоса ab и касательную T . Сила T стремится сдвинуть частицу к подножию откоса, но ей будет противодействовать сила трения T' , пропорциональная нормальному давлению, т. е. $T'=fN$ (где f — коэффициент трения).

Проектируя все силы на наклонную грань откоса, имеем

$$P \sin \alpha - f P \cos \alpha = 0,$$

откуда $\operatorname{tg} \alpha = f$, а так как коэффициент трения $f = \operatorname{tg} \varphi$, то окончательно получим

$$\alpha = \varphi. \quad (4.11)$$

Таким образом, **предельный угол откоса сыпучих грунтов равен углу внутреннего трения грунта**. Этот угол носит название **угла естественного откоса**.

Понятие об угле естественного откоса относится только к сухим сыпучим грунтам, а для грунтов связных глинистых оно теряет всякий смысл, так как у последних в зависимости от их увлажненности угол откоса может меняться от 0 до 90° и зависит также от высоты откоса.

2) устойчивость идеально связного массива грунта.

Рассмотрим условия равновесия идеально связного грунта ($\varphi=0; c \neq 0$).

Примем приближенно, что нарушение равновесия при некоторой предельной высоте h произойдет по плоской поверхности скольжения ac , наклоненной под углом α к горизонту (рис. 4.15, б).

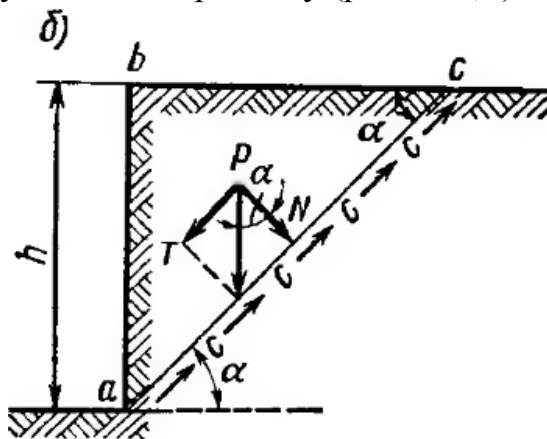


Рис. 4.15. Схемы сил, действующих на вертикальный массив связного грунта (б)

Составим уравнение равновесия всех сил, действующих на оползающую призму abc . Действующей силой здесь будет вес P призмы abc .

Принимая во внимание, что согласно рис. 4.15, б стороны призмы $bc = h \operatorname{ctg} \alpha$, получим

$$P = (\gamma h^2 / 2) \operatorname{ctg} \alpha.$$

Силу P разложим на нормальную и касательную к поверхности скольжения ac . Силами, сопротивляющимися скольжению, будут лишь силы сцепления c , распределенные по плоскости скольжения $ac = h / \sin \alpha$.

Так как в верхней точке c призмы abc давление будет равно нулю, а в нижней a — максимальным, то в среднем следует учитывать лишь половину сил сцепления, что элементарным путем позволяет прийти к решению, совпадаю-

Составим уравнение равновесия, взяв сумму проекций всех сил на направление as и приравняв ее нулю:

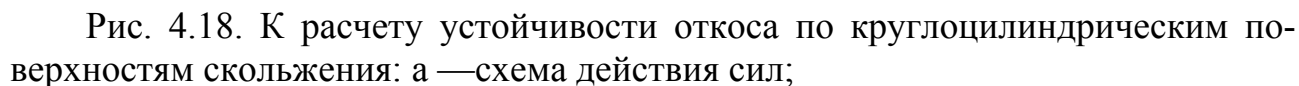
откуда

Определим значение высоты $h=h_0$, соответствующей максимальному использованию сил сцепления. Очевидно, при этом $\sin 2\alpha=1$ и $\alpha = 45^\circ$. Тогда, полагая $\sin 2\alpha=1$ в выражении (ТЗ) и решая его относительно h_0 , получим

Таким образом, массив связного грунта может иметь вертикальный откос h_0 определенной высоты. При высоте, большей h_0 , произойдет сползание призмы abc .

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения широко применяется на практике, так как дает некоторый запас устойчивости и основывается на опытных данных о форме поверхностей скольжения при оползнях вращения, которые на основании многочисленных замеров в натуре принимают за круглоцилиндрические, при этом самое невыгодное их положение определяется расчетом. Принятие определенной формы поверхностей скольжения и ряда других допущений (о чем будет сказано ниже) делает этот метод приближенным.



Допустим, что центр круглоцилиндрической поверхности скольжения оползающей призмы находится в точке О (рис. 4.18, а). Уравнением равновесия будет $\Sigma M_0 = 0$. Для составления уравнения моментов относительно точки вращения О разбивают призму скольжения АВС вертикальными сечениями на ряд отсеков и принимают вес каждого отсека условно приложенным в точке пересечения веса отсека P_i с соответствующим отрезком дуги скольжения, а силами взаимодействия по вертикальным плоскостям отсека (считая, что давления от соседних отсеков равны по величине, а по направлению противоположны) пренебрегают. Раскладывая далее силы веса P_i на направление радиуса вращения и ему перпендикулярное, составляют уравнение равновесия, приравнивая нулю момент всех сил относительно точки вращения:

$$\Sigma T_i R - \Sigma N_i \operatorname{tg} \varphi R + cLR = 0. \quad (y_1)$$

Сокращая это выражение на R , получим

$$\Sigma T_i - \Sigma N_i \operatorname{tg} \varphi - cL = 0. \quad (y_2)$$

Здесь L — длина дуги скольжения АС; φ , c — угол внутреннего трения и сцепление грунта; T_i и N_i — составляющие давления от веса отсеков, определяемые графически или вычисляемые по замерам углов α_i :

$$T_i = P_i \sin \alpha_i; \quad N_i = P_i \cos \alpha_i.$$

За коэффициент устойчивости откоса принимают отношение момента сил удерживающих к моменту сил сдвигающих, т. е.

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} = \left(\sum_{i=1}^{i=n} N_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right) R / \Sigma T_i R,$$

или

$$\eta = \left(\sum_{i=1}^{i=n} N_i f + cL \right) / \Sigma T_i. \quad (4.14)$$

Однако решение поставленной задачи определением коэффициента устойчивости для произвольно выбранной дуги поверхности скольжения не заканчивается, так как необходимо из всех возможных дуг поверхностей скольжения выбрать наиболее опасную. Последнее выполняется путем попыток, задаваясь различными положениями точек вращения О.

Если обозначить сдвигающие силы, направленные в сторону скольжения (сдвига), $T_{i \text{ сдв}}$, а сдвигающие силы, направленные в сторону, противоположную направлению смещения (например, T_4 и T_5 по рис. 4.18, в), и удерживающие откос от скольжения, $T_{i \text{ уд}}$ то формула (4.14) примет такой вид:

$$\eta = \left(\sum_{i=1}^{i=n} N_i f_i + \sum_{i=1}^{i=n} c l_i + \sum_{i=1}^{i=n} T_{i \text{ уд}} \right) / \sum_{i=1}^{i=n} T_{i \text{ сдв}}. \quad (4.14')$$

По выражению (4.14') и следует определять коэффициент устойчивости откосов и склонов при расчетах по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Однако, как показывают соответствующие расчеты, метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения дает в ряде случаев несколько завышенный запас, а главное – в нем не учитываются усилия, действующие на вертикальные грани отсеков, что делает весь расчет приближенным и вызывает необходимость принятия дополнительных допущений.

Некоторые усовершенствования и упрощения расчетов по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения (введение переменности масштаба, но в прежней постановке задачи) внесены проф. Г. И. Тер-Степаняном и проф. М. Н. Гольдштейном, причем коэффициент устойчивости рекомендуется определять по выражению

$$\eta = fA + [c/(\gamma h)] B, \quad (4.16)$$

где A и B — коэффициенты, зависящие от геометрических размеров сползающего клина, выраженные в долях от высоты откоса h ; значения этих коэффициентов по вычислениям М. Н. Гольдштейна, приведены в таблицах.

Из выражения (4.16)

$$h = cB / [\gamma (\eta - fA)]. \quad (4.16')$$

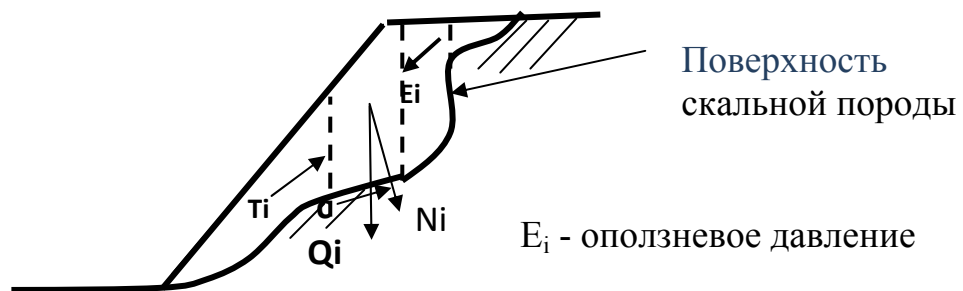
По формулам (4.16) и (4.16') и данным таблиц легко вычисляют значения коэффициента устойчивости откоса η и предельную высоту откоса h при принятом коэффициенте устойчивости.

Для грунтов связных с незначительным углом внутреннего трения (при $\varphi < 5-7^\circ$) при залегании на некоторой глубине ζ грунта плотного сложения (см. рис. 4.18, б — дуга поверхности скольжения $A'C$) расчет производится в предположении выпирания основания за пределами откоса.

Оползни скольжения и оползни разжижения.

Оползни скольжения имеют место при зафиксированных поверхностях скольжения, например у прислоненных откосов, когда при строительстве грунты укладывают на поверхность уже существующих уплотнившихся откосов земляных сооружений или когда природные склоны или насыпи при нарушении равновесия оползают по фиксированной поверхности скальных или других плотных пород.

Прислоненный откос



Порядок расчета устойчивости откоса:

- 1 Разбиваем откос на ряд призм и рассматриваем равновесие каждой призмы с учетом бокового давления грунта.
- 2 Расчет начинаем с первого элемента (сверху). Если все элементы устойчивы, то откос устойчив.

Оползни разжижения имеют место в горных областях при катастрофическом выпадении дождей или при весьма быстром таянии снегов. Они представляют собой грязекаменные и водокаменные потоки, которые называют обычно **селями**.

Сели делятся на **связные (структурные)** и **турбулентные (неструктурные)** потоки.

Связными (структурными) считают такие селевые потоки, при движении которых не происходит заметного перемешивания оползающих масс в ядре потока. Структурные потоки дают только положительную аккумуляцию и не образуют размывов.

Турбулентные грязекаменные и водокаменные сели, в которых происходит значительное перемешивание грунтовых масс, имеют широкое распространение в горных местностях.

Вопрос о движении селевых потоков рассматривается на базе гидрологических расчетов и теории движения вязких жидкостей, составляя специальную область расчетов, выходящую за рамки курса механики грунтов.

Меры борьбы с оползнями.

Нарушение устойчивости земляных масс часто сопровождается значительными разрушениями дорог, мостов, жилых и промышленных зданий и других сооружений, расположенных на оползающих массивах, а иногда и человеческими жертвами, что вызывает необходимость разрабатывать и осуществлять активные меры борьбы с оползнями и другими нарушениями устойчивости земляных масс.

Меры борьбы с этими нарушениями (оползнями, селями и др.) устанавливают на основе тщательного изучения природных физико-геологических условий, уяснения основных причин неустойчивости и аналитических расчетов предельного равновесия рассматриваемых массивов грунта.

Основными мерами по увеличению устойчивости массивов грунта и борьбе с оползнями будут:

1) восстановление и усиление естественных упоров оползающих масс (укрепление берегов от размывов, устройство волнобойных сооружений, применение удерживающих подпорных стен, ограждений, направляющих селевые потоки, и пр.);

2) регулирование водного режима грунтовых масс (осушение оползневых участков, устройство поверхностного водоотвода и спрямление водотоков, применение глубинного горизонтального и вертикального дренажей и пр.);

3) уменьшение градиента нагрузок (уполаживание откосов по расчетам, базирующимся на опытном определении сопротивления грунтов сдвигу; уменьшение внешних нагрузок и пр.).

Активное и пассивное давление грунта на ограждение.

Вопросы давления грунтов на ограждения являются важнейшими в инженерных расчетах и решают их на базе теории предельного напряженного состояния грунтов и общих методов решения ее задач: аналитического (В. В. Соколовского, В. Г. Березанцева, Г. К. Клейна и др.), графо-аналитического (С. С. Голушкевича и др.) и графического (впервые предложенного Кулоном и развитого Понселе, Ребханом, И. П. Прокофьевым и др.).

Подпорные стенки сооружают в случаях, когда необходимо поддержать массив грунта в равновесии.

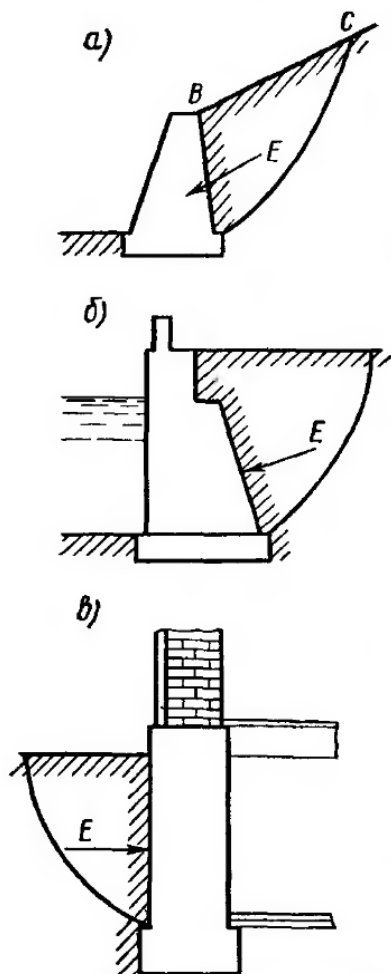
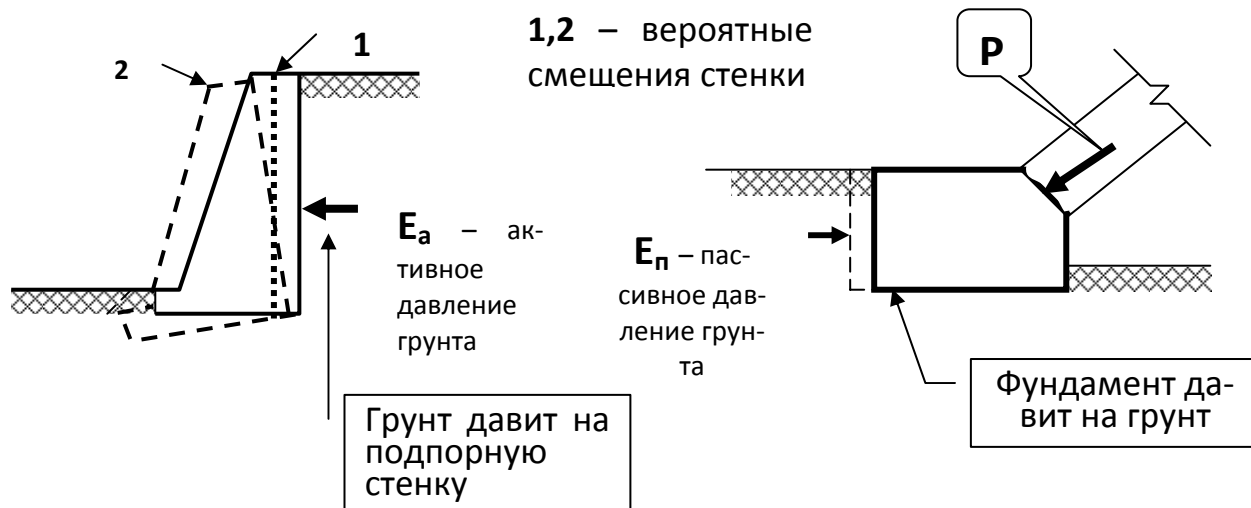


Рис. 4.20. Некоторые виды подпорных стенок

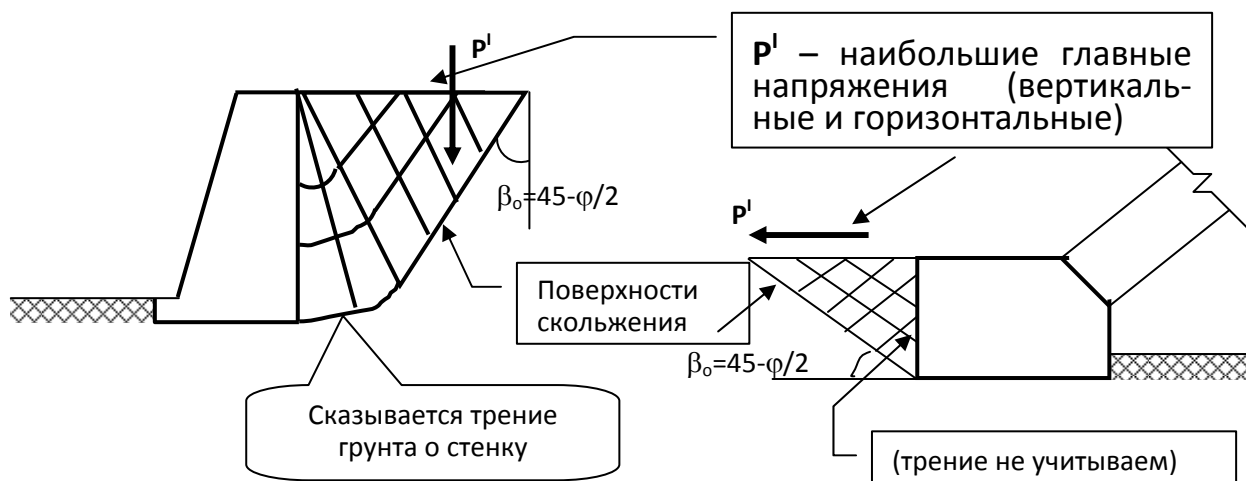
На рис. 4.20 показаны некоторые случаи применения подпорных стенок: подпорная стенка как упор откоса грунта, равновесие которого невозможно без ограждения (рис. 4.20,а); подпорная стенка как набережная (рис. 4.20,б); подпорная стенка как ограждение подвального помещения здания (рис. 4.20,в). Во всех этих случаях, а также и в ряде других (шпунтовые стенки, крепление котлованов и пр.) ограждения, удерживающие слои грунта в равновесии и воспринимающие его давление, работают как подпорные стенки.

Понятие об активном давлении и пассивном отпоре грунта.



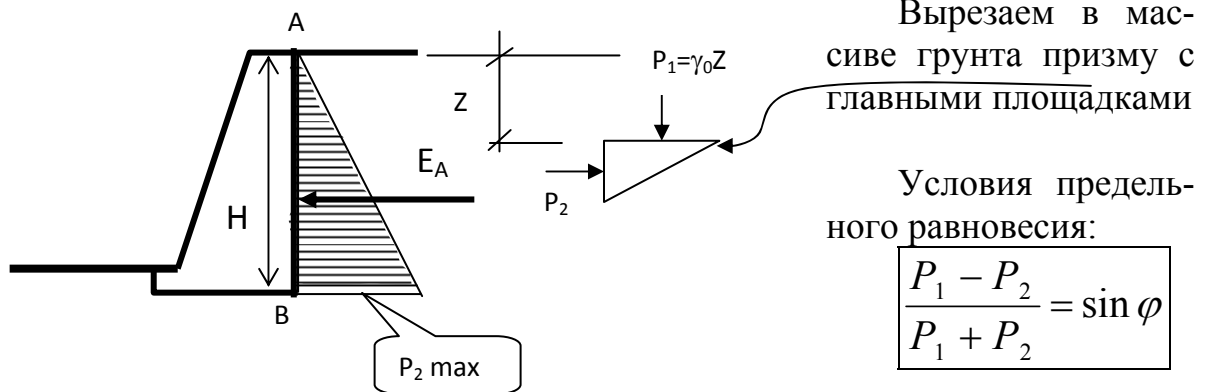
2. Поверхности скольжения.

Поверхности скольжения строят на основе теории предельного равновесия



С использованием теории построения поверхностей скольжения можно определять давление на подпорные стенки

Давление сыпучего грунта на вертикальную подпорную стенку при отсутствии трения на задней грани.



Или $\frac{P_2}{P_1} = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$, $P_{2\max}$ - наибольшие горизонтальные напряжения

$P_2 = P_1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma_0 \cdot Z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ - давление на стенку передается в виде Δ эпюры

$P_{2\max}$ - при $Z=H$; $P_{2\max} = \gamma_0 \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$

E_A = площади эпюры P_2 ; $E_A = \frac{P_{2\max}}{2} \cdot H$;

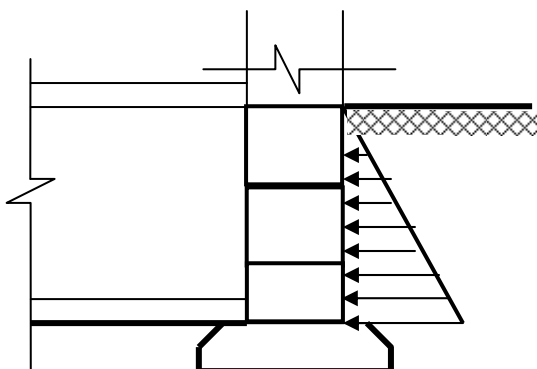
$$E_A = \frac{\gamma_0 \cdot H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Активное давление грунта на вертикальную подпорную стенку при горизонтальной отсыпке

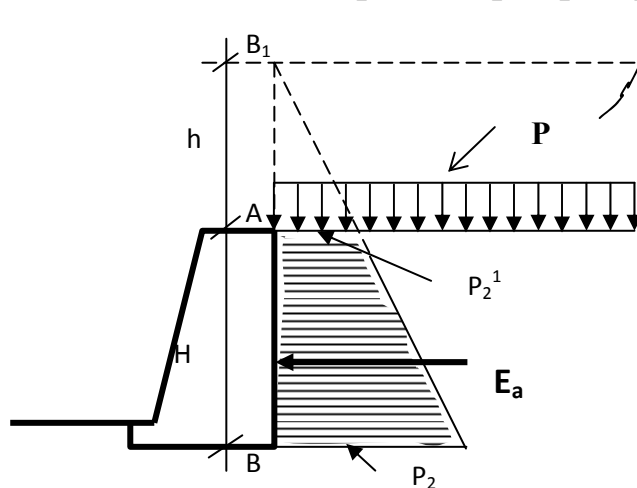
$$E_n = \frac{\gamma_0 \cdot H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

— пассивный отпор грунта

Пример активного давления грунта на фундаментную стенку здания с подвалом



Влияние сплошной равномерно распределенной нагрузки.



Представим эту нагрузку как некоторый слой грунта давлением $P = \gamma_0 h$. $h = P/\gamma_0$. Тогда эюра будет строиться из верхней точки B_1 .

$$P_2^1 = \gamma_0 \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_2 = \gamma_0 (H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

E_a - ? (приложена в ц.т. трапеции)

$$E_a = \frac{P_2^1 + P_2}{2} \cdot H$$

Подставляем значения P_2^1 и P_2 и получим:

$$E_a = \frac{\gamma_0}{2} (H^2 + 2hH) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$h = \frac{P}{\gamma_0}, \text{ где } \gamma_0 \text{ удельный вес грунта}$$

грунт обладает трением и сцеплением, стенка гладкая)

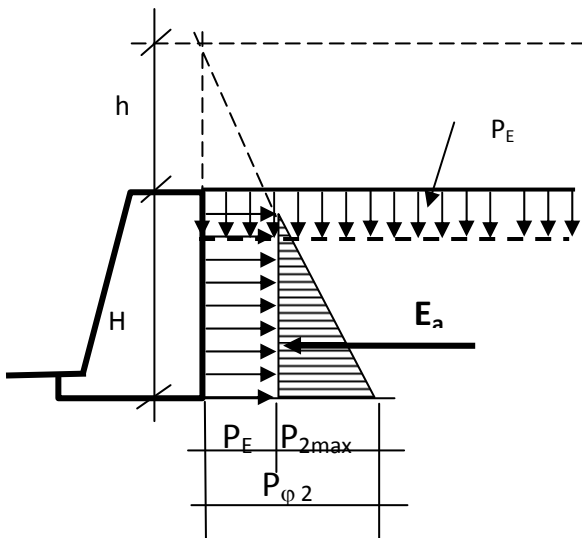
Сцепление заменяем эквивалентным давлением P_E - давлением связности

$$P_E = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} = C \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

Вертикальное P_E - заменяем некоторым фиктивным слоем грунта h .

$$h = \frac{P_E}{\gamma} = \frac{C}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi}$$

$$P_{2\max} = \gamma_0 \left(H + \frac{C}{\gamma_0 \operatorname{tg} \varphi} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - P_E$$



Подставляя P_E и производя вычисления получаем:

$$P_{2\max} = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \operatorname{ctg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$P_{\varphi 2}$ - без учета сцепления

P_{c2} - влияние сцепления

$$P_2 = P_{\varphi 2} - P_{c2}$$

- в общем виде.

Самое общее решение для расчета подпорных стенок сделал еще Кулон - (более 200 лет назад).

Графический метод определения давления грунтов на подпорные стенки

Рассмотрим графический метод определения давления грунтов на подпорные стенки, предложенный Ш. Кулоном и базирующийся на допущении плоских поверхностей скольжения. Этот метод основан на построении силовых треугольников и справедлив для общего случая засыпки грунта за подпорной стенкой, любой ее формы и любого наклона задней грани стенки.

Через нижнее ребро A (рис. 4.31) подпорной стенки проводим несколько возможных плоскостей скольжения — AC_1 , AC_2 , AC_3 ... Для каждой из призм обрушения, например призмы ABC_1 строим силовой треугольник, отложив в масштабе от некоторой точки O величину Q_1 равную весу призмы ABC_1 , и проведя линию, параллельную реакции неподвижной части массива грунта R_1 направленной под углом φ к перпендикуляру плоскости скольжения AC_1 и линию, параллельную реакции подпорной стенки E_1 , направленную под углом трения φ_0 стенки о грунт.

Из условия замыкания силового треугольника по масштабу сил и определим значения R_1 и E_1 . Далее строим силовые треугольники и для призм обрушения ABC_2 и ABC_3 и т. д., при этом направление реакции подпорной стенки остается неизменным, а направление реакции R_1 будет меняться в зависимости от угла наклона плоскости скольжения α_1 .

Построение удобно расположить так, как показано на рис. 4.31.

Из этого построения легко определяется $E_{\max}$ по точке касания прямой, проведенной параллельно Q к кривой V_1 , V_2 , V_3 изменения давления E . Для получения $E_{\max}$ надо провести через найденную точку касания прямую, параллельную направлению E , и измерить полученный отрезок в масштабе сил.

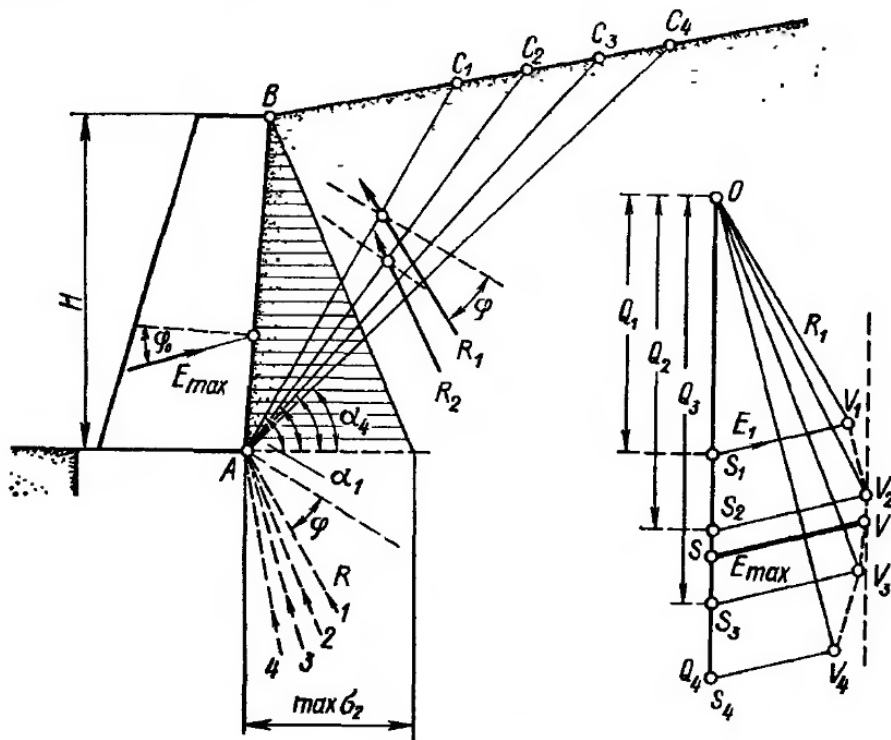


Рис. 4.31 Графическое определение максимального давления грунта на подпорную стенку

Так как суммарное давление на подпорную стенку равно площади треугольной эпюры боковых давлений, то удельное давление у нижнего ребра задней грани стенки

$$\max \sigma_2 = 2E_{\max}/H,$$

где H — длина задней грани подпорной стенки.

Зная H и $\max \sigma_2$, легко построить треугольную эпюру удельных давлений по задней грани стенки.

Тема 15. Виды деформаций грунтов и физические причины, их обуславливающие. Осадки слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача).

Виды деформаций грунтов и физические причины, их обуславливающие.

В результате строительства сооружения, даже если прочность грунта обеспечена, возникают деформации основания. Как правило, они имеют неравномерный характер и вызывают перераспределение усилий в конструкциях сооружения. При определенных условиях это может затруднить нормальную эксплуатацию сооружения, а в некоторых случаях даже привести к его аварии.

Количественное прогнозирование деформаций системы «сооружение – основание» представляет собой одну из наиболее сложных задач механики грунтов.

Первая стадия строительства всегда заключается в отрывании котлована под сооружение. При этом происходит **разгрузка грунта ниже поверхности дна котлована** на величину γd , где γ – удельный вес грунта, d – глубина котлована, и в соответствии с этим подъем дна котлована. Естественно, что чем глубже котлован, тем интенсивнее проявляется разгрузка грунта, причем величина подъема дна будет неравномерной по ширине котлована – наименьшей вблизи подошвы откоса и наибольшей в среднем сечении. Выберем некоторое сечение и обозначим величину подъема через r (рис. 7.1, а).

Следующую стадию строительства – **возведение сооружения** – можно условно разделить на два этапа: **первый** – когда нагрузка от строящегося сооружения достигает величины γd , соответствующей весу извлеченного грунта, и **второй** – когда после завершения строительства нагрузка возрастет еще на величину $p - \gamma d$, где p – среднее напряжение под подошвой построенного сооружения.

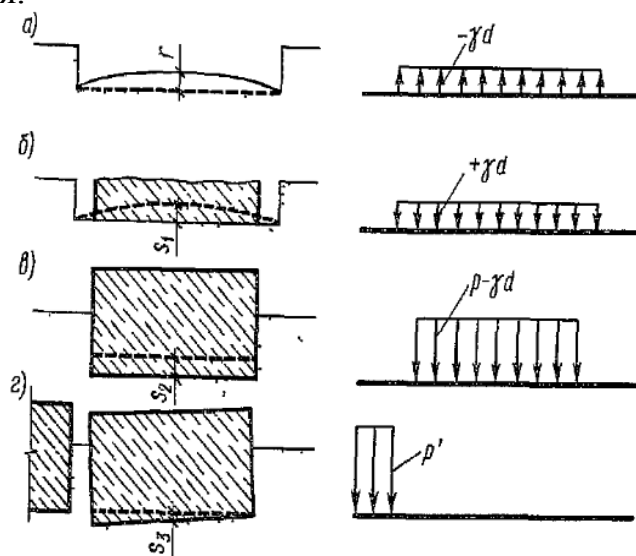


Рис. 7.1 – Этапы строительства и эксплуатации сооружения, соответствующие им нагрузки и деформации основания

На первом этапе увеличение нагрузки вызовет осадку основания в рассматриваемом сечении на величину s_1 от положения дна котлована, определен-

ного его подъемом (рис. 7.1, б). Возрастание нагрузки на втором этапе приведет к дальнейшему увеличению осадки s_2 уже от нового положения дна котлована (рис. 7.1, в).

Наконец, после завершения строительства в процессе эксплуатации сооружения возможны дополнительные воздействия (надстройка сооружения, изменение состояния грунтов основания, строительство новых сооружений вблизи построенного и т. п.). Эти воздействия приведут к дополнительным деформациям основания построенного сооружения. Например, строительство соседнего сооружения вызовет дополнительную местную нагрузку на основание p' , которая приведет к развитию дополнительной неравномерной по длине построенного сооружения осадки s_2 (рис. 7.1, г).

Полная деформация в некотором вертикальном сечении сооружения, отсчитываемая от проектного уровня подошвы фундамента, для рассматриваемого примера будет равна

$$s = -r + s_1 + s_2 + s_3, \quad (7.1)$$

причем каждая составляющая этой деформации при известных значениях нагрузок на каждом этапе строительства и известных закономерностях деформирования грунта при его нагружении и разгрузке может быть определена.

Важно отметить, что приведенный пример *сильно упрощает реальную обстановку строительства*. Здесь не учитывались многие факторы, имеющие место в действительности и оказывающие влияние на деформации грунтов основания. *К ним прежде всего относятся*: пространственная жесткость сооружения и возможность передачи различных нагрузок на основание через отдельные фундаменты; неоднородность напластования и свойств грунтов в пределах пятна застройки; скорость приложения нагрузок в процессе строительства и длительность развития осадок грунтов и т. п. Все эти факторы приводят к значительному усложнению рассматриваемой картины, поэтому проблема прогноза деформаций оснований сооружений в целях инженерного проектирования основывается сейчас на ряде упрощающих предпосылок.

Под **абсолютными перемещениями** понимают осадку основания отдельного фундамента s и горизонтальное перемещение фундамента (или сооружения) u . К **относительным перемещениям** относят средние осадки основания сооружений, относительную разность осадок двух фундаментов, крен фундамента и т. п. Относительные деформации могут быть найдены при определенных для различных фундаментов или сечений значениях абсолютных перемещений. Поэтому основные методы, рассматриваемые здесь, посвящены определению величины абсолютных перемещений оснований отдельных фундаментов.

Расчет оснований фундаментов по деформациям в настоящее время производится исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (7.2)$$

где s — совместная деформация (осадка, горизонтальное перемещение и т. п.) основания и фундамента (сооружения), определенная расчетом; s_u — пре-

дельное значение этой величины, устанавливаемое соответствующими нормативными документами или требованиями проекта.

Правила проектирования фундаментов сооружений в соответствии с условием (7.2) будут приведены в следующем семестре. Здесь же рассматриваются способы определения левой части этого неравенства.

Выше неоднократно отмечалось, что *опытная зависимость между осадками поверхности грунтового основания и действующими нагрузками $s=f(p)$ имеет нелинейный характер.*

Было установлено, что в некотором интервале нагрузок, соответствующем фазе уплотнения грунта в основании, эта зависимость близка к линейной и развитие осадок во времени всегда имеет затухающий характер. В качестве максимального значения среднего давления p под подошвой фундамента, соответствующего границе фазы уплотнения, в настоящее время принимается расчетное сопротивление грунтов основания R . Это обосновывает возможность использования математического аппарата *теории линейного деформирования грунтов для расчетов напряжений и деформаций оснований при $p \leq R$* . Процесс строительства сооружения при этом рассматривается как *одноразовое нагружение грунтов основания*, вызывающее их общее деформирование без деления на восстанавливающуюся и пластическую составляющие деформаций грунтов.

Несмотря на определенные недостатки, такой подход существенно упрощает математический аппарат расчетов деформаций.

Таким образом, *одной из важнейших предпосылок методов расчета деформаций грунтов* является ограничение среднего давления под подошвой фундамента условием $p \leq R$.

Другой важной предпосылкой расчетов деформаций грунтов *является введение понятий о стабилизированных и нестабилизированных (развивающихся во времени) перемещениях*. Во многих случаях для инженерной практики представляют интерес только наибольшие (конечные, стабилизированные) перемещения, а время, в течение которого происходит стабилизация деформаций, не имеет существенного значения. Такое ограничение в постановке задачи также приводит к значительному упрощению расчетов. Но же время не всегда удастся ограничиваться определением только конечных величин осадок. Поясним сказанное на примере. Пусть имеется сооружение (рис. 7.2, а), фундамент 1 которого расположен на водонасыщенных глинистых, а фундамент 2 – на песчаных грунтах. Пусть также характеристики деформационных свойств грунтов, действующие нагрузки и размеры фундаментов таковы, что конечные осадки s_1 и s_2 будут практически одинаковы и равны s_∞ (рис. 7.2, б). Однако, поскольку время развития осадок водонасыщенных грунтов связано со скоростью фильтрации воды в грунте, а процессы фильтрации в глинистых грунтах протекают существенно медленнее, чем в песчаных, характер кривых $s = f(t)$ для этих фундаментов будет совершенно различным. Может оказаться так, что осадка фундамента 2 стабилизируется в течение срока строительства t , а осадка фундамента 1 к этому времени достигнет лишь некоторой доли конечной величины. Тогда к моменту окончания строительства разность осадок этих фундаментов Δs_t , может оказаться сущест-

венно больше, чем предельная для данного типа сооружения величина Δs_u . При этом сооружение может перестать соответствовать предъявленным к нему требованиям нормальной эксплуатации или даже претерпеть аварию, не достигнув времени стабилизации осадок обоих фундаментов.

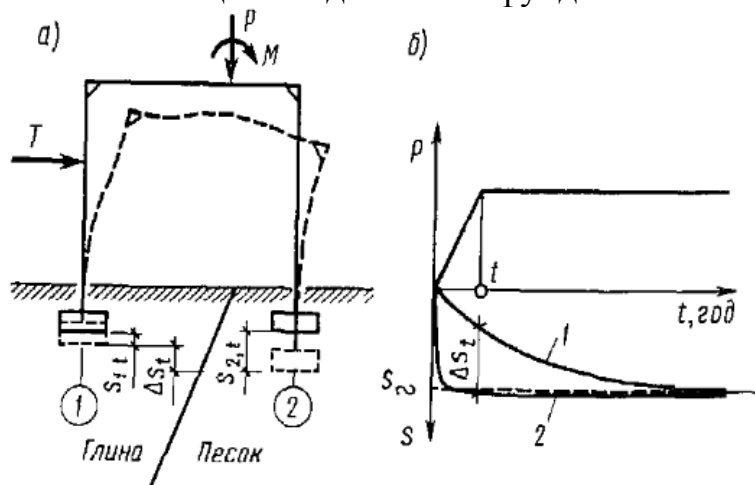
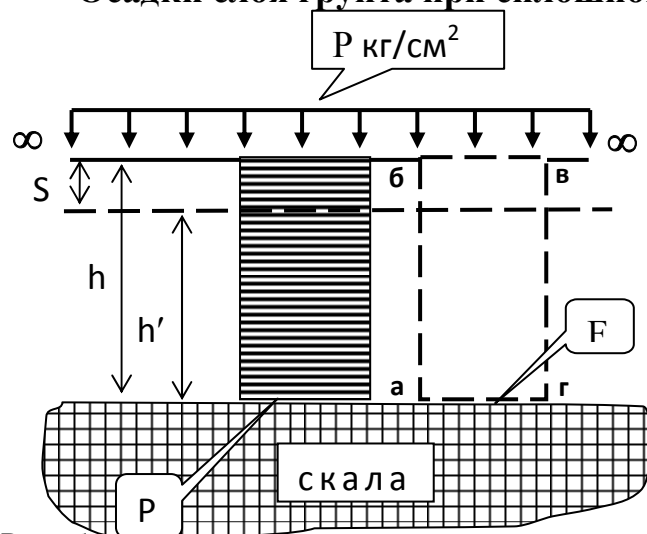


Рис. 7.2. Схема сооружения и развитие осадок разных фундаментов во времени

В этом случае расчетом должен быть получен прогноз развития осадок каждого фундамента во времени и проведен анализ неравномерности деформаций сооружения для наиболее опасных периодов его строительства и эксплуатации. Такие расчеты выполняются в соответствии с теорией фильтрационной консолидации грунтов.

Наконец, может возникнуть и еще более сложная ситуация, когда требуется учесть поэтапность возведения сооружения. Простейший случай такой задачи был рассмотрен в начале параграфа (подъем дна котлована при его разработке и последующая осадка при строительстве сооружения). Может также понадобиться определить осадку сооружения при $p > R$. Подобные задачи достаточно точно решаются с помощью нелинейной механики грунтов.

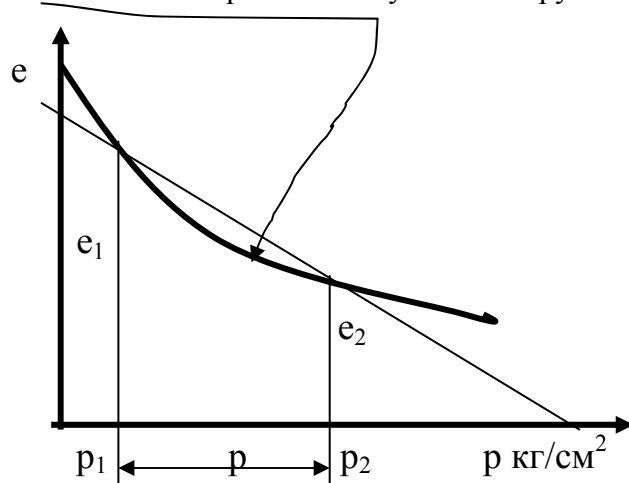
Осадки слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача).



P_1 — собственный вес грунта до приложения нагрузки.

$P_2 = P_1 + P$ — новая нагрузка (эп. $P = \text{const}$)

Слой грунта будет испытывать только сжатие, без возможности бокового расширения. Это аналогично компрессионному сжатию грунта.



$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{p} \text{ — коэффициент сжимаемости (tg угла наклона секущей)}$$

Из сжимаемого слоя грунта вырезаем столбик, площадью основания F .

Допускаем, что в пределах призмы а,б,в,г объем твердых частиц грунта в процессе деформации остается неизменным, т.к.:

1. Частицы грунта переместиться ни вправо, ни влево они не могут (деформация сжатия грунта без возможности бокового расширения – компрессия).
2. Считаем, что частицы грунта не сжимаемы (кварц и т. д., их деформации сравнительно малы).

$$S = h - h'$$

$$\text{Объем твердых частиц в единице объема } m = \frac{1}{1 + e_1}$$

$$\underbrace{\frac{1}{1 + e_1} \times h \times F}_{V \text{ тверд. частиц до деформ.}} = \underbrace{\frac{1}{1 + e_2} \times h' \times F}_{\text{то же после деформации}}; \quad h' = h \frac{1 + e_2}{1 + e_1}$$

$$\text{Отсюда: } S = h - h' = h \left(1 - \frac{1 + e_2}{1 + e_1}\right) = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}; \quad \boxed{S = h \times \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}} \text{ — эта формула не удобна}$$

Из компрессионной зависимости известно:

$$e_1 - e_2 = m_0 p; \quad \frac{m_0}{1 + e_1} = m_v \text{ — коэффициент относительной сжимаемости.}$$

$$S = h \times \frac{m_0 p}{1 + e_1} = h m_v p$$

Тогда:

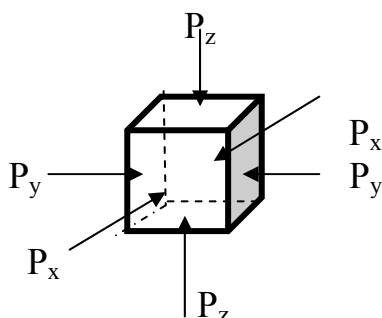
$$\boxed{S = h m_v p}$$

В практике этот расчет можно использовать при значительных площадях загрузки (плотины, насыпи и т.д.).

Определение модуля деформаций (в условиях компрессии)

Из сопромата известно, что

$$\lambda_z = \frac{1}{E} [P_z - \mu_0 (P_x + P_y)] \quad (1)$$



$$P_z = P; \quad P_x = P_y = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} P$$

$\frac{\mu_0}{1-\mu_0}$ - коэффициент бокового давления покоя

$$\lambda_z - \text{относительная деформация} \quad \lambda_z = \frac{S}{h} = \frac{h \times m_v \times p}{h} = m_v \times p$$

Подставляем значения в исходную формулу (1):

$$m_v \times p = \frac{P}{E_0} - \frac{\mu_0}{E_0} \times \frac{2\mu}{1-\mu_0} \times P \quad ; \text{ т.к. } P \neq 0, \text{ то делим на } P, \text{ отсюда:}$$

$$\boxed{E_0 = \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1-\mu_0}\right) \frac{1}{m_v}} ; \quad \boxed{E_0 = \frac{\beta}{m_v}} - \text{модуль общей деформации грунта}$$

μ_0 – коэффициент относительной поперечной деформации грунтов.

E_0 – модуль общей деформации.

Тогда: $S = h m_v p = h \frac{\beta}{E_0} p$; $S = h \frac{\beta}{E_0} p$;

$$\boxed{S = h \frac{\beta}{E_0} p}$$

Если находим (m_v) из компрессионных испытаний, то $S = h m_v p$;

Если находим E_0 из полевых испытаний, то $\boxed{S = h \frac{\beta}{E_0} p}$

Тема 16. Определение конечных осадок фундаментов по методу послойного суммирования.

Расчет осадок методом послойного суммирования. Этот метод (без возможности бокового расширения грунта) рекомендован нормативными документами и является основным при расчетах осадок фундаментов промышленных зданий и гражданских сооружений. Ниже рассматриваются порядок вспомогательных построений и последовательность расчетов применительно к расчетной схеме на рис. 7.5.

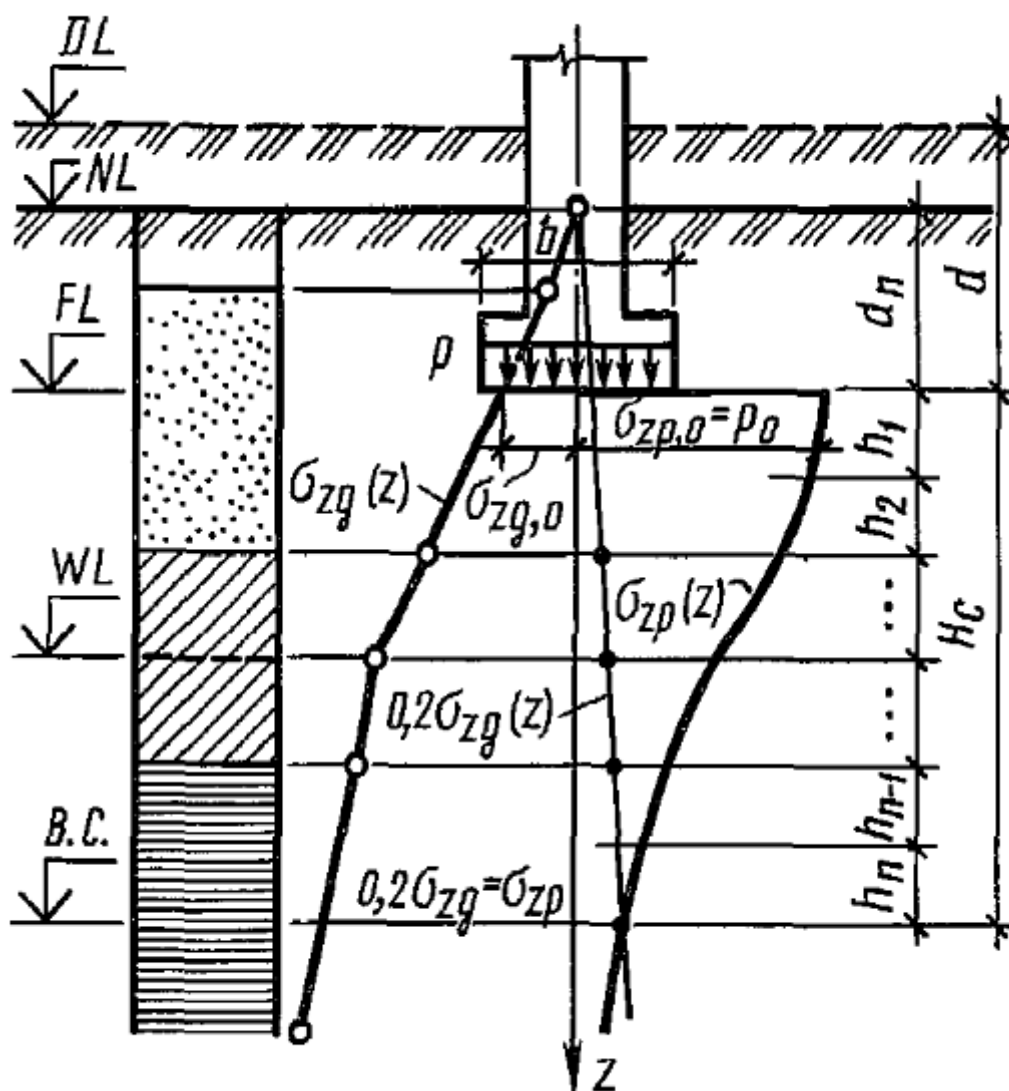


Рис. 7.5. Литологическая колонка и расчетная схема для определения осадок методом послойного суммирования:

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

Вначале производится привязка фундамента к инженерно-геологической ситуации основания, т. е. совмещение его оси с литологической колонкой грунтов. При известных нагрузках от сооружения определяется среднее давление на основание по подошве фундамента p . Затем, начиная от поверхности природно-

го рельефа строится эпюра природного давления по оси фундамента. Зная природное давление в уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg, 0}$, определяют дополнительное вертикальное напряжение в плоскости подошвы фундамента:

$$P_0 = \sigma_{zp, 0} = P - \sigma_{zg, 0}.$$

В том же масштабе строят эпюру дополнительных напряжений по оси фундамента.

Построив эпюры природного давления и дополнительного напряжения, находят нижнюю границу сжимаемой толщи. Эту операцию удобно выполнять графически, для чего эпюру природного давления, уменьшенную в 5 или 10 раз (в зависимости от условия ограничения сжимаемой толщи), совмещают с эпюрой дополнительных напряжений. Точка пересечения линий, ограничивающих эти эпюры, и определит положение нижней границы сжимаемой толщи.

Сжимаемую толщу основания разбивают на элементарные слои так, чтобы в пределах каждого слоя грунт был однородным. Обычно толщину каждого элементарного слоя h_i принимают не более $0,4 b$. Зная дополнительное напряжение в середине каждого элементарного слоя $\sigma_{zp, u}$ по формулам (7.6) или (7.7) определяют сжатие этого слоя. Нормы допускают принимать значения безразмерного коэффициента S равным $0,8$.

$$\Delta s = \sigma_{zp} h \beta / E, \quad (7.6)$$

или

$$\Delta s = \sigma_{zp} h m_v, \quad (7.7)$$

где $m_v = \beta / E$ — относительный коэффициент сжимаемости грунта элементарного слоя; $h = \Delta z$.

Модуль деформации E или относительный коэффициент сжимаемости m_v определяют по компрессионной кривой в зависимости от природного давления и дополнительного напряжения в середине каждого элементарного слоя грунта. При наличии для каких-либо пластов грунта данных испытаний пробной статической нагрузкой, статическим или динамическим зондированием модуль деформации определяют по формулам.

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

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp, i} h_i}{E_i} \quad \text{или} \quad s = \sum_{i=1}^n \sigma_{zp, i} h_i m_{vi}, \quad (7.13)$$

где n — число слоев в пределах сжимаемой толщи; h_i — толщина i -го слоя грунта; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта; m_{vi} — относительный коэффициент сжимаемости i -го слоя грунта; $\beta = 0,8$. Если в формулах (7.13) принять характеристики деформируемости грунтов постоянными, то легко убедиться, что осадка основания будет прямо пропорциональна площади эпюры дополнительных напряжений. Этот важный вывод всегда нужно иметь в виду при качественном анализе возможных вариантов устройства фундаментов.

Определение конечных осадок фундаментов по методу линейно деформируемого слоя конечной толщи на однородных и слоистых напластованиях грунта.

Расчет осадки основания методом линейно-деформируемого слоя разработан К.Е. Егоровым и применяется в следующих случаях:

1 В пределах сжимаемой толщи и основания, определенной с помощью метода послойного суммирования H_c , залегает слой грунта с модулем деформации $E \geq 100$ МПа и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c (1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1}) \quad (7.17)$$

где E_2 — модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 .

2 Ширина или диаметр фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \leq 10$ МПа.

Толщина линейно-деформируемого слоя H в первом случае принимается до кровли малосжимаемого грунта, во втором случае вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi \cdot b) k_p \quad (7.18)$$

где H_0 и ψ — принимаются для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами — 9 м и 0,15 м; k_p — коэффициент, принимаемый равным $k_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $P = 100$ кПа и $k_p = 1,2$ при $P = 500$ кПа, а при промежуточных значениях — по интерполяции.

В случае, если в основании имеются глинистые и песчаные грунты, значение H находят по формуле

$$H = H_s + \frac{h_{cl}}{3} \quad (7.19)$$

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого слоя (рис. 7.13) определяют по формуле

$$S = \frac{P - b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (7.20)$$

где P — среднее давление под подошвой фундамента (при $b < 10$ м принимается $P = P_0$); b — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента; k_c — коэффициент, принимаемый в зависимости от относительной суммарной толщины деформирующихся слоев ($2H/b$), определяется по таблице; k_m — коэффициент, зависящий от модуля деформации и ширины фундамента, принимается по таблице; k_i и k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по таблице в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта.

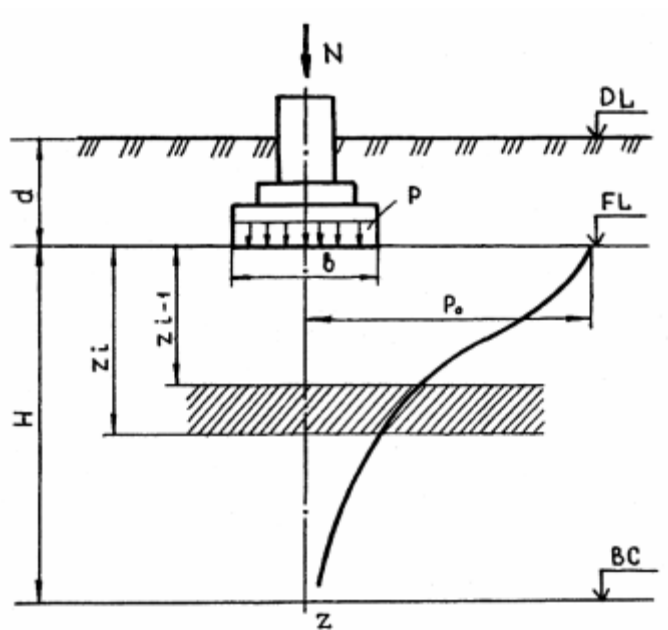
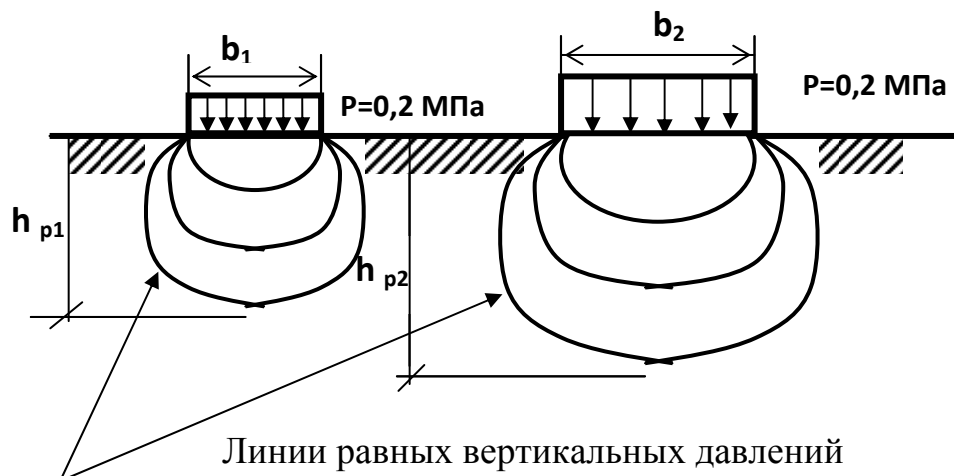


Рис. 7.13. Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя

Тема 17. Метод эквивалентного слоя. Изменение осадок во времени. Теория фильтрационной консолидации грунтов. Реологические процессы в грунтах и их значение.

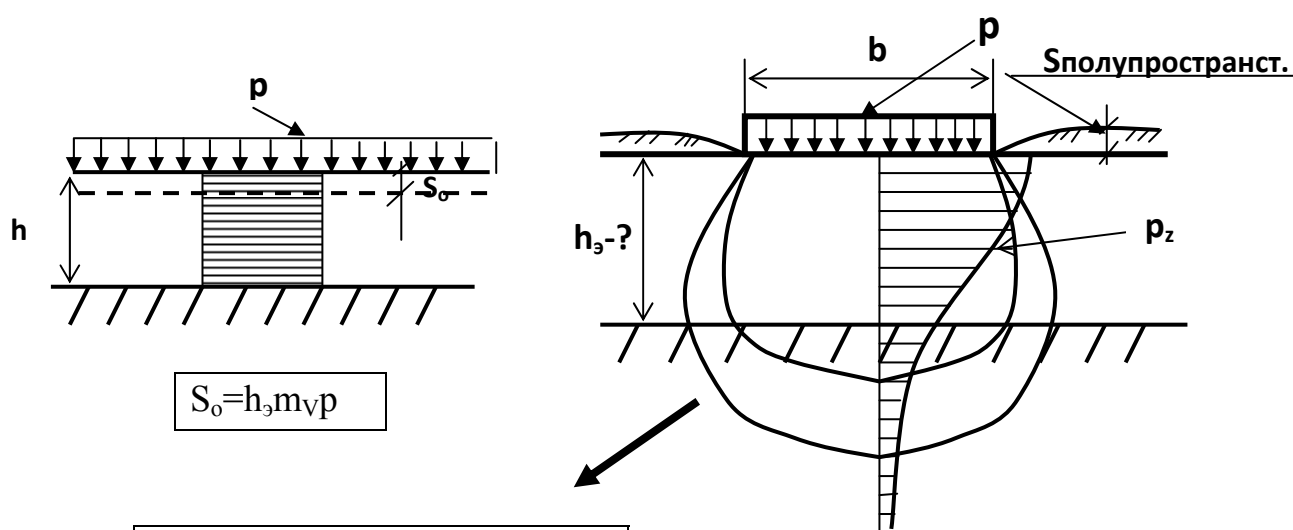
Метод эквивалентного слоя. (Н.А. Цытович 1934 год)



При большей площади загрузки глубина распределения давлений и объем грунта, подвергающийся деформации будут больше. Следовательно, и осадки будут больше. Нельзя ли определить осадку по формуле $S = h \times m_v \times p$ - осадка при сплошной нагрузке.

Таким образом, необходимо определить точную толщину слоя $h_{\text{ЭКВ}}$ —которая отвечала бы осадке фундамента, имеющего заданные размеры.

Эквивалентным слоем грунта называется слой, осадка которого при сплошной нагрузке в **точности** равна осадке фундамента на мощном массиве грунта (полупространстве).



$$S_0 = h_3 m_v p$$

$$S_{\text{пол}} = \frac{\omega \times b \times p (1 - \mu^2)}{E_0}$$

- формула Шлейхера – Буссенеска.

Из определения

$$S_0 = S_{\text{пол}}$$

Тогда:

$$h \times m_v \times p = \frac{\omega \times b \times p(1 - \mu^2)}{E_0}; \quad E_0 = \frac{\beta}{m_v} = (1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}) \frac{1}{m_v}$$

$$E_0 = \frac{1 - \mu - 2\mu^2}{1 - \mu} \times \frac{1}{m_v} = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu} \times \frac{1}{m_v} \text{ - подставляем в исходную формулу:}$$

$$h_3 m_v = \frac{\omega \times b(1 - \mu)(1 + \mu)(1 - \mu)m_v}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}; \quad h_3 = \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu} \times \omega b;$$

$$h_3 = A \omega b$$

$$S = h_3 m_v p$$

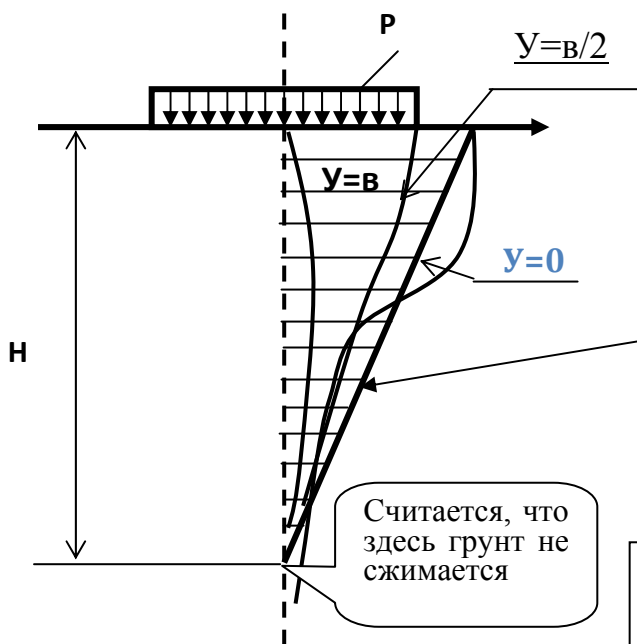
Метод имеет точное решение при следующих допущениях:

1. Однородный грунт имеет бесконечное распространение в пределах полупространства.
2. Деформации в пределах полупространства, пропорциональны напряжениям, то есть полупространство линейно деформируемо.
3. Деформации полупространства устанавливаются методами теории упругости.

Ограничения: $F_{\text{фунд.}} \leq 50 \text{ м}^2$, $H_{\text{однородн. гр.}} \geq 30 \div 40 \text{ м}$

Учет слоистого напластования грунтов (многослойности основания)

Эквивалентная эпюра



Н.А. Цытович заменяет эти эпюры треугольной с достаточной точностью для инженерной практики.

Тогда получим H , ниже которой грунт практически не сжимается.

Как найти H —?

$$S = h_3 \times m_v \times p; \quad S = H \times m_v \times \frac{p}{2} \quad \text{— площадь треугольной эпюры = осадки}$$

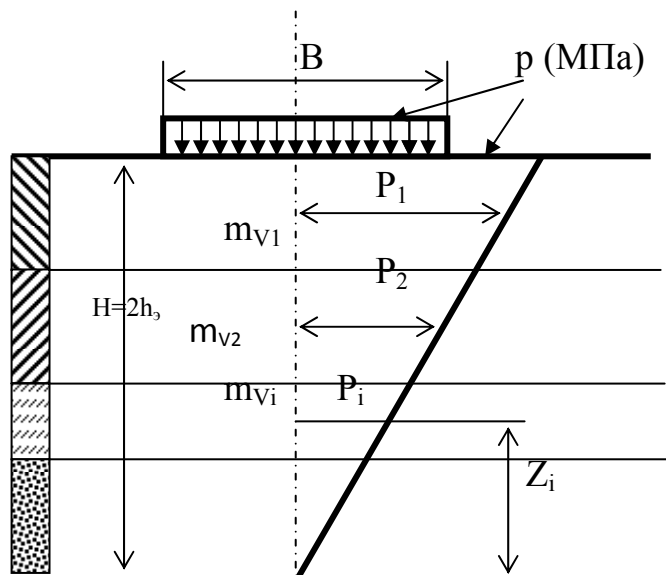
Тогда:

$$h_3 m_v p = H m_v \frac{p}{2} \rightarrow$$

$$H = 2 h_3$$

H – мощность активной зоны, в пределах которой практически деформируется грунт под действием уплотняющих давлений.

Определение осадок фундаментов по методу эквивалентного слоя при слоистом напластовании грунтов.



$$S = h_3 m_{vm} p \quad (1)$$

$$h_3 = A \omega b$$

$$A = f(\mu); \quad A = \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu}$$

$A\omega$ - по таблицам

$$H = 2h_3 = 2A\omega b$$

m_{vm} – среднее значение коэффициент относительной сжимаемости многослойного основания

Из треугольной эквивалентной эпюры можно записать:

$$\frac{p_i}{z_i} = \frac{p}{H} = \frac{p}{2h_3}; \quad p_i = \frac{PZ_i}{2h_3}$$

Тогда осадку одного слоя можно записать:

$$S_i = h_i \times m_{vi} \times p_i$$

или полная осадка

$$S = \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} \frac{PZ_i}{2h_3} \quad (2)$$

Приравнявая (1) и (2) получаем:

$$h_3 m_{vm} p = \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} \frac{PZ_i}{2h_3}; \quad h_3 m_{vm} p = \frac{p}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i$$

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i$$

$$S = \frac{P}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i$$

Изменение осадок во времени.

Осадки не заканчиваются за время строительства (исключение составляют лишь чистые пески); как правило, полная осадка для различных грунтов достигается в разное, иногда весьма длительное (от нескольких лет до нескольких десятков и сотен лет) время.

На процесс протекания осадок во времени влияет как водопроницаемость грунтов (в условиях водонасыщения), так и ползучесть скелета грунта, а также деформируемость всех компонентов, составляющих грунты (поровой воды, включений воздуха, паров и газов, органических веществ и т. п.).

Водонасыщенные пластичные и особенно текучепластичные (слабые) глинистые грунты дают наибольшие осадки, часто весьма медленно затухающие, и создают наибольшие затруднения для строителей. Осадки сооружений на этих грунтах могут достигать сотен сантиметров и протекать десятки и сотни лет.

Очень важным показателем является ***скорость протекания осадок***, так как различные строительные конструкции обладают в разной степени способностью перераспределять усилия, возникающие при неравномерных осадках оснований. При больших скоростях осадок могут иметь место хрупкие (аварийные) разрушения конструкций, при меньших — медленные деформации ползучести.

Скорости осадок можно определить, лишь изучив протекание их во времени.

В настоящее время для полностью водонасыщенных грунтов наиболее широко применяется теория, позволяющая решать поставленные задачи, — ***теория фильтрационной консолидации грунтов***.

Теория фильтрационной консолидации грунтов.

Процесс уплотнения грунта во времени, вследствие уменьшения влажности (пористости) при постоянном напряженном состоянии называется процессом консолидации

Предпосылки теории фильтрационной консолидации сводятся к следующему:

1 скелет грунта линейно-деформируемый, деформируется мгновенно после приложения к нему нагрузки и вязкими связями не обладает;

2 структурной прочностью грунт не обладает, давление в первый момент полностью передается на воду;

3 грунт полностью водонасыщен, вода и скелет объемно несжимаемы, вся вода в грунте гидравлически непрерывна;

4 фильтрация подчиняется закону Дарси.

Таким образом, рассматриваемая ниже теория фильтрационной консолидации грунтов (без дополнительных условий) будет применима для неуплотненных, полностью водонасыщенных (слабых) глинистых грунтов.

Отметим, что отдельными учеными в теорию фильтрационной консолидации введен ряд усовершенствований и дополнений, учитывающих свойства природных глинистых грунтов различной консистенции, и установлены пределы применимости отдельных решений.

Дифференциальное уравнение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации позволяет сформулировать (при сделанных выше предпосылках) задачу о протекании во времени осадок полностью водонасыщенного слоя грунта при уплотнении его сплошной равномерно распределенной нагрузкой в условиях односторонней фильтрации воды, полагая, что изменение расхода выдавливаемой из пор грунта воды с достаточной точностью определяется законом фильтрации, а соответствующее изменение пористости — законом уплотнения.

Примем, что в начальный момент времени грунтовая масса находится в статическом состоянии, т. е. поровое давление воды равно нулю. Обозначим: p_w — поровое давление сверх гидростатического в воде; p_z — давление, передающееся на твердые частицы (эффективное).

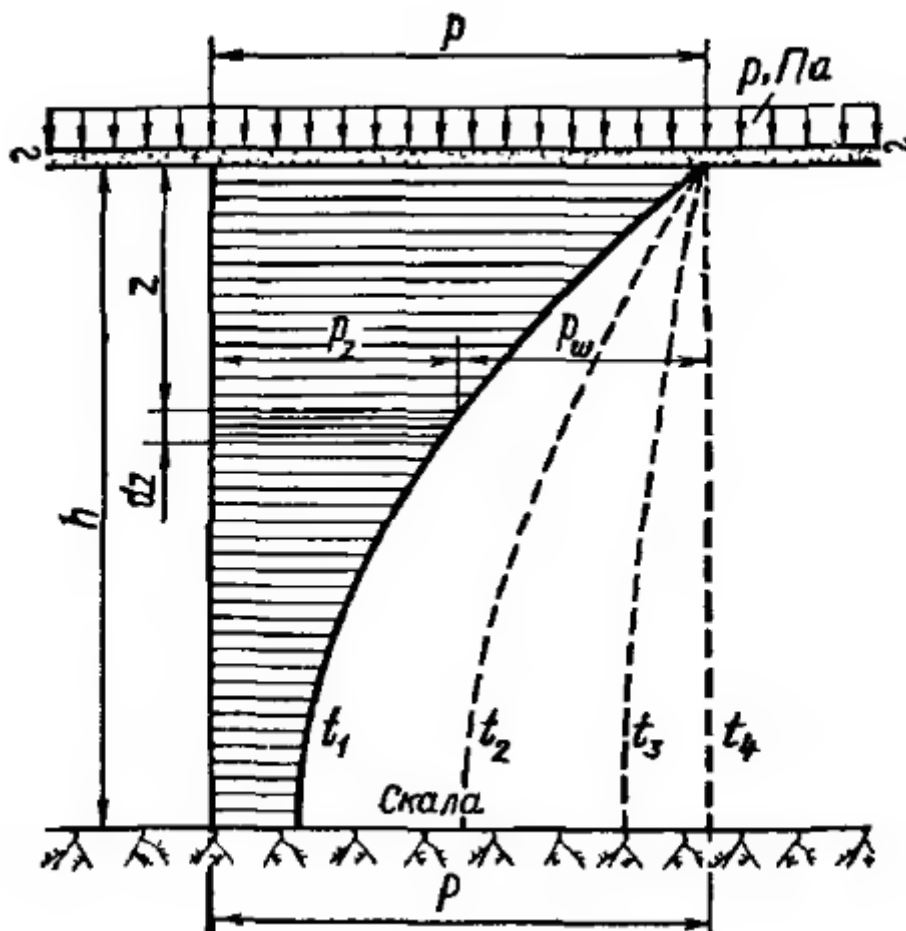


Рис. 5.5. Схема распределения давлений в скелете грунта (p_z) и в поровой воде (p_w) в водонасыщенном слое при сплошной нагрузке для разных промежутков времени

$$p_z + p_w = p,$$

Для элементарного слоя dz на глубине z в грунтовой массе увеличение расхода воды q равно уменьшению пористости грунта n , т. е.

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t}.$$

Коэффициентом консолидации грунта c_v , т. е.

$$c_v = k_{\Phi} / (m_v \gamma_w),$$

m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта

Окончательно будем иметь

$$c_v \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (5.12)$$

Для случая равномерного (в стабилизированном состоянии) распределения уплотняющих давлений по глубине решение уравнения (5.12) может быть представлено в виде

$$p_z = p \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h} e^{-9N} - \right. \\ \left. - \frac{4}{5\pi} \sin \frac{5\pi z}{2h} e^{-25N} - \dots \right],$$

где

$$N = (\pi^2 c_v / 4h^2) t.$$

Наибольшее, однако, значение для практики имеет формула осадки слоя грунта при сплошной нагрузке для любого промежутка времени от начала загрузки, т. е. осадка s_t .

Для определения этой величины введем понятие *о степени консолидации (уплотнения)*.

Если принять степень консолидации, соответствующую полной стабилизированной осадке, за единицу и обозначить долю от полного уплотнения (т. е. степень консолидации для любого времени) через U , то ее значение найдем как отношение площади эпюры давлений в скелете грунта для времени t к площади полной (стабилизированной) эпюры давлений (при $t=\infty$).

Высказанное положение математически можно записать в следующем виде:

$$U = \int_0^h \frac{p_z dz}{F_p},$$

где F_p — площадь полной стабилизированной эпюры уплотняющих давлений (в рассматриваемом случае $F_p = ph$).

Преобразуем выражение (обозначив для рассматриваемого основного случая степень консолидации через U_0):

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right).$$

Так как e^{-N} — правильная дробь, то для ряда практических случаев можно ограничиться первым членом ряда. Тогда будем иметь

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}.$$

Так как полному уплотнению соответствует полная стабилизированная осадка, а части уплотнения — осадка за время t , то степень консолидации (уплотнения) может быть выражена и следующим уравнением:

$$U = s_t/s,$$

где s_t — осадка за данное время; s — полная стабилизированная осадка

$$s_t = sU.$$

или получим для основного случая (равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине) осадку для любого времени U

$$s_t = hm_{\nu p} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right].$$

Реологические процессы в грунтах и их значение.

Реология — наука, изучающая протекание деформаций различных материалов во времени под действием приложенных к ним сил.

Ползучесть грунтов — нарастание деформации во времени при действии на грунт постоянной нагрузки. Явление ползучести глинистых грунтов связано со свойствами воды в оболочках на глинистых частицах. В ближайшем к частице слое вода ведет себя как пластическое тело, на удалении — как псевдопластическая жидкость.

Релаксация грунтов — постепенное уменьшение напряжений в результате перехода упругих деформаций в пластичные при длительном действии постоянной нагрузки.

Изменение осадок во времени.

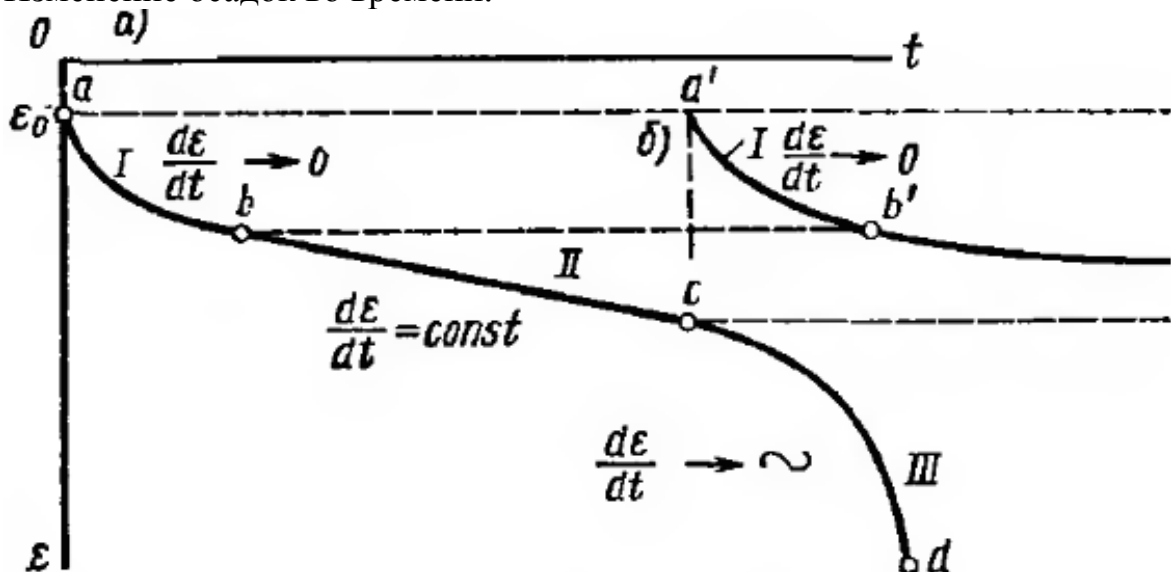


Рис. 6.1. Кривые незатухающей (а) и затухающей (б) ползучести

Различают затухающую и остановившуюся ползучесть и незатухающую или прогрессирующую ползучесть.

Оа – мгновенная деформация

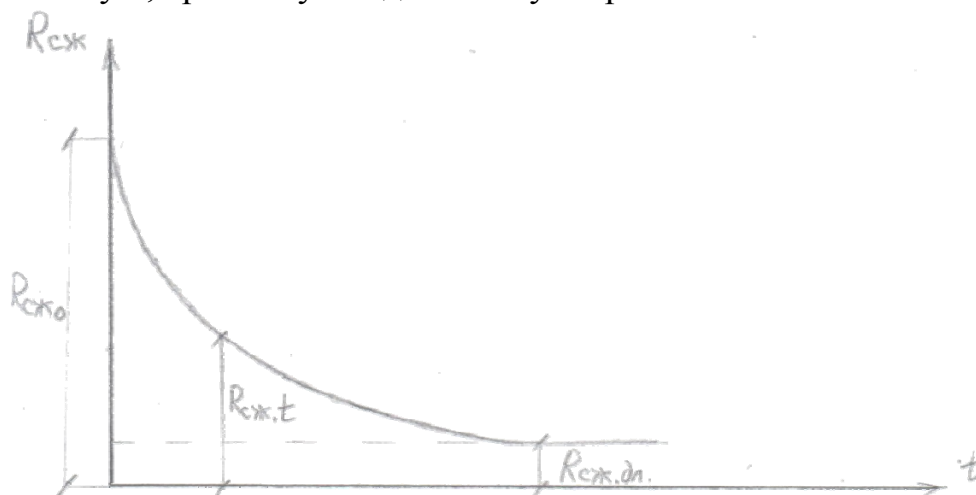
В первой стадии (отрезок ab) (затухающей ползучести) происходит уменьшение (закрытие) существующих микротрещин, причем наблюдается уменьшение объема грунта, *т.е. его уплотнение.*

Во второй стадии (отрезок bc) (пластично-вязкого течения) происходит перестройка структуры при практически неизменном объеме грунта, причем нарушение существующих жестких или полужестких структурных связей полностью компенсируется возникновением новых водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей, а протекающая вязкая деформация (главным образом водно-коллоидных оболочек, прочно связанных с минеральными частицами) обуславливает новую структуру, все менее сопротивляющуюся действию внешних сил: агрегаты же частиц и отдельные частицы как бы выстраиваются по направлению действующих усилий, и в чешуйчатых глинистых частицах возникают по направлению усилий микросдвиги, *т.е. происходит перестройка структуры грунта без изменения объема.*

На третьей стадии (отрезок cd) (прогрессирующего течения) увеличивается объем грунта и уменьшается общее его сопротивление вследствие появления (при определенных относительных перемещениях частиц грунта и их агрегатов) новых микротрещин, которые вместе с имеющимися дефектами и микротрещинами продолжают расти, обуславливая все ускоряющуюся деформацию, *приводящую грунт в хрупкое разрушение или в вязкое течение, сопровождающееся выдавливанием его в стороны от нагруженной поверхности.*

Реологические процессы растянуты во времени на десятки лет.

На основании кривой ползучести различают характерные показатели грунта: мгновенную, временную и длительную прочности.



$R_{сж0}$ — мгновенная прочность соответственно мгновенного сопротивления грунта в начале загрузки

$R_{сж,t}$ — временная прочность. Прочность изменяется во времени.

$R_{сж,дл.}$ — длительная прочность. Прочность наименьшего предела при релаксации грунта.