

注册土木工程师（水利水电工程）资格考试

水利水电工程专业基础知识

第二章 岩土力学



2.1 土的组成和物理性质指标

2.1.1 土的组成与结构

2.1.2 土的三相比例指标 ★

2.1.3 土的物理状态指标 ★

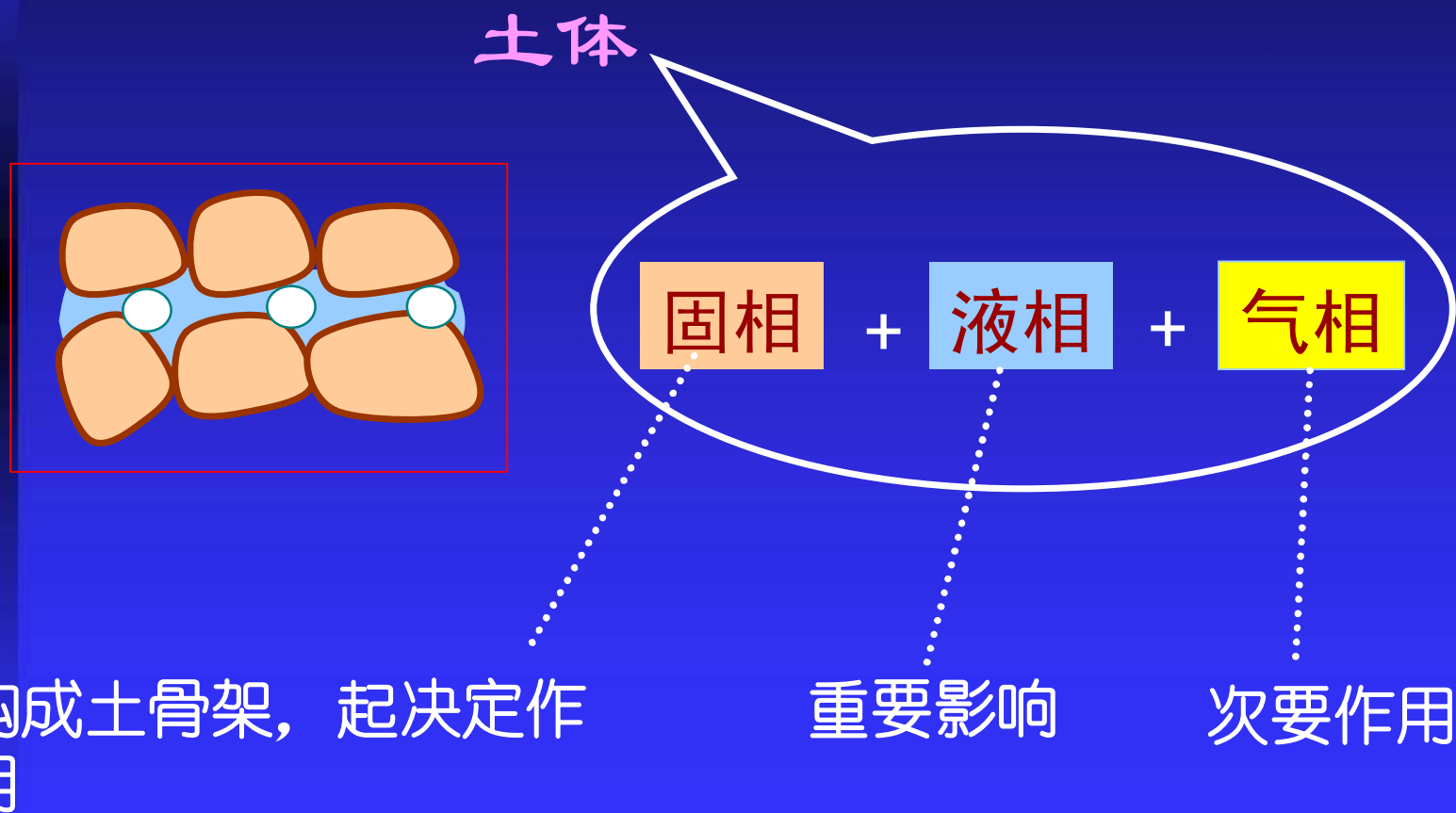
2.1.4 土的击实特性

2.1.5 土的工程分类 ★



2.1 土的组成和物理性质

土的三相组成

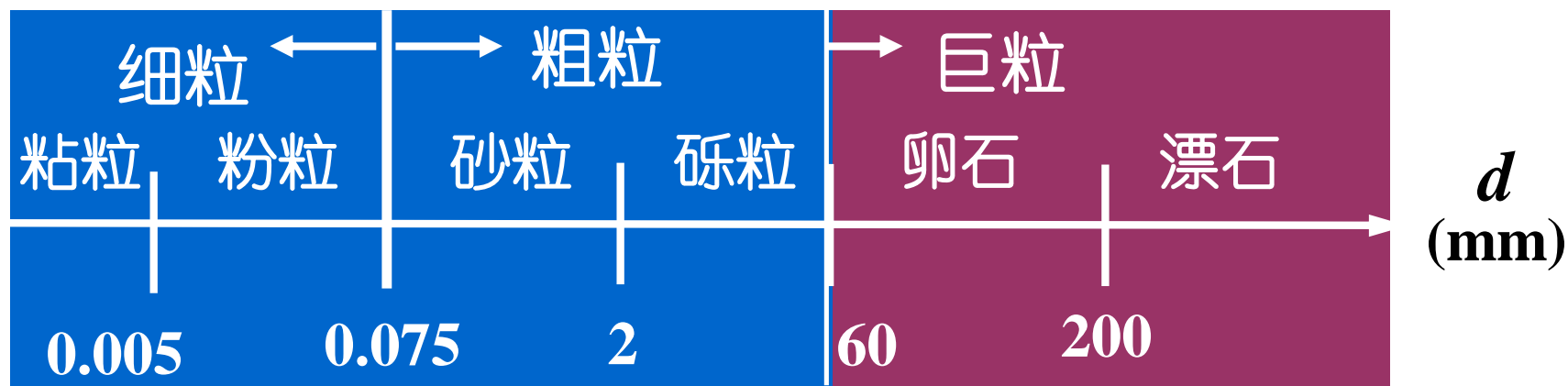


2.1 土的组成和物理性质

土的三相组成——土的固相

颗粒大小

- **粒组**：按粗细进行分组，将粒径接近的归成一类
- **界限粒径**：



2.1 土的组成和物理性质

土的三相组成——土的固相

颗粒级配

——各粒组的相对含量，用质量百分数来表示

- 确定方法 筛分法：适用于粗粒土 (>0.075 mm)
水分法：适用于细粒土 (<0.075 mm)

- 表述方法

颗粒级配曲线

2.1 土的组成和物理性质

土的三相组成——土的固相

粒径级配

粒径级配累积曲线及指标的用途：

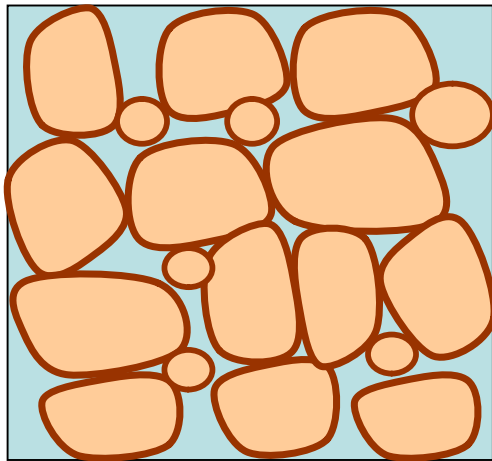
- 1) 粒组含量用于土的**分类定名**；
- 2) 不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c 用于判定土的**级配优劣**：
如果 $C_u \geq 5$ 且 $C_c = 1 \sim 3$ ，级配良好的土；
如果 $C_u < 5$ 或 $C_c > 3$ 或 $C_c < 1$ ，级配不良的土



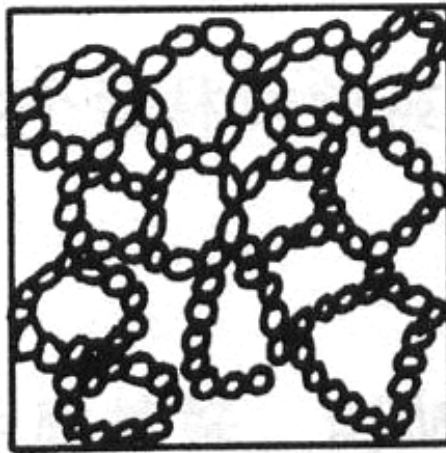
2.1 土的组成和物理性质 土的三相组成——土的结构

结构: 土粒相互排列和联结方式——成土过程自然形成

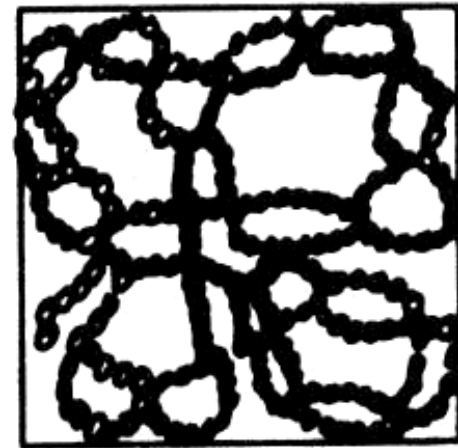
类型: 具体的土是复杂组合，以某种类型为主。



单粒结构
粗粒土



蜂窝结构
粉土、粘性土



絮状结构
粘性土

2.1 土的组成和物理性质

2.1.2 土的三相比例指标★

试验测定

物理性质指标

天然密度 r 或天然重度 g

含水率 w

土粒比重 G_s

换算物理性质指标

(间接)

孔隙比 e

孔隙率 n

饱和度 S_r

饱和密度 r_{sat} 或饱和重度 g_{sat}

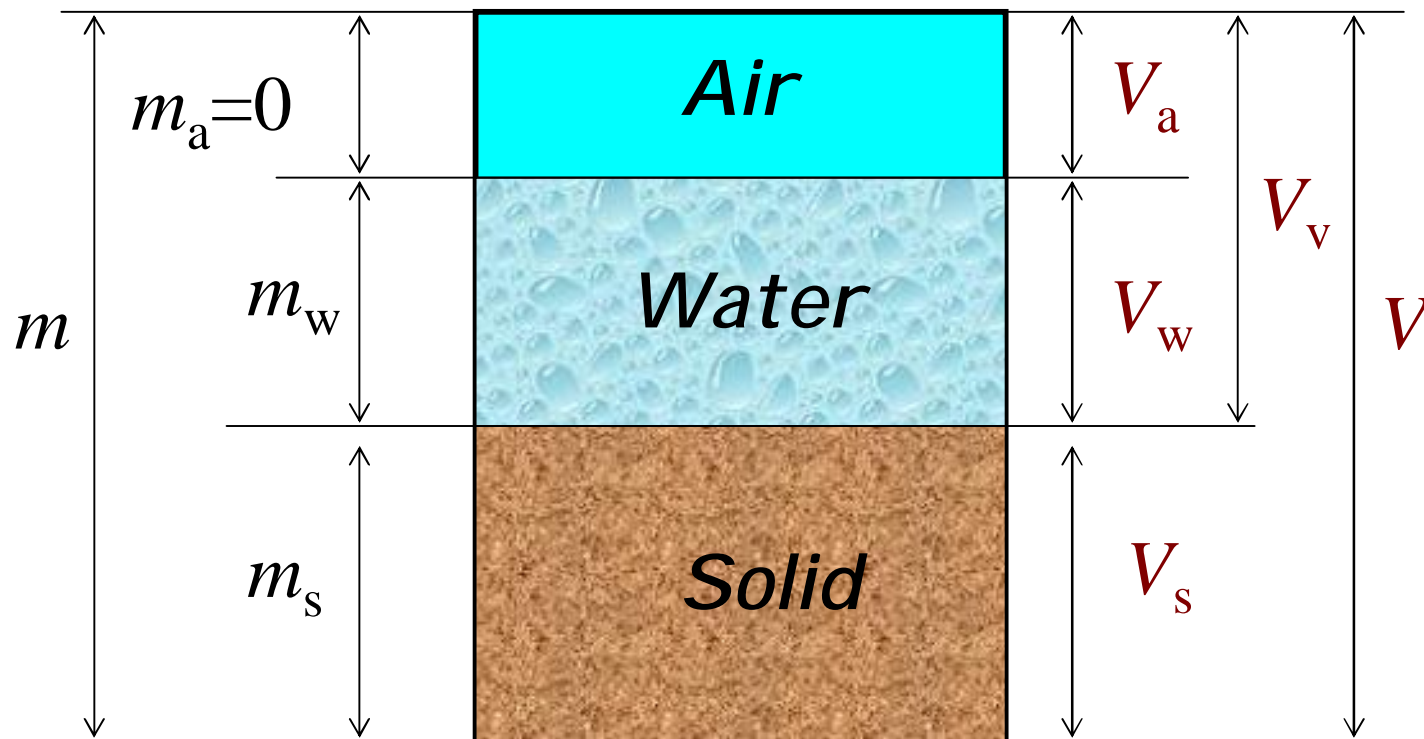
浮(有效)重度 g'

干密度 r_d 或干重度 g_d

2.1 土的组成和物理性质

2.1.2 土的三相比例指标★

三相草图



质量

体积

2.1 土的组成和物理性质

2.1.2 土的三相比例指标

物理性质指标定义

土粒比重

土粒比重在数值上等于土粒的密度

表达式: $G_s = \frac{m_s}{V_s \rho_w^{4^\circ\text{C}}}$ 单位: 无量纲

测定方法: 比重瓶法

土的含水率

测定方法: 烘干法

表达式: $w(\%) = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m - m_s}{m_s}$

孔隙比

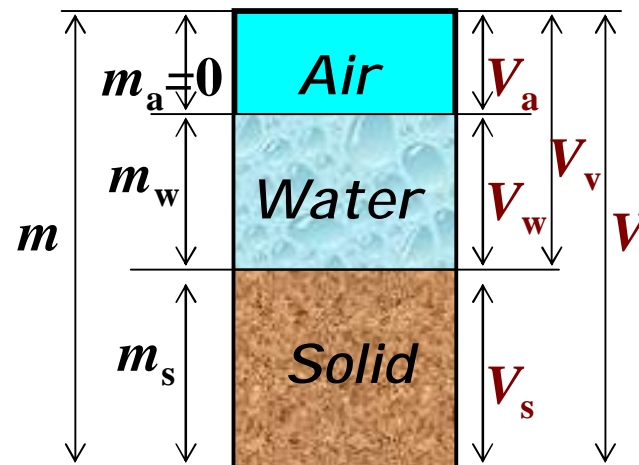
表达式: $e = \frac{V_v}{V_s}$

孔隙率

表达式: $n(\%) = \frac{V_v}{V}$

饱和度

表达式: $S_r = \frac{V_w}{V_v}$



质量

体积

三相图

2.1 土的组成和物理性质

2.1.2 土的三相比例指标

各种密度重度的定义和大小关系：

天然密度

$$r = \frac{m}{V} \quad \text{测定方法: 环刀法}$$

干密度

$$r_d = \frac{m_s}{V} \quad r_{\text{sat}} \geq r \geq r_d$$

饱和密度

$$r_{\text{sat}} = \frac{m_s + r_w V_v}{V}$$

单位: g/cm^3

天然重度

$$\gamma = \rho g$$

干重度

$$g_d = r_d g$$

$$g_{\text{sat}} \geq g \geq g_d > g'$$

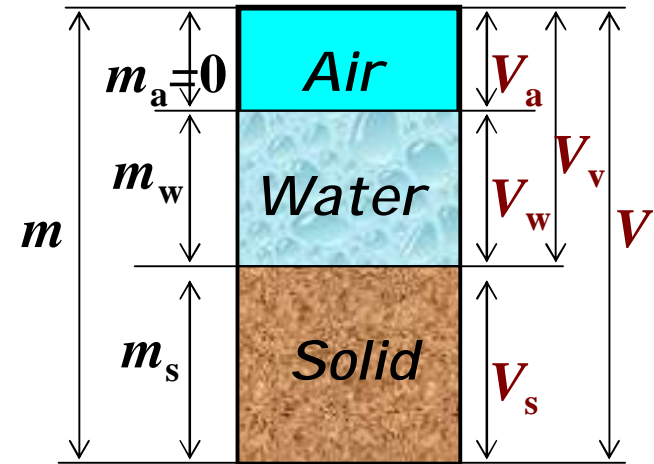
饱和重度

$$g_{\text{sat}} = r_{\text{sat}} g$$

浮重度

$$g' = g_{\text{sat}} - g_w$$

单位: kN/m^3



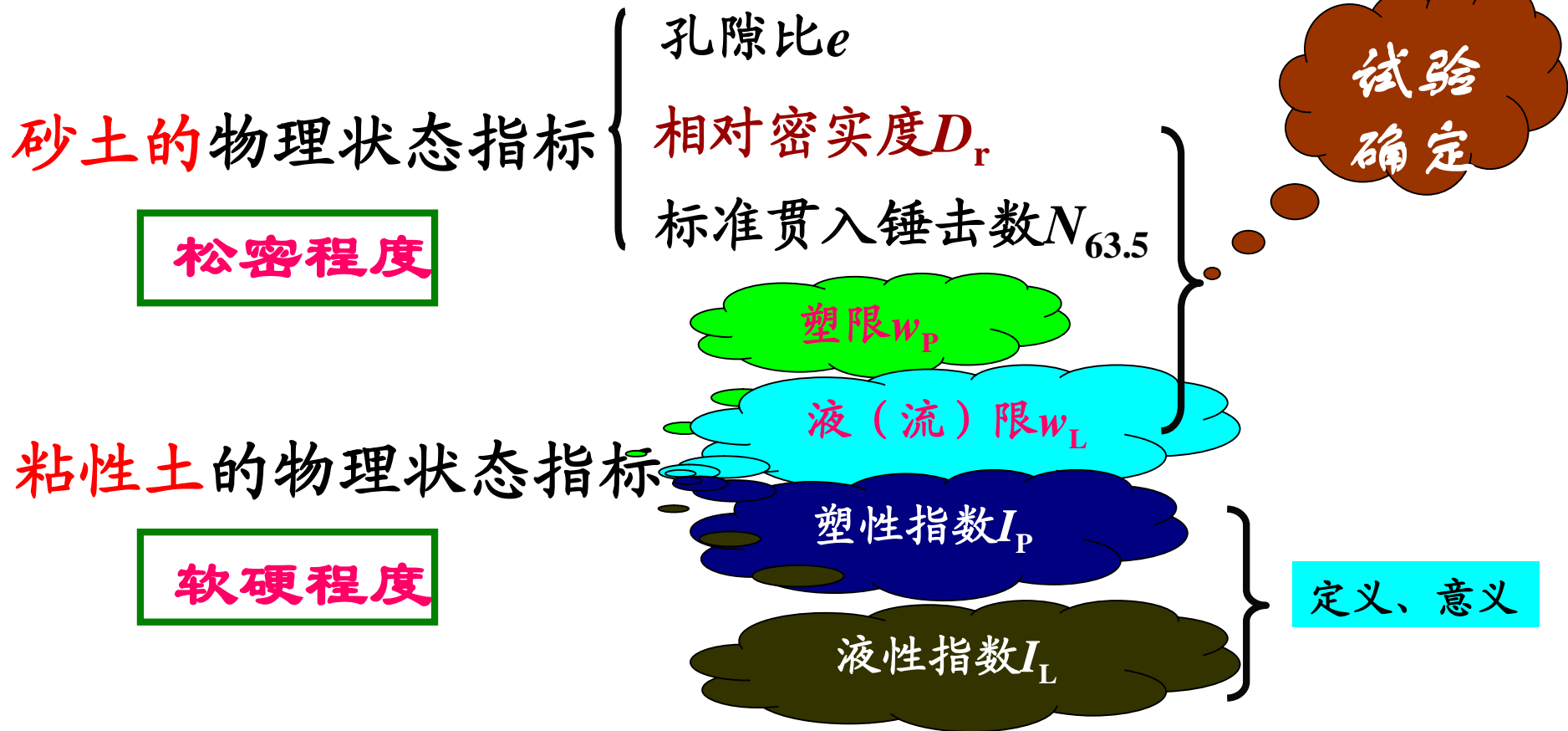
质量

体积

容重=重度

2.1 土的组成和物理性质

2.1.3 土的物理状态指标



砂土的物理状态指标

相对密实度

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$$D_r = \frac{(r_d - r_{d\min})r_{d\max}}{(r_{d\max} - r_{d\min})r_d}$$

判别标准： $D_r = 1$ ， 最密状态

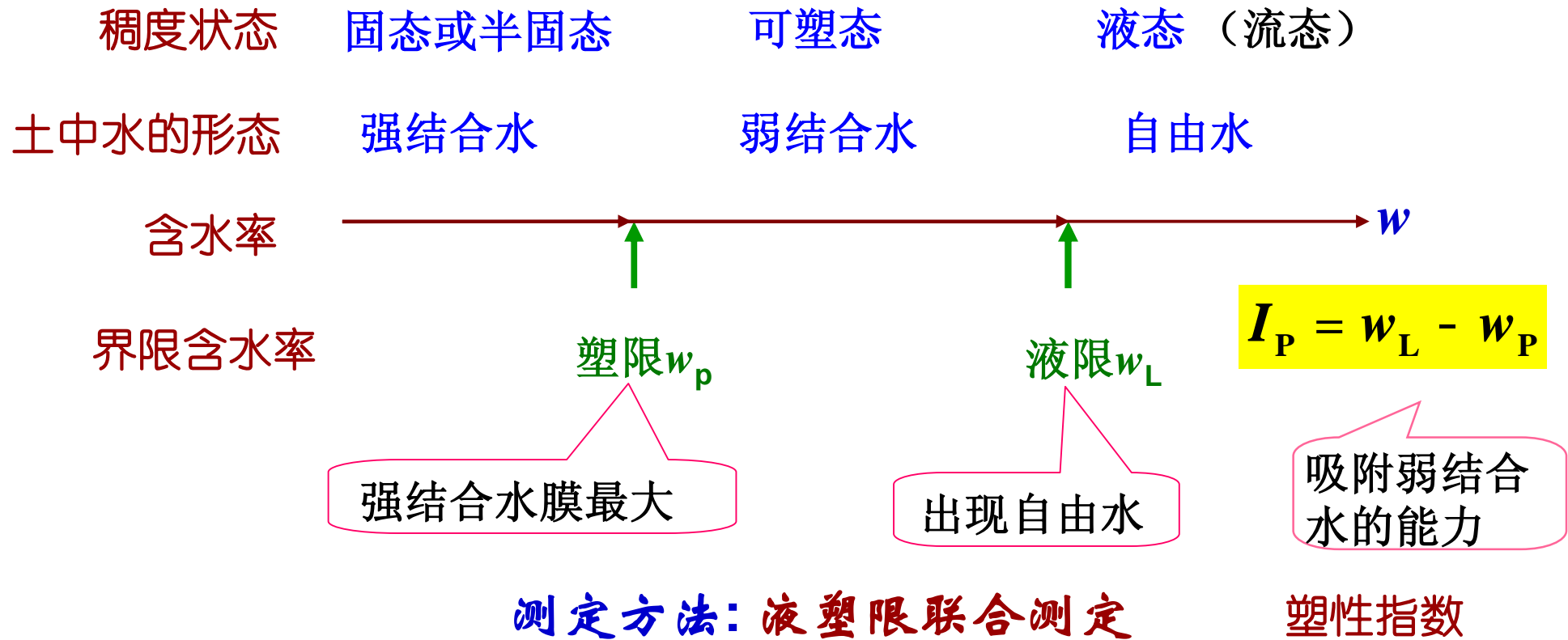
$D_r = 0$ ， 最松状态

$D_r \leq 0.33$ ， 疏松状态

$0.33 < D_r \leq 0.67$ ， 中密状态

$D_r > 0.67$ ， 密实状态

粘性土的物理状态指标



粘性土的稠度反映土中水的形态

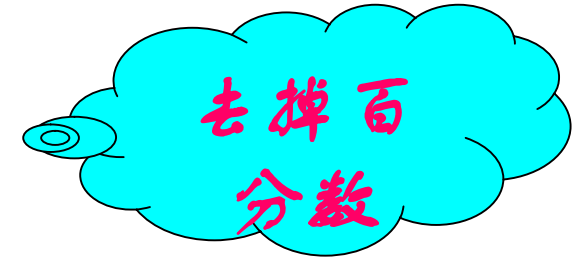
2.1 土的组成和物理性质

2.1.3 土的物理状态指标

粘性土的物理状态指标

塑性指数

$$I_P = w_L - w_p$$



——分类定名的依据

液性指数

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$$

——评价土体的软硬程度

$$I_L \leq 0$$

坚硬状态

$$I_L = 0 - 1$$

可塑状态

$$I_L > 1$$

流塑

0.00 - 0.25

硬塑

0.25 - 0.75

可塑

0.75 - 1.00

软塑

击实试验

- 针对扰动土
- 在一定击实功下确定干密度 r_d 与含水率 w 关系
- 求最大干密度 r_{dmax} 和最优含水率 w_{op}
- 为工程设计和现场施工碾压提供资料。

击实曲线

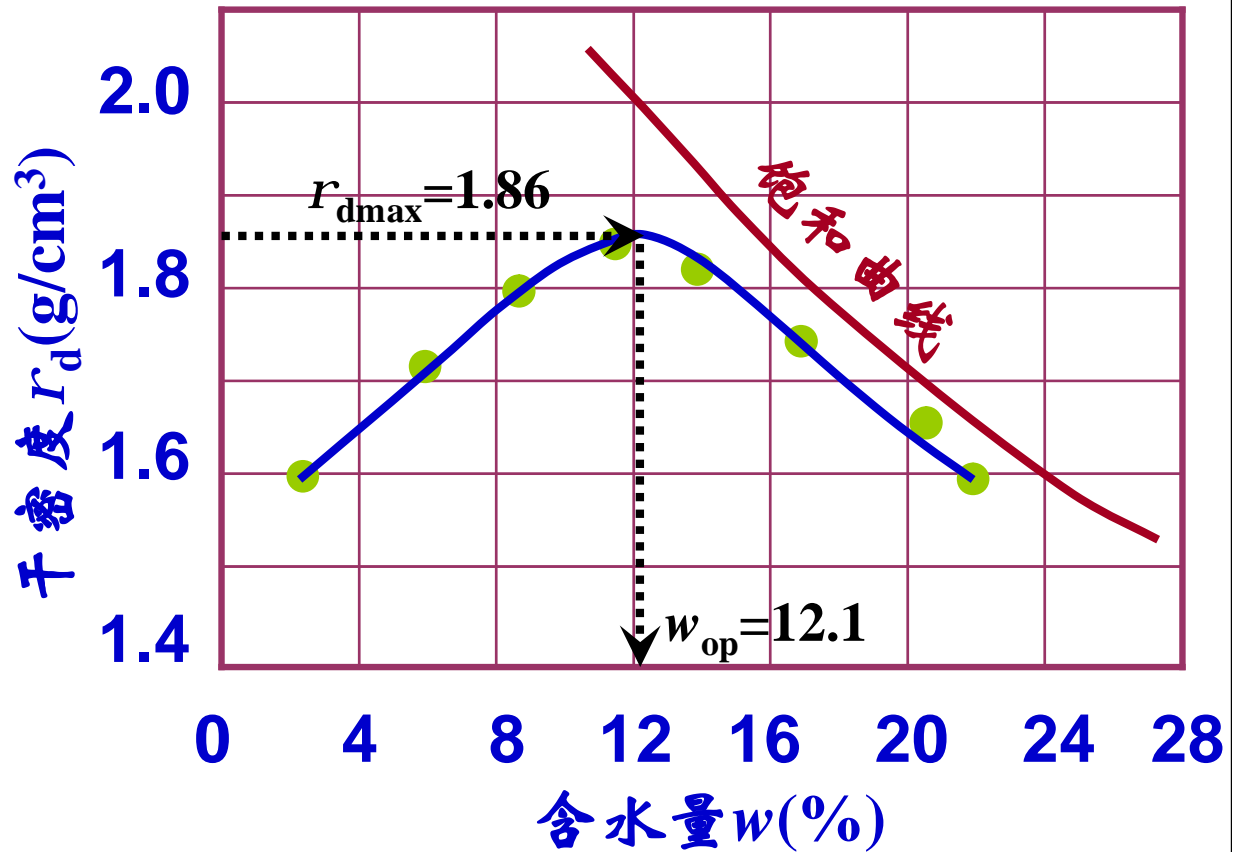
特点:

最大干密度
最优含水量

- ① 具有峰值
- ② 位于饱和曲线之下

$$r_d < (r_d)_{\text{sat}}$$

饱和曲线



$$r_d = \frac{G_s r_w}{1 + G_s w / S_r}$$

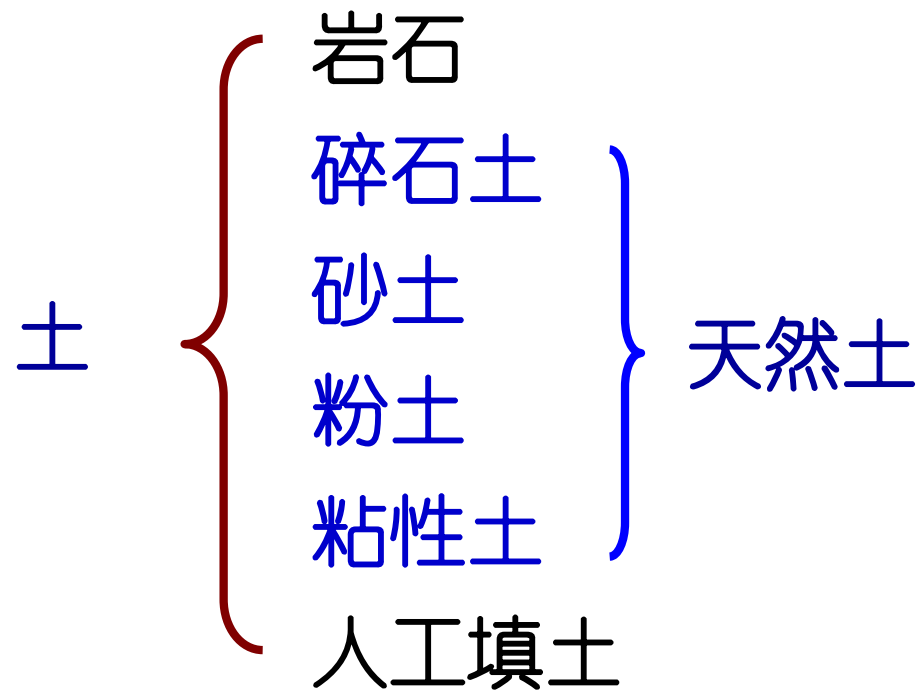
$$S_r = 1$$

$$(r_d)_{\text{sat}} = \frac{G_s r_w}{1 + G_s w}$$

2.1 土的组成与物性

2.1.5 土的工程分类

建筑地基基础设计规范（GB50007-2002）分类法



2.1 土的组成与物性 2.1.5 土的工程分类

粉土 (mo, silt)

建筑规范分类法

根据 { 粒组含量
 I_p

$d > 0.075\text{mm} \leq 50\%$
 $I_p \leq 10$ 的土

粘性土 (clay soil, cohesive soil)

根据 I_p

塑性指数 $I_p > 10$ 的土

$10 < I_p \leq 17$ 的土 粉质粘土

$I_p > 17$ 的土 粘土

软土
(特殊土)

淤泥 (muck)
淤泥质土 (mucky soil)

$w > w_L, e \geq 1.5$

$w > w_L, 1 \leq e < 1.5$

2.2 土中应力

2.2.1 孔隙水压力

2.2.2 有效应力和有效应力原理 ★

2.2.3 自重应力 ★

2.2.4 基底压力，基底附加压力

2.2.5 地基附加应力 ★



2.2 土中应力

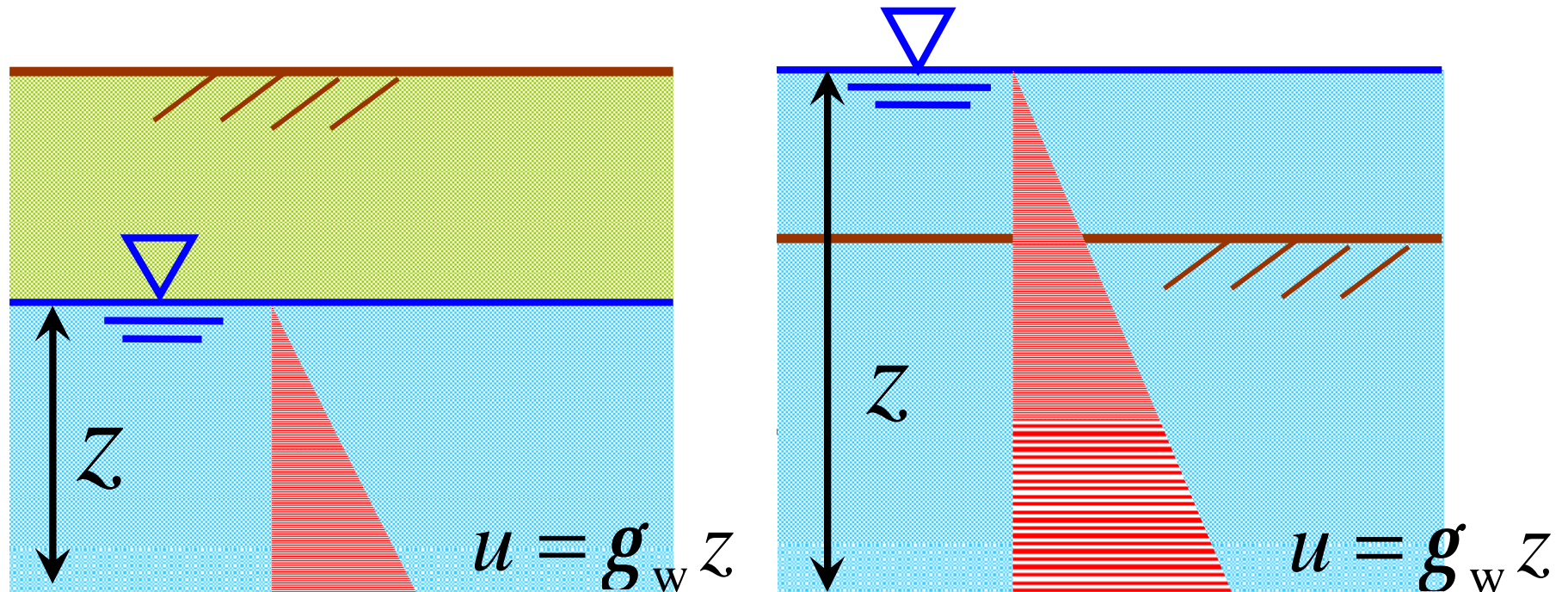
2.2.1 孔隙水压力

静孔隙水压力
分布规律

§从水位面开始起算；

§孔隙水压力越深越大；

§孔隙水压力分布线的斜率是水的重度。



水位在地面以下

水位在地面以上

2.2 土中应力

2.2.2 有效应力和有效应力原理

饱和土的有效应力原理

$$S = S' + u$$

$$S' = S - u$$

通常，总应力已知或易知
孔隙水压测定或算定

$S = S' + u$

有效应力
(平均)

土的变形与强度都只取决于有效应力

2.2 土中应力

2.2.2 有效应力和有效应力原理

饱和土的有效应力原理含义：

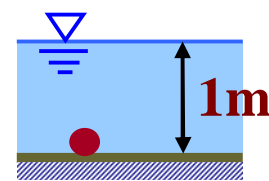
- ①饱和土体中任意地点、任意时刻、任意方向截面上都满足有效应力原理
- ②对变形、强度有效的是土体中的有效应力

孔隙水压力的特点

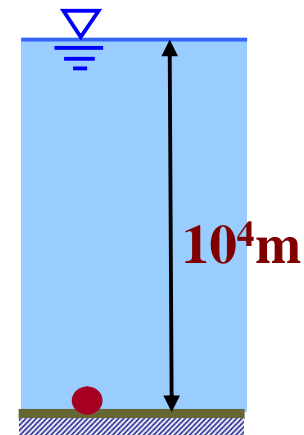
- 它在各个方向相等
- 只能使土颗粒本身受到等向压力。
- 因而孔隙水压力对变形也没有直接的影响
- 土体不会因为受到水压力的作用而变得密实。

试想：

海底与土粒间的接触压力
哪一种情况下大？



$u=0.01\text{MPa}$



$u=100\text{MPa}$

一样大

2.2 土中应力

自重应力

建筑物修建以前，地基中由土体本身的有效重量所产生的应力

基底压力

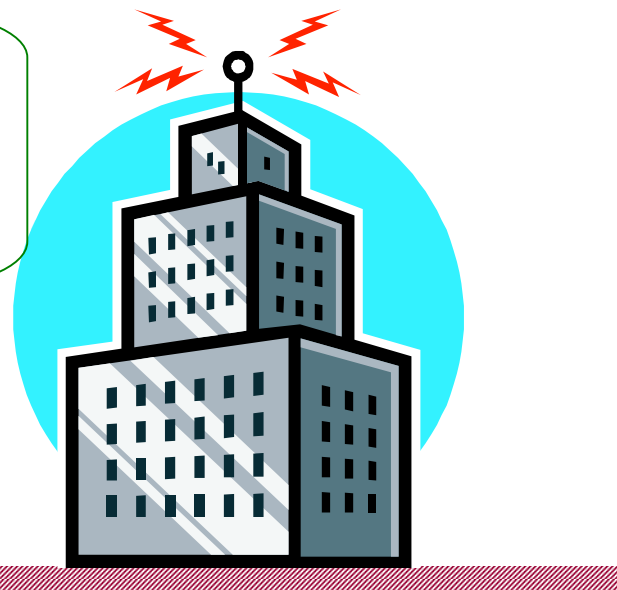
基础底面传递给地基表面的有效应力，也称**基底接触压力**

基底附加压力

基础底面增加的有效应力

地基附加应力

建筑物修建以后，建筑物重量等外荷载在地基中引起的应力，所谓的“附加”是指在原来自重应力基础上增加的压力。



2.2 土中应力

2.2.3 自重应力

自重应力的计算

水平地基中的自重应力

定义：在自身重量作用下变形稳定以后的有效应力。

目的：确定土体的初始应力状态。

假定：水平地基[®] 半无限空间体[®] 半无限弹性体

侧限应变条件[®] 一维问题

计算：地下水位以上用天然重度，地下水位以下用浮重度。

2.2 土中应力

2.2.3 自重应力

静止侧压力系数

1) 计算公式

均质地基

竖向向: $s_{cz} = gz$

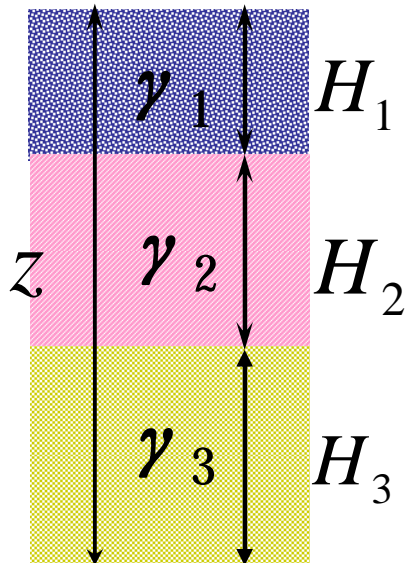
水平向: $s_{cx} = s_{cy} = K_0 s_{cz}$

$$K_0 = \frac{n}{1-n}$$

成层地基

竖向向: $s_{cz} = \sum g_i H_i$ $s_{cz} = g_1 H_1 + g_2 H_2 + g_3 H_3$

水平向: $s_{cx} = s_{cy} = K_0 s_{cz} = K_0 \sum g_i H_i$



重度: 地下水位以上用天然重度 γ
地下水位以下用浮重度 γ'

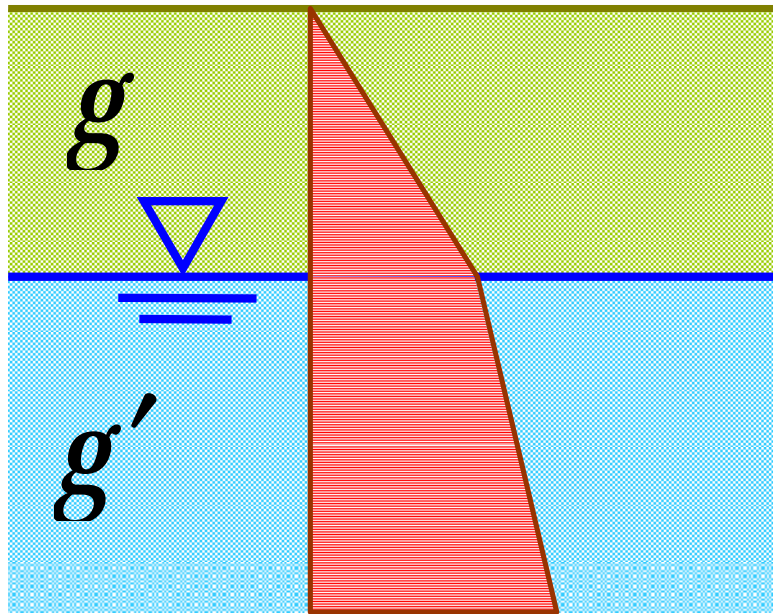
一般自重应力产生的变形已稳定

2.2 土中应力

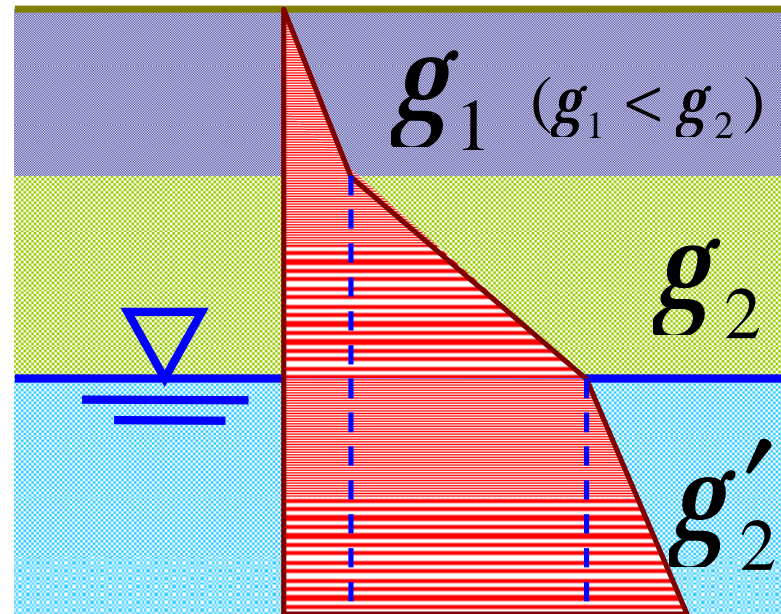
2.2.3 自重应力

2) 竖向自重应力分布规律

- § 自重应力分布线的斜率是重度；
- § 自重应力越深越大；
- § 自重应力在等重度地基中随深度呈直线分布；
- § 自重应力在成层地基中呈折线分布；
- § 在土层分界面处和地下水水位处发生转折。



均质地基



成层地基

2.2 土中应力

2.2.3 自重应力

- 3) 侧向自重应力分布规律
- §自重应力越深越大;
 - §自重应力在等重度地基中随深度呈直线分布;
 - §自重应力在土层分界面有突变;

例：地基土重度 18kN/m^3 ，饱和重度 20kN/m^3 ，地下水位在地表下 2m ，求地表下 2m 和 7m 处竖向自重应力。

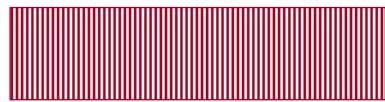
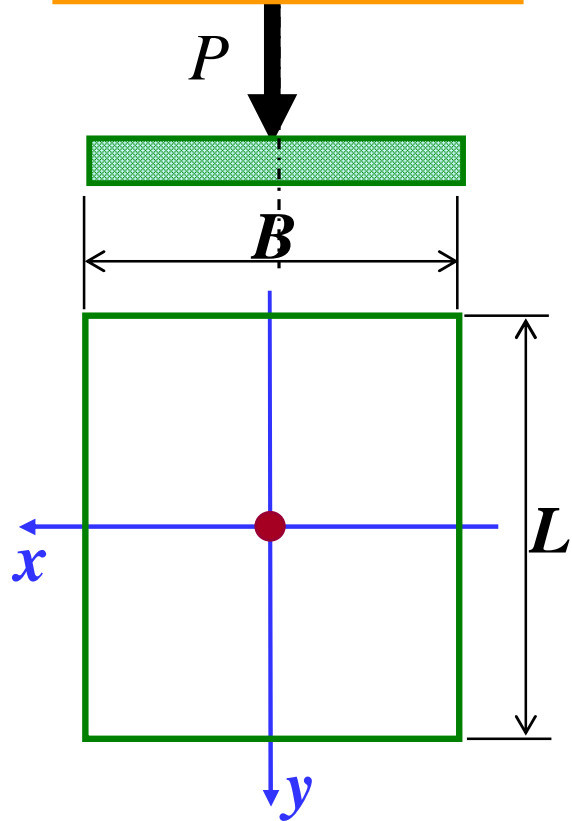
解： $2*18=36\text{kPa}$

$36+5*10=86\text{kPa}$

2.2 土中应力

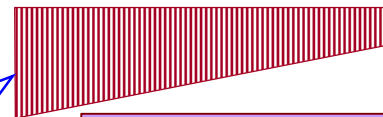
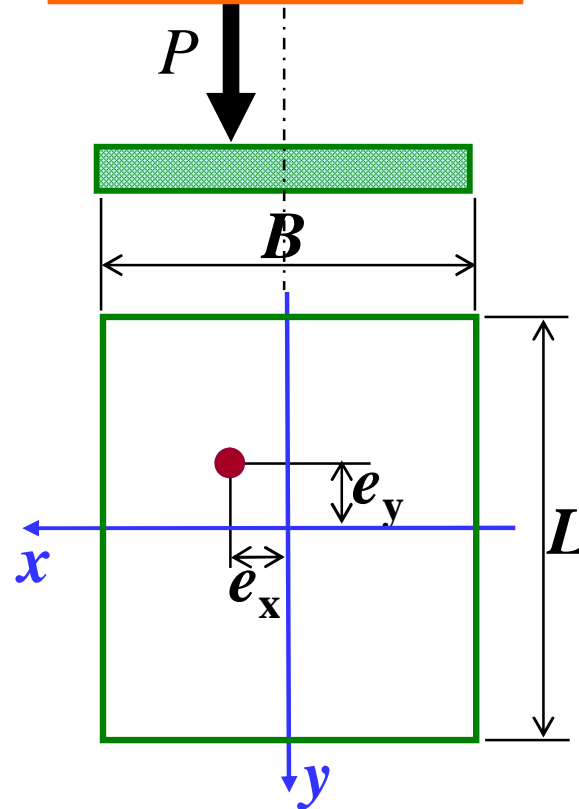
2.2.4 基底压力

矩形面积中心荷载



$$p = \frac{P}{A}$$

矩形面积偏心荷载



$$p_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right)$$

当 $e_y = 0, e_x = e$

$$p_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$p_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

线性分布
有效接触应力

单偏心

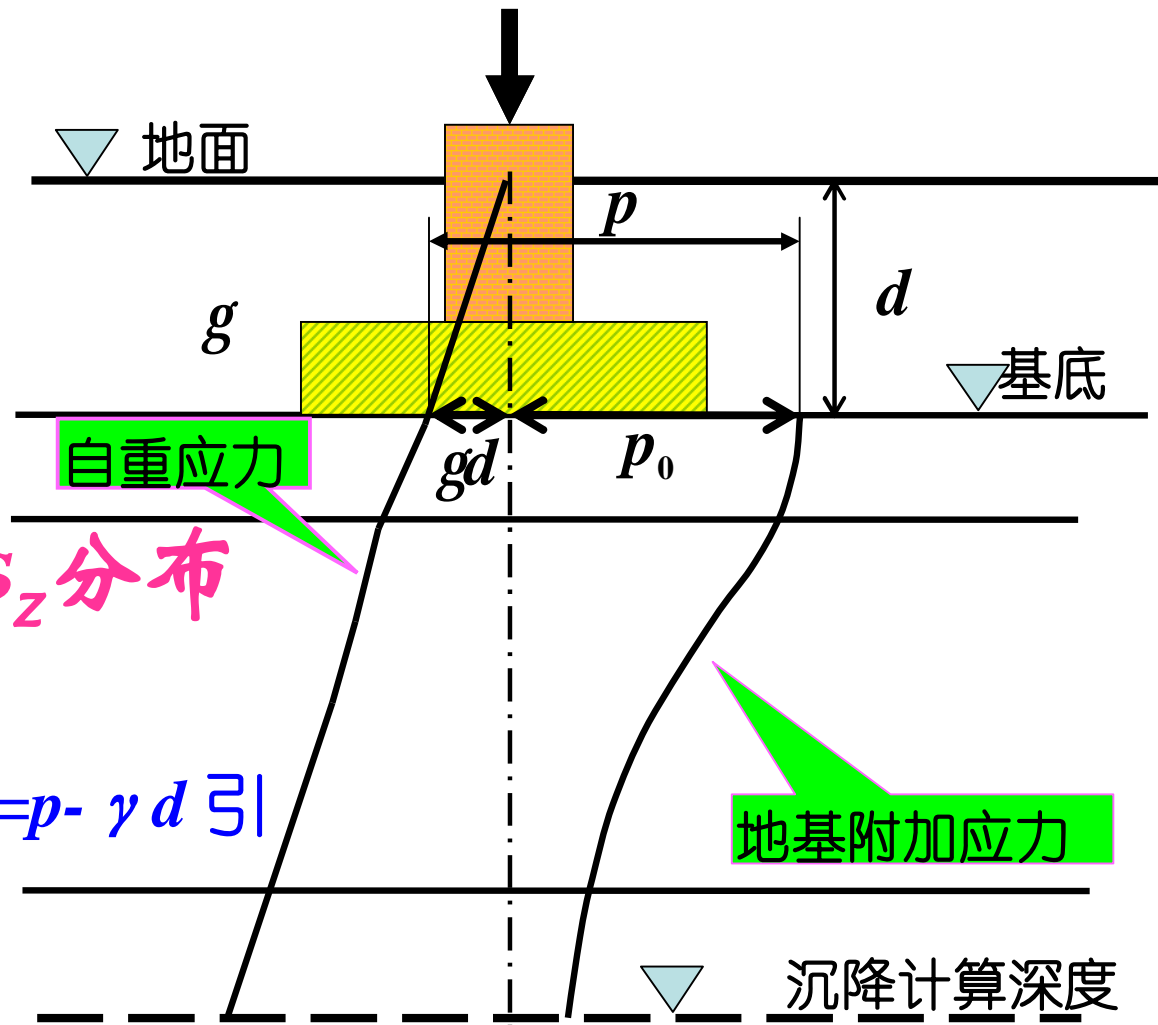
$$p_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

基底附加压力

$$p_0 = p - gd$$

地基中附加应力 S_z 分布

σ_z 从基底算起;
 σ_z 是由基底附加应力 $p_0 = p - \gamma d$ 引起的



- 假定：
- ① 连续介质
 - ② 线弹性体
 - ③ 均匀、各向同性体

2.2 土中应力

2.2.5 地基附加应力

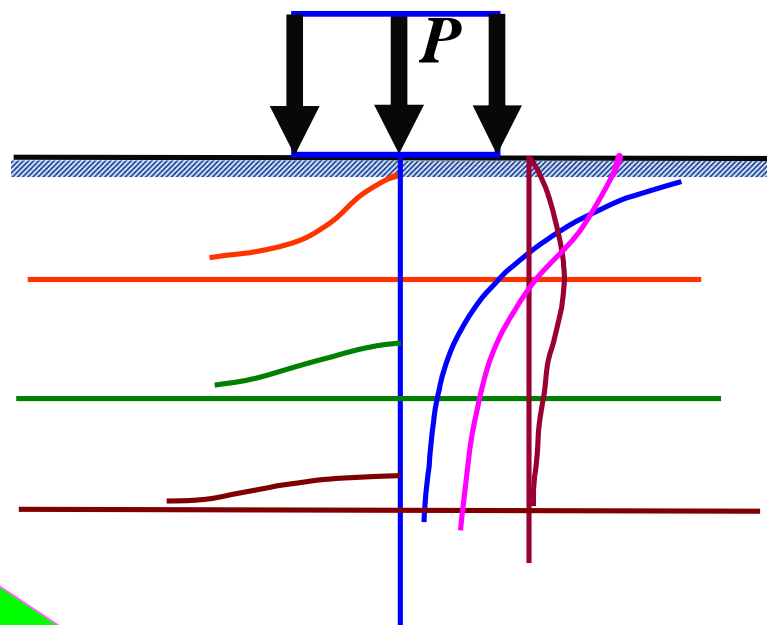
地基附加应力 S_z 分布

大面积均布
荷载作用？



S_z 分布特点：集中荷载
作用位置处越向下、越远离
荷载作用位置，数值越小
—— 扩散

S_z 分布特点：分布荷载
作用预集中荷载基本相同，
荷载范围内越向下、越远离
荷载作用位置，数值越小
—— 扩散



差别：荷载作用位置
处的附加应力数值。

2.3 地基变形

2.3.1 土的压缩性——试验与指标★

2.3.2 基础最终沉降量计算

2.3.3 地基变形与时间的关系



2.3 地基变形

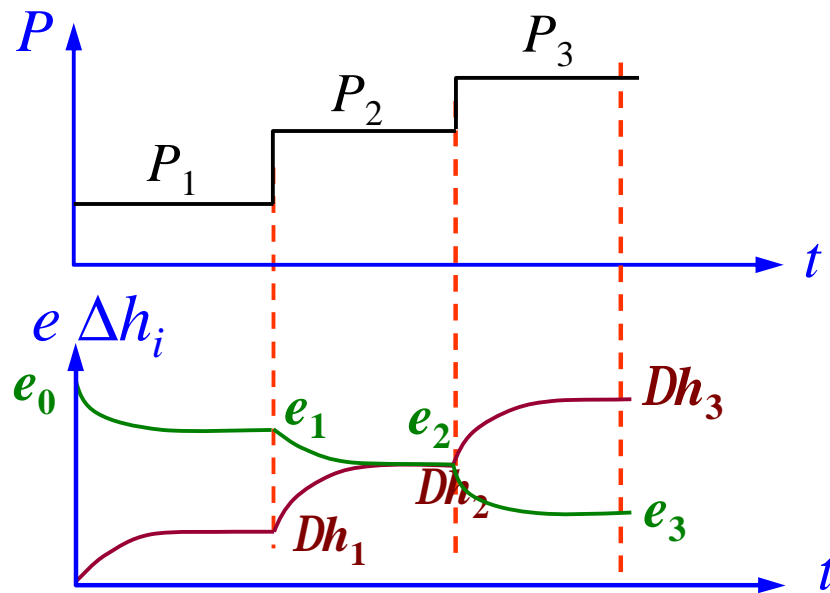
2.3.1 土的压缩性——试验

侧限压缩试验

试验方法

- 施加荷载，静置至变形稳定
- 逐级加大荷载

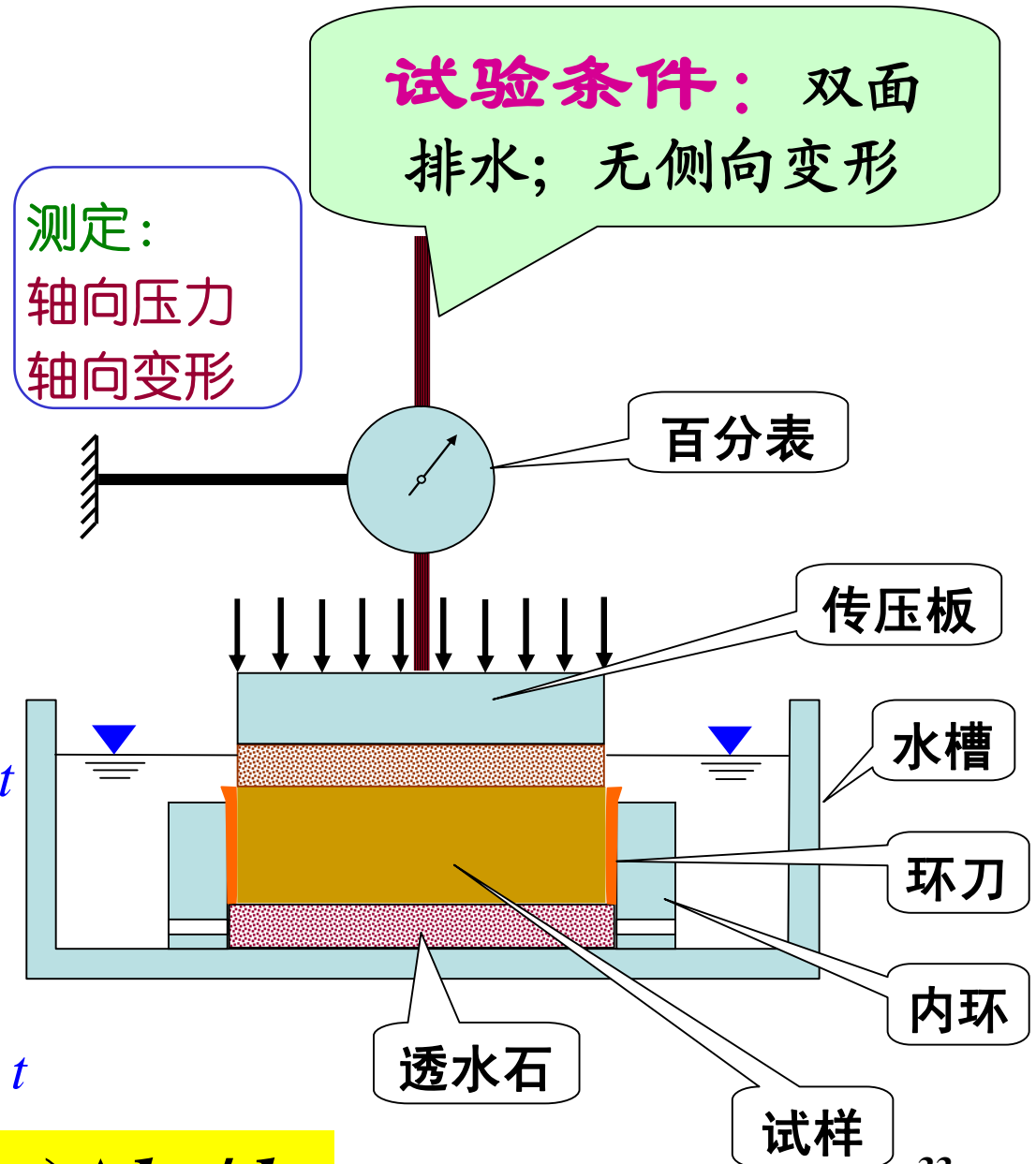
试验结果：



$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \Delta h_i / h_0$$

测定：
轴向压力
轴向变形

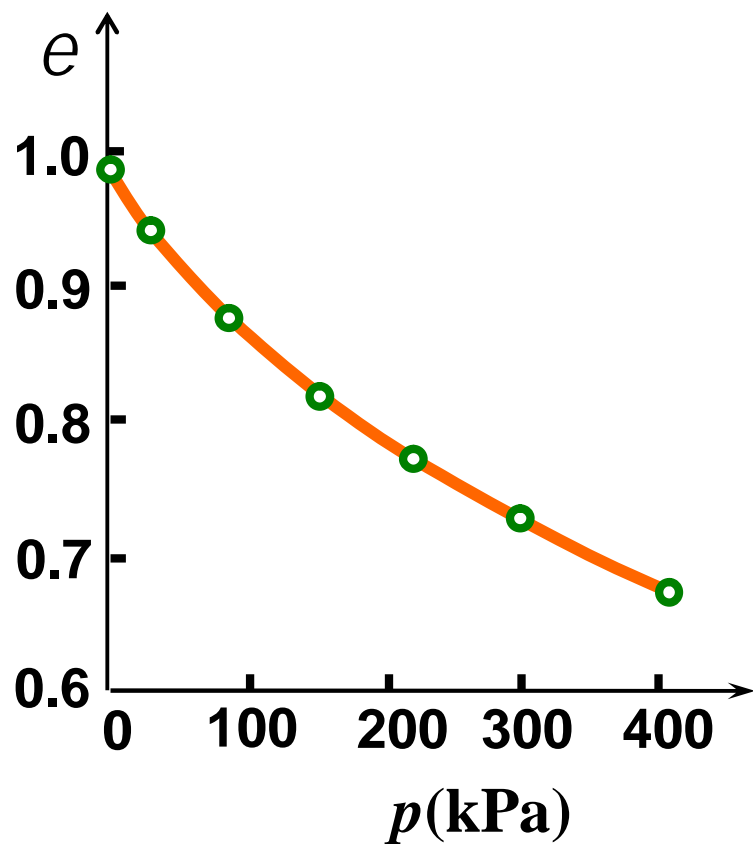
试验条件：双面
排水；无侧向变形



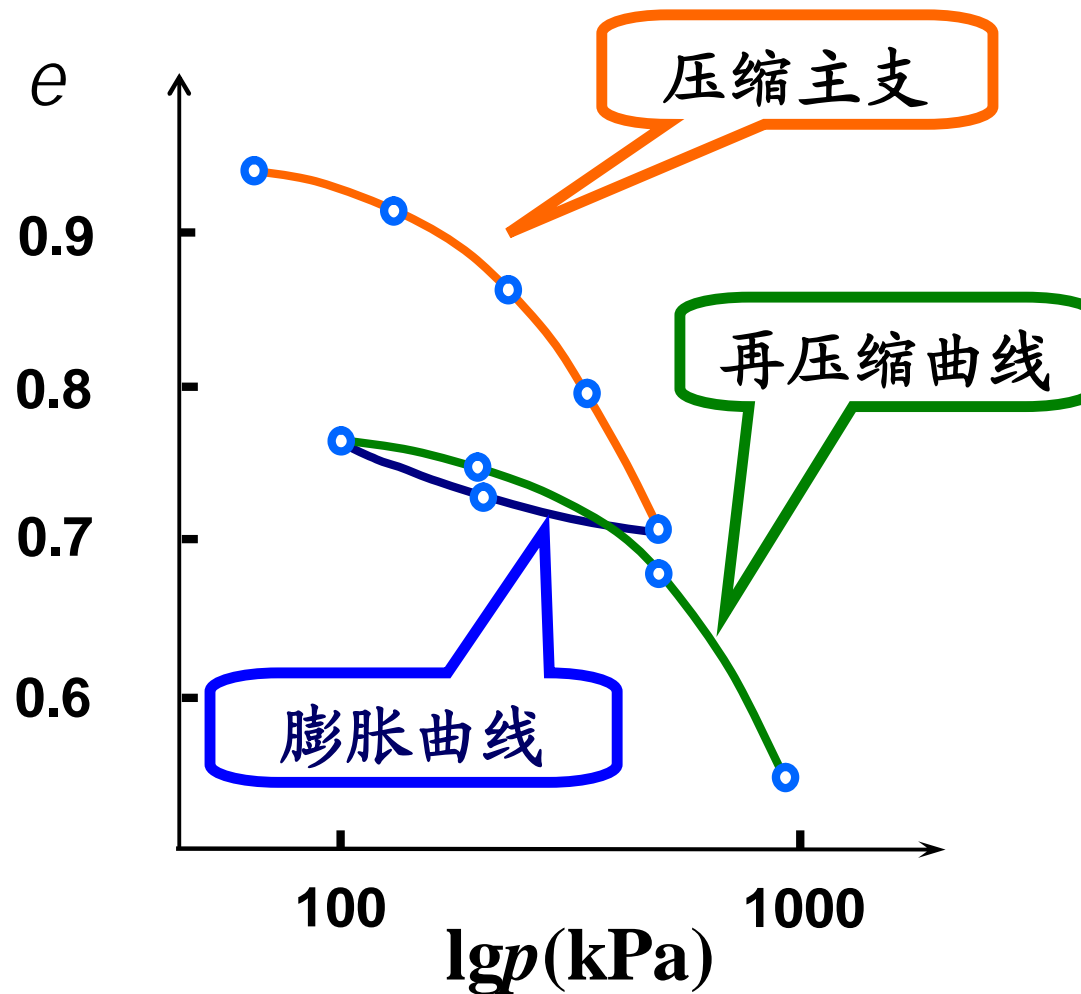
2.3 地基变形

2.3.1 土的压缩性——试验曲线

$e - p$ 曲线

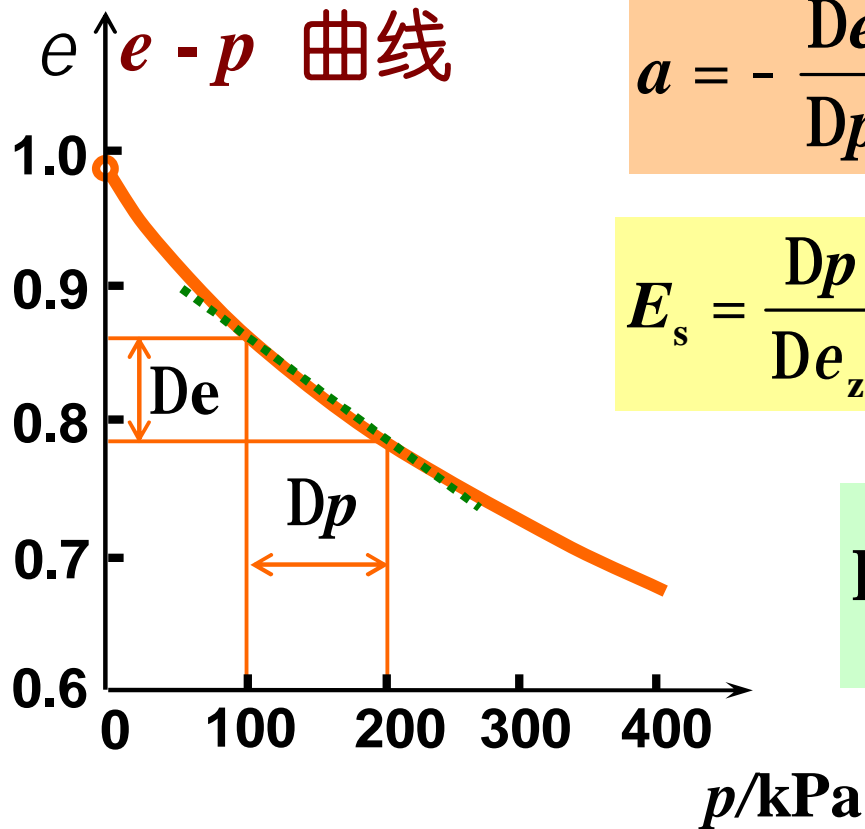


$e - \lg p$ 曲线



2.3 地基变形

2.3.1 土的压缩性——压缩性指标



$$a = - \frac{De}{Dp}$$

压缩系数, kPa^{-1} 或 MPa^{-1}

$$E_s = \frac{Dp}{De_z}$$

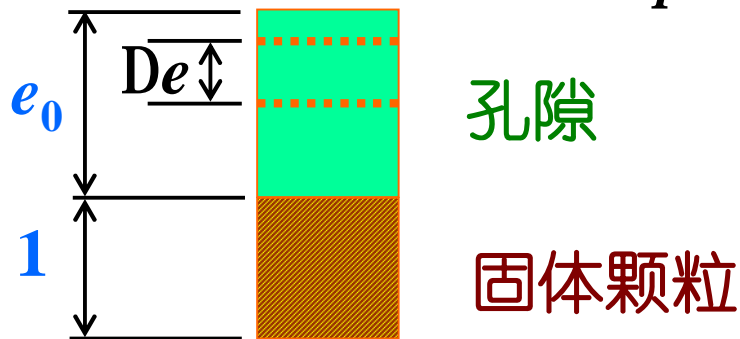
侧限压缩模量, kPa 或 MPa

$$De_z = DV = - \frac{De}{1 + e_0}$$

$$E_s = \frac{1 + e_0}{a}$$

$$E = \frac{Dp}{De_z}$$

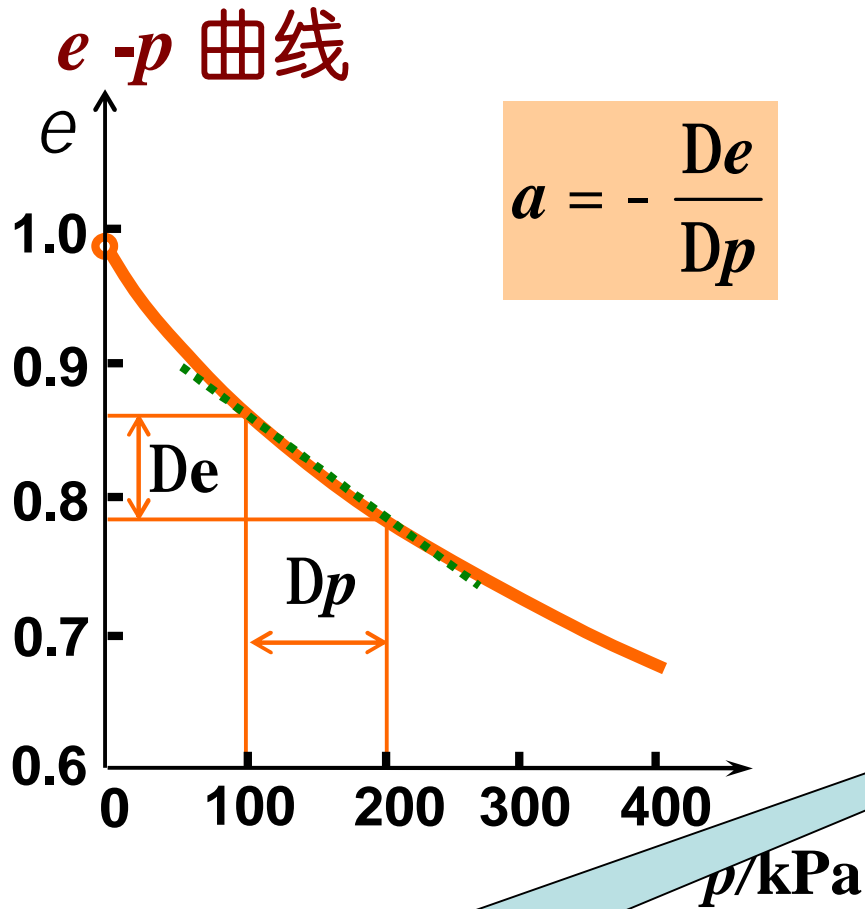
变形模量, kPa 或 MPa



无侧限条件下: 现场载荷试验确定

2.3 地基变形

2.3.1 土的压缩性——压缩性指标



a_{1-2} 常用作评价土的压缩性大小

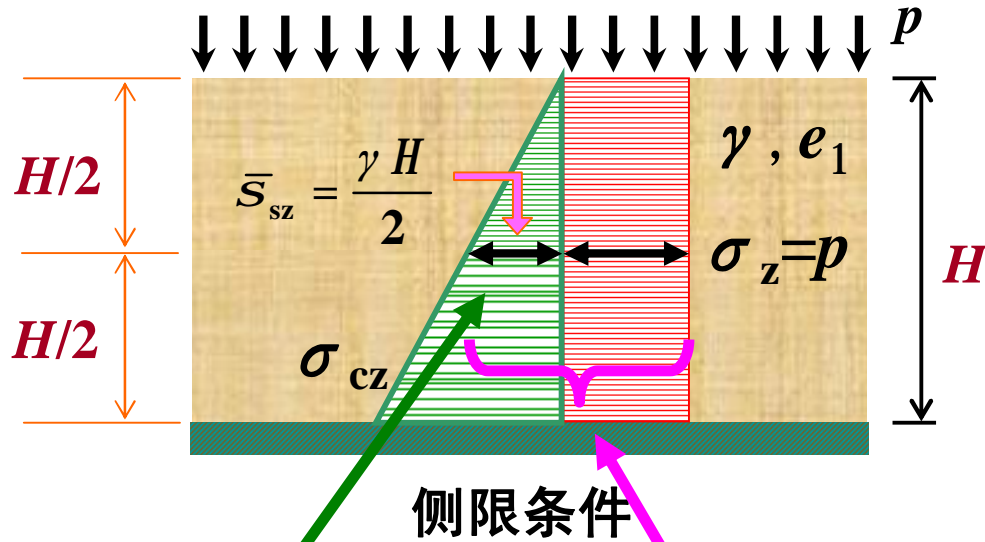
土的类别	a_{1-2} (MPa^{-1})
高压缩性土	≥ 0.5
中压缩性土	0.1-0.5
低压缩性土	< 0.1

1——0.1MPa
2——0.2MPa

2.3 地基变形

2.3.2 基础最终沉降量计算

单一土层一维压缩问题



$$S = e_z h_1 = e_v h_1 = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_1$$

$e-p$ 曲线

压缩前

$$p_1 = \bar{\sigma}_{sz}$$

e_1



压缩后

$$p_2 = \bar{\sigma}_{sz} + S_z$$

e_2

2.3 地基变形

2.3.2 基础最终沉降量计算

最终沉降计算公式

采用 $e-p$ 曲线单一土层

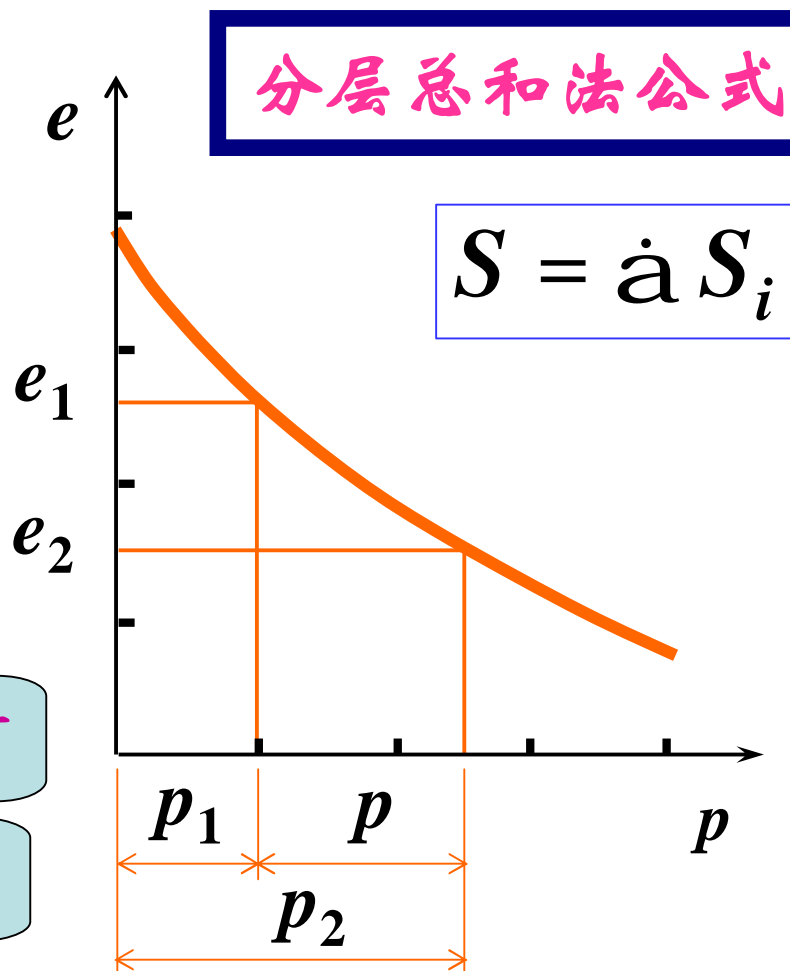
$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_1$$

$$S = \frac{a}{1 + e_1} ph_1$$

$$S = \frac{ph_1}{E_s}$$

已知 a 时

已知 E_s 时



2.3 地基变形

2.3.3 地基变形与时间的关系

一维渗流固结微分方程

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e_1)}{g_w a} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

固结系数：实验确定

$$C_v = \frac{k(1+e_1)}{a\gamma_w}$$

C_v 反映了土的固结性质：孔压消散的快慢—固结速度；

C_v 与渗透系数 k 成正比，与压缩系数 a 成反比；

(cm^2/s (书上有误224页)； m^2/year ，粘性土一般在 $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ 量级)

2.3 地基变形

2.3.3 地基变形与时间的关系

微分方程的解——孔压：

$$u_{z,t} = \frac{4p}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi z}{2H} e^{-n^2 \frac{c_v}{4H^2} T_v}$$

时间因数

$$n = 1, 3, 5, 7, \dots$$

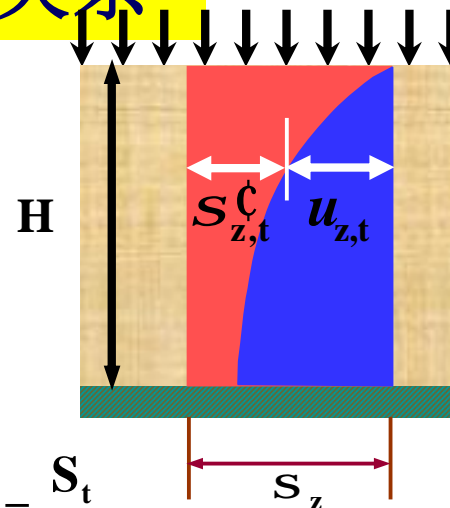
$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

H ：土层最大排水距离

2.3 地基变形

2.3.3 地基变形与时间的关系

固结度的概念与计算



$$t \text{ 时刻: } U_t = \frac{\text{有效应力分布面积}}{\text{总应力分布面积}} = \frac{\int_0^H \sigma'_{z,t} dz}{\int_0^H \sigma_z dz} = \frac{\int_0^H \frac{a \sigma'_{z,t}}{1+e_1} dz}{\frac{a \sigma_z}{1+e_1} H} = \frac{S_t}{S_\infty}$$

$$U_t = \frac{S_t}{S_\infty}$$

在时间 t 的沉降与最终沉降量之比

$$S_t = U_t S_\infty$$

§ 确定 S_t 的关键是确定 U_t

§ 确定 U_t 的核心问题是确定 $u_{z,t}$

2.4 土的抗剪强度

2.4.1 试验测定土的抗剪强度★

直剪试验，三轴试验

2.4.2 土的极限平衡条件



2.4 土的抗剪强度

2.4.1 试验测定土的抗剪强度

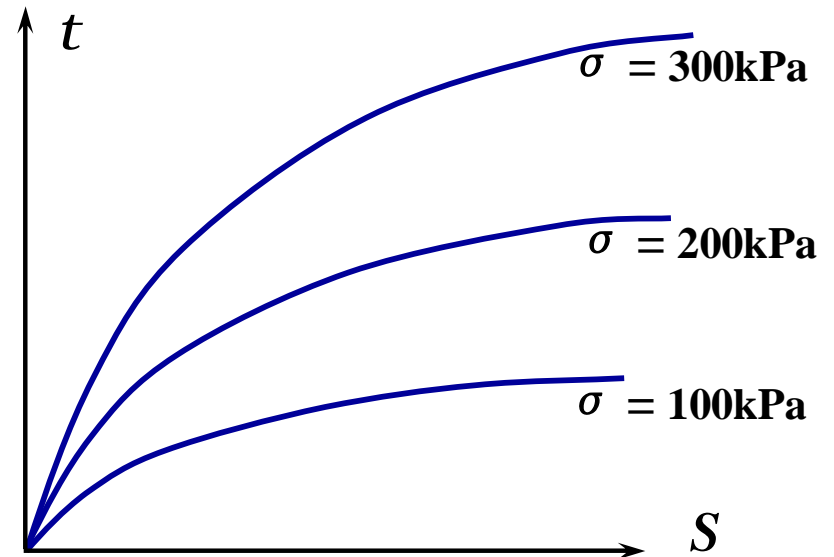
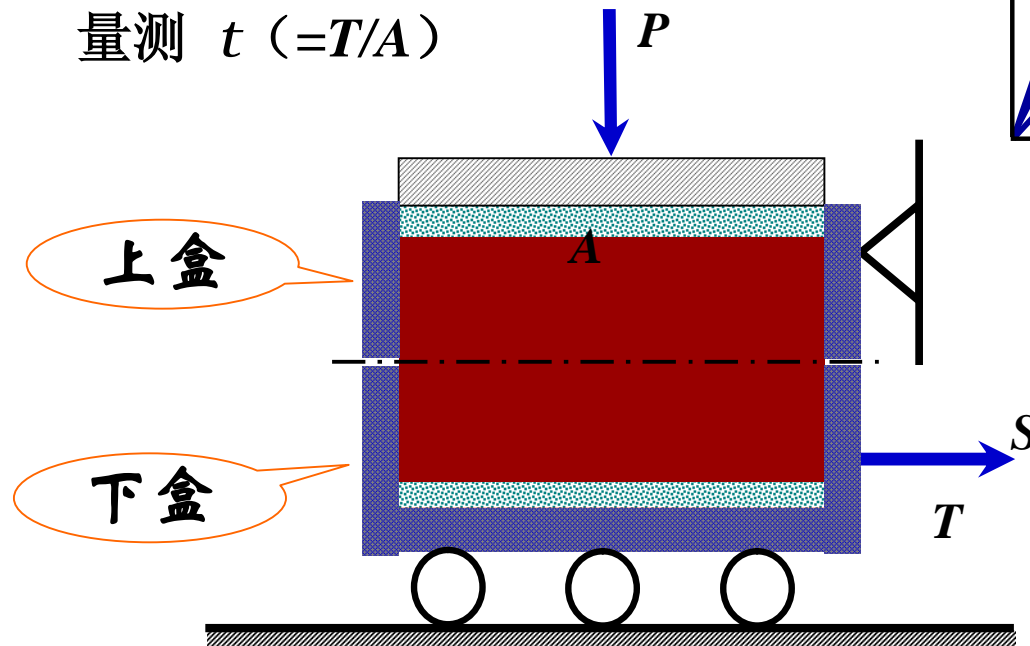
直接剪切仪

试验方法

施加竖向应力 σ ($=P/A$)

施加水平剪力 T , 产生水平位移 S

量测 t ($=T/A$)



2.4 土的抗剪强度

2.4.1 试验测定土的抗剪强度

试验结果

直剪试验

t_f :

土的抗剪强度

$\sigma \tan f$:

摩擦强度-正比于压力 s

c :

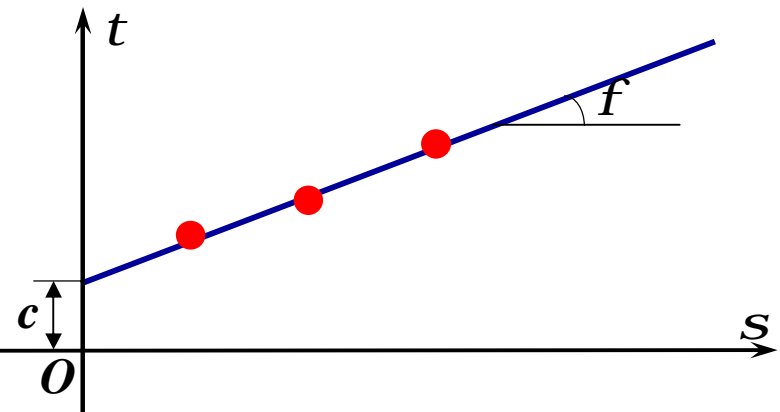
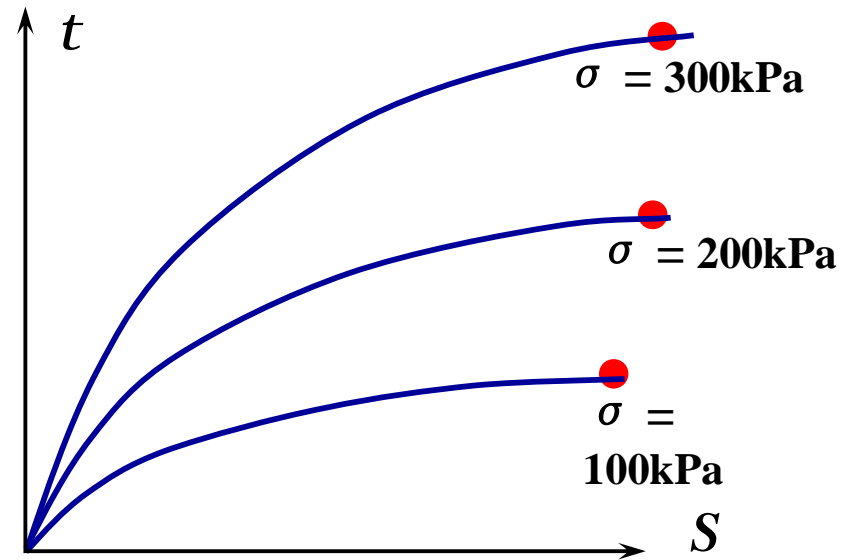
粘聚力

库仑公式

$$t_f = c + s \tan f$$

c : 粘聚力
 f : 内摩擦角

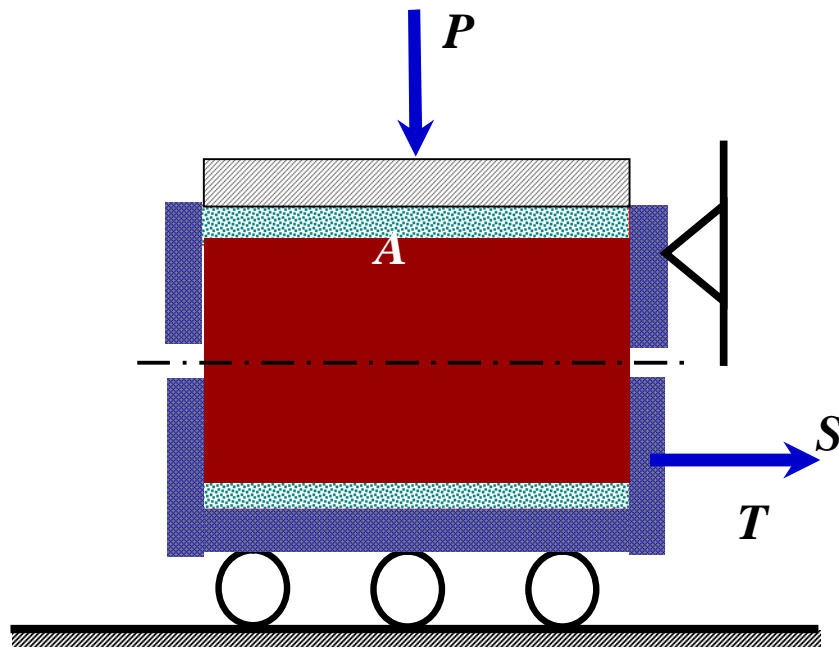
抗剪强度指标



2.4 土的抗剪强度

2.4.1 试验测定土的抗剪强度

直剪试验



通过控制剪切速率来
近似模拟排水条件

(1) 固结慢剪 (s)

c_s, j_s

施加正应力——充分固结

慢慢施加剪应力——小于0.02mm/分，
以保证无超孔压

(2) 固结快剪 (cq)

c_{cq}, j_{cq}

施加正应力——充分固结

在3-5分钟内剪切破坏

(3) 快剪 (q)

c_q, j_q

施加正应力后

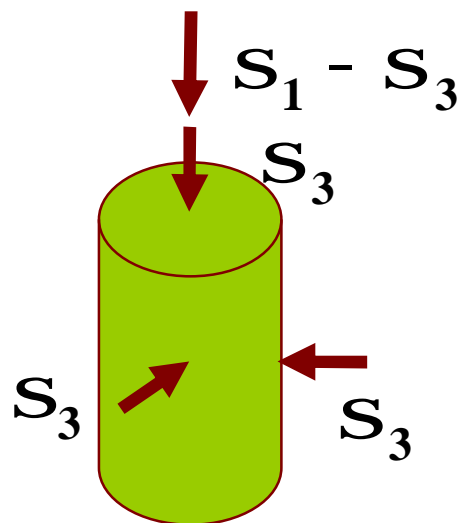
立即剪切3-5分钟内剪切破坏

只适于 $k < 10^{-6}$ cm/s的土。

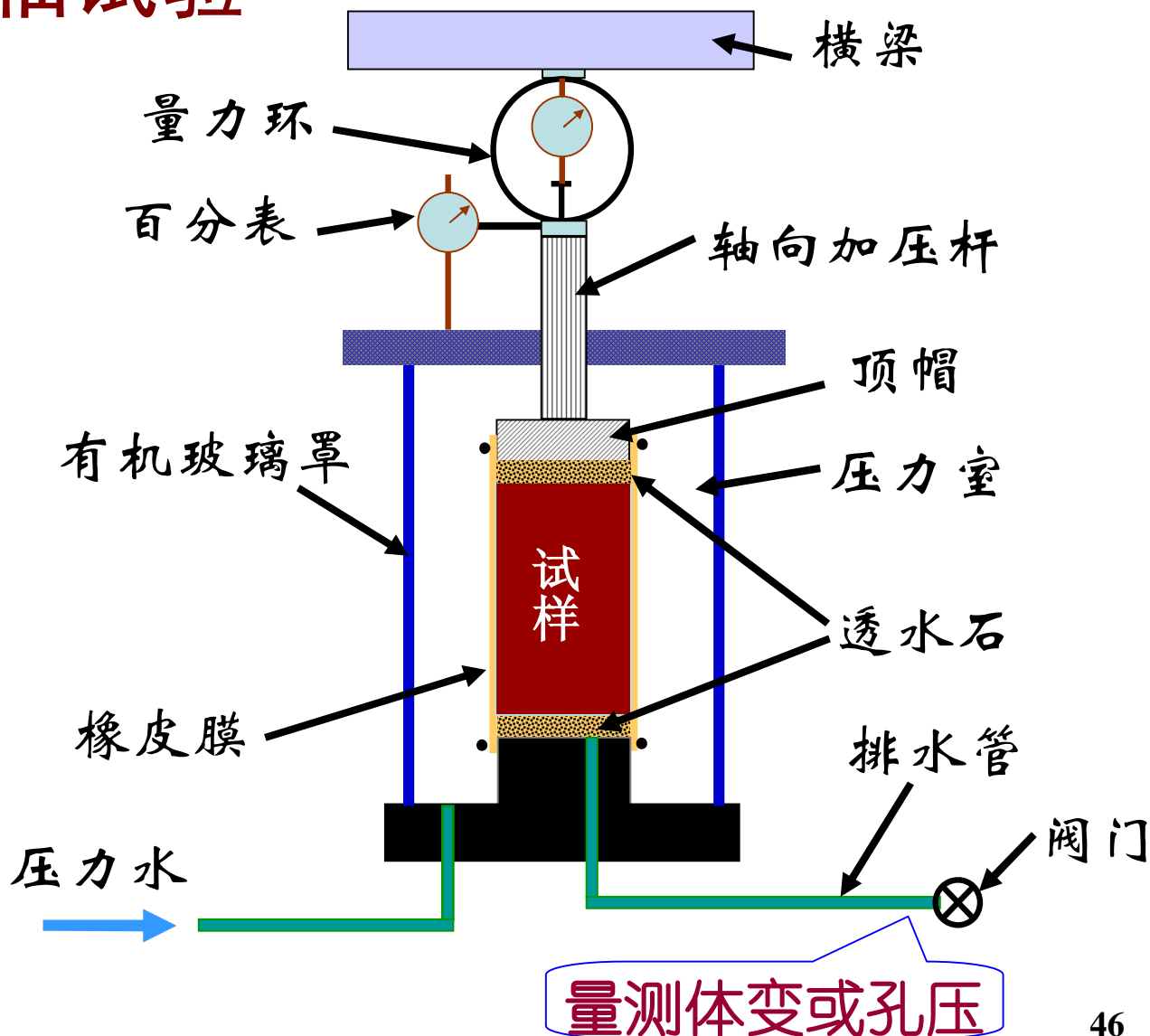
2.4 土的抗剪强度

2.4.1 试验测定土的抗剪强度

试验方法 三轴试验



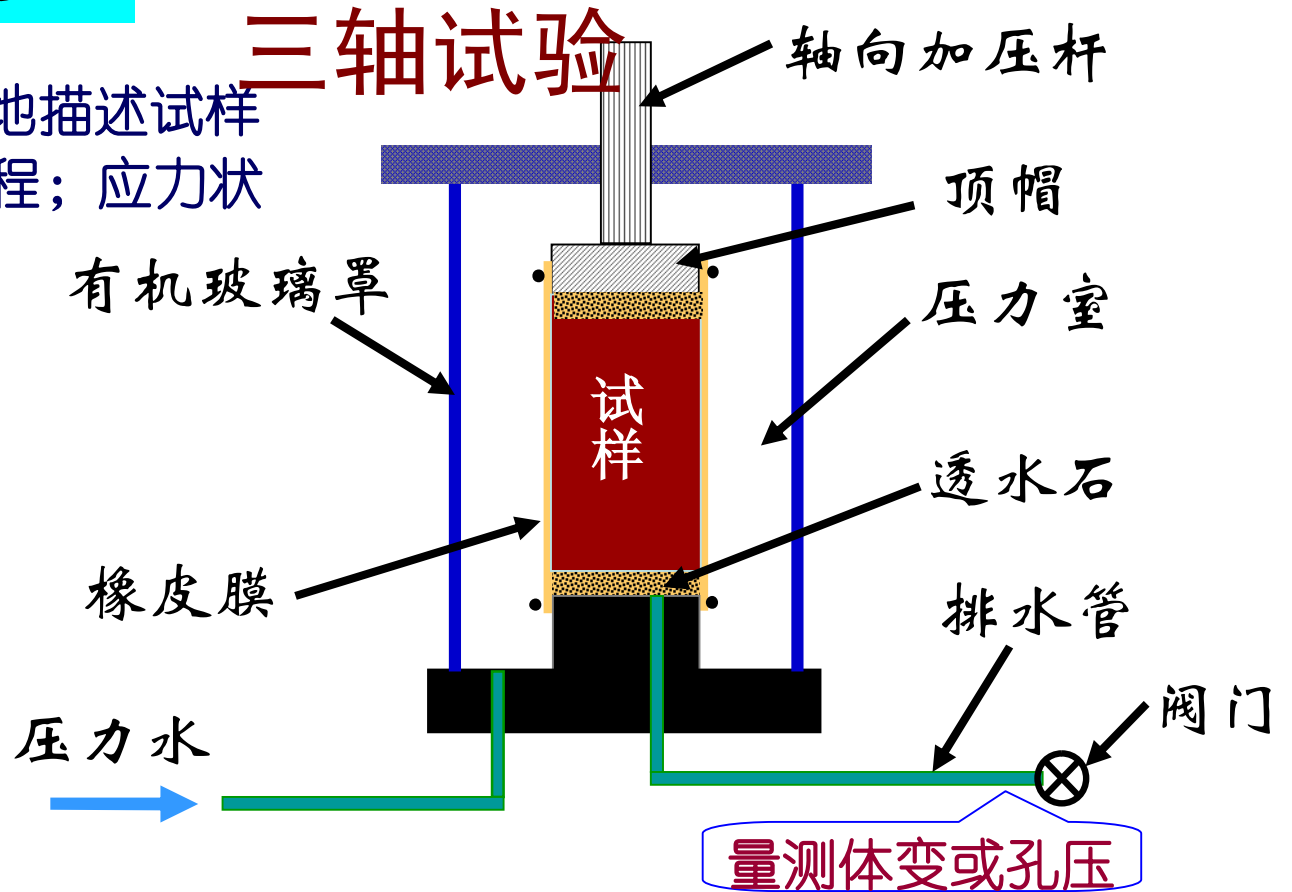
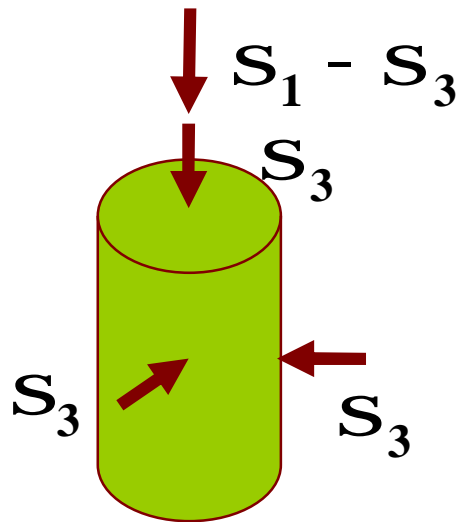
测定：
轴向应变
轴向应力
体积应变或孔压



2.4 土的抗剪强度

2.4.1 试验测定土的抗剪强度

可控制排水条件；可完整地描述试样受力、变形和破坏的全过程；应力状态明确；变形量测简单



类型	施加 σ_3 时	施加 $\sigma_1 - \sigma_3$ 时	量测
固结排水	固结	排水	体变
固结不排水	固结	不排水	孔隙水压力
不固结不排水	不固结	不排水	孔隙水压力

2.4 土的抗剪强度

2.4.1 试验测定土的抗剪强度

试验类型

三轴试验

√ 固结排水剪切试验 (CD试验)

c_d, j_d

- 1 打开排水阀门，施加围压 s_3 后充分固结，超孔隙水压力完全消散；
- 2 打开排水阀门，慢慢施加轴向应力差 $s_1 - s_3$ 以便充分排水，避免产生超静孔压

√ 固结不排水剪切试验 (CU试验)

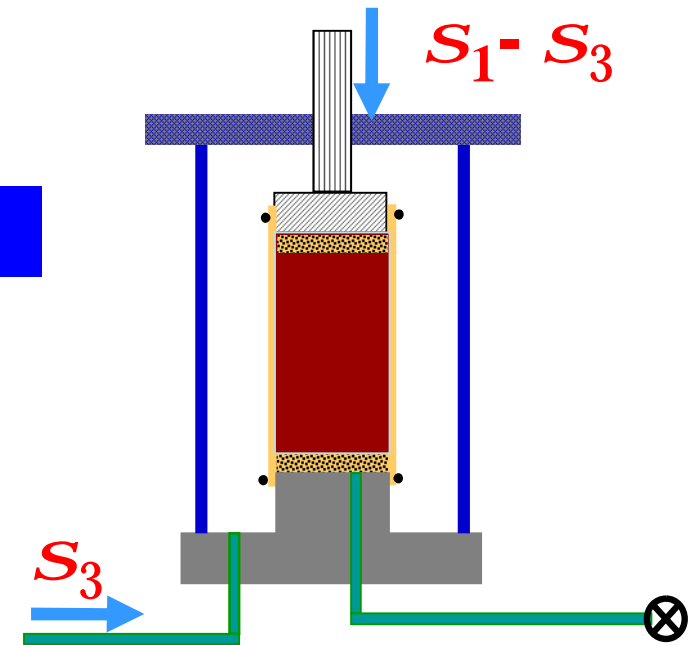
c_{cu}, j_{cu}

- 1 打开排水阀门，施加围压 s_3 后充分固结，超静孔隙水压力完全消散；
- 2 关闭排水阀门，很快剪切破坏，在施加轴向应力差 $s_1 - s_3$ 过程中不排水

√ 不固结不排水剪切试验 (UU试验)

c_u, j_u

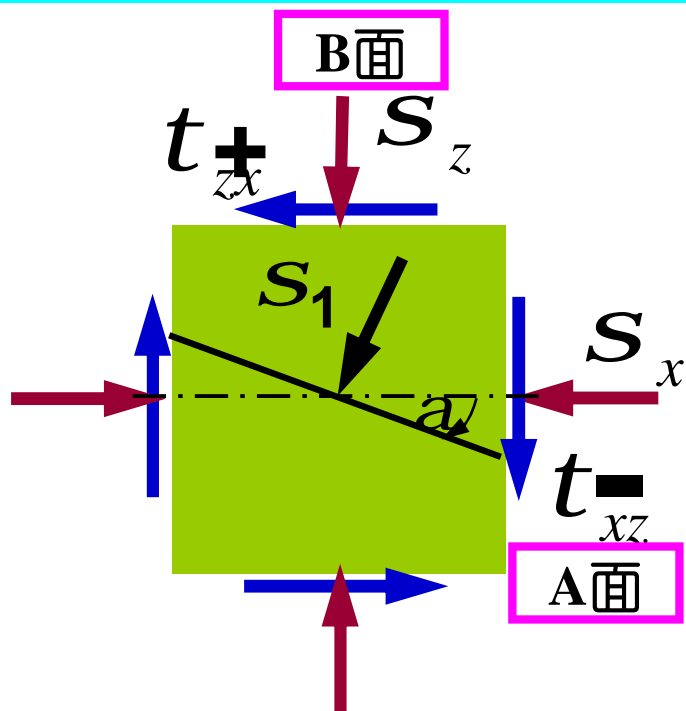
- 1 关闭排水阀门，围压 s_3 下不固结；
- 2 关闭排水阀门，很快剪切破坏，在施加轴向应力差 $s_1 - s_3$ 过程中不排水。



2.4 土的抗剪强度

2.4.2 土的极限平衡条件

应力圆表示一点的应力状态



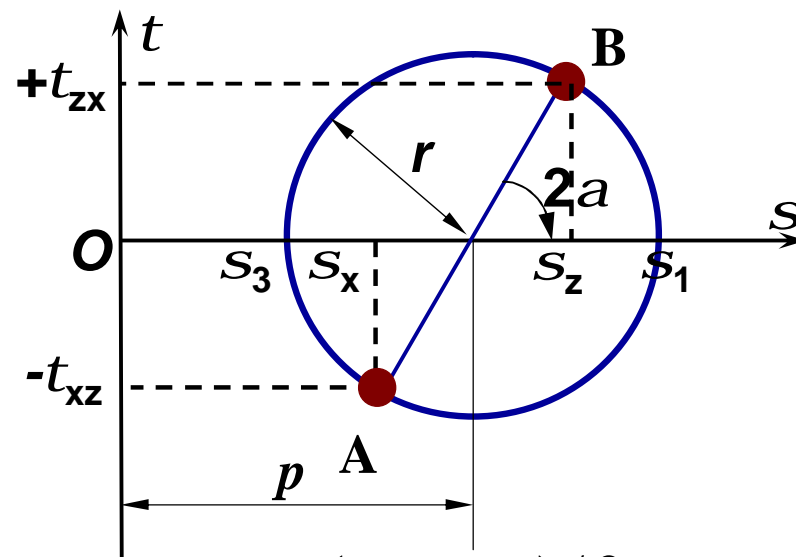
大主应力: $S_1 = p + r$

σ_z 按顺时针方向旋转 α

小主应力: $S_3 = p - r$

σ_x 按顺时针方向旋转 α

$$p = (S_1 + S_3) / 2$$



圆心: $p = (S_x + S_z) / 2$

半径: $r = \sqrt{[(S_x - S_z) / 2]^2 + t_{xz}^2}$

莫尔圆: 代表一个土单元的应力状态;
圆上一点: 代表一个面上的两个应力 s 与 t

$$q = (S_1 - S_3) / 2 = r$$

2.4 土的抗剪强度

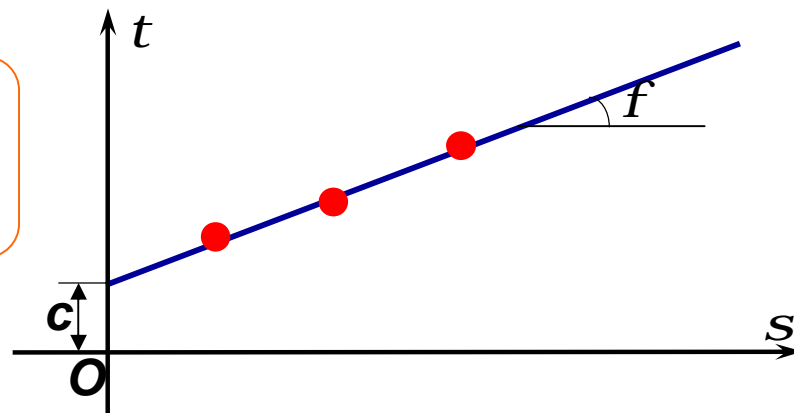
2.4.2 土的极限平衡条件

库仑公式

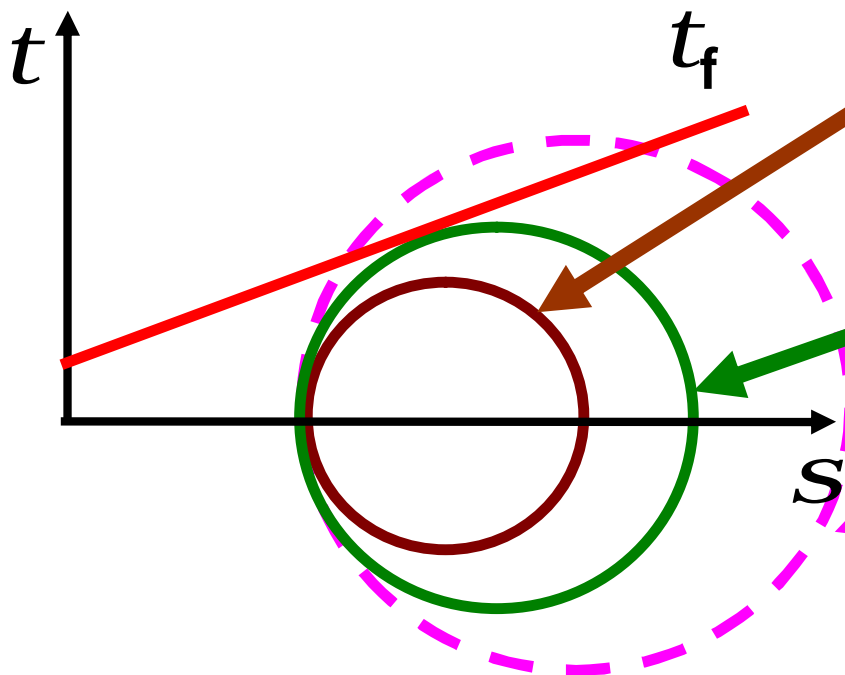
$$t_f = c + s \tan f$$

c : 粘聚力
 f : 内摩擦角

抗剪强度指标



极限平衡应力状态



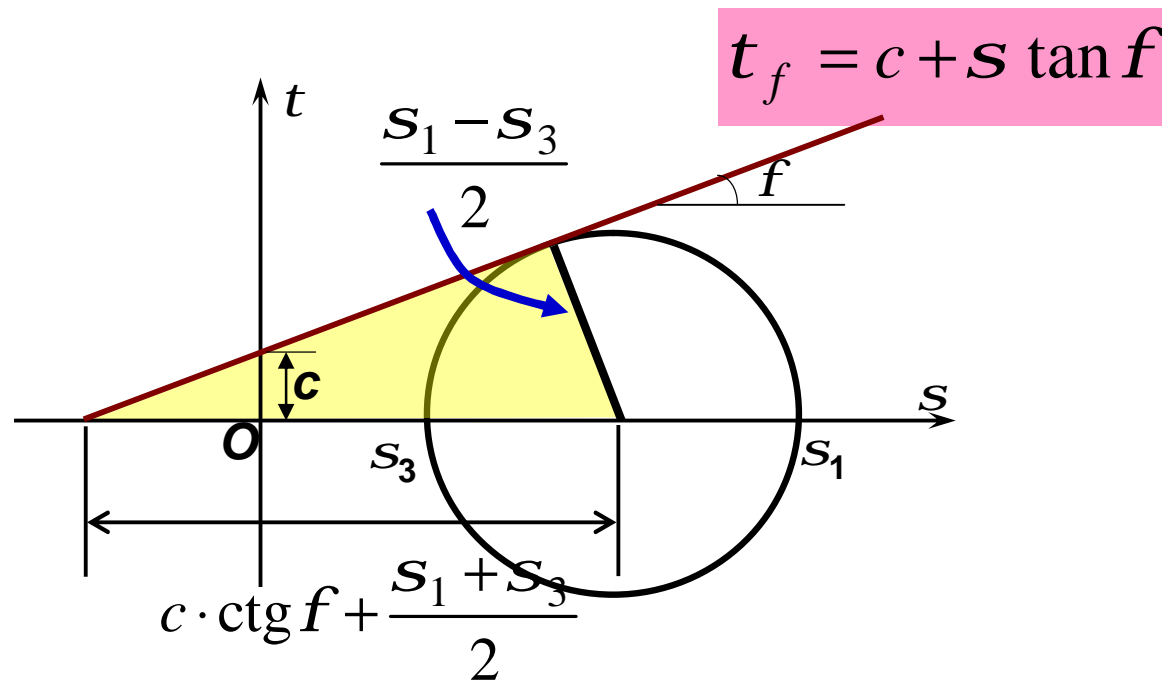
- 强度包线以内：任何一个面上的一对应力 s 与 t 都没有达到破坏包线，不破坏；
- 与破坏包线相切：该面上的应力达到破坏状态——极限平衡；
- 与破坏包线相交：有一些平面上的应力超过强度；不可能发生。

2.4 土的抗剪强度

2.4.2 土的极限平衡条件

莫尔-库仑强度理论表达式—极限平衡条件

$$\sin f = \frac{\frac{S_1 - S_3}{2}}{\frac{S_1 + S_3}{2} + c \cdot \operatorname{ctg} f} = \frac{S_1 - S_3}{S_1 + S_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} f}$$



2.5 特殊性土

2.5.1 软土★

2.5.2 黄土

2.5.3 膨胀土

2.5.4 红粘土

2.5.5 盐渍土

2.5.6 冻土

2.5.7 填土★

2.5.8 可液化土



2.5 特殊性土

2.5.1 软土

在静水或缓慢流水环境中沉积，以细颗粒为主的近代粘性沉积土。常含有机质。

特点： 孔隙比大， $e \geq 1.0$

含水量大， $w > w_L$

类型：

淤泥： $w > w_L$ ， $e > 1.5$

淤泥质土： $w > w_L$ ， $1.5 > e \geq 1.0$



2.5 特殊性土

2.5.1 软土

工程特性:

- 1) 抗剪强度低
- 2) 压缩性高
- 3) 透水性差
- 4) 高灵敏度
- 5) 流变性



2.5 特殊性土

2.5.2 黄土

一种在第四纪时期形成的黄色粉状土，在干旱或半干旱气候条件下形成。有的遇水产生显著的湿陷变形，称湿陷性黄土。

类型：非湿陷性

湿陷性：自重湿陷性

非自重湿陷性：自重应力受

水不湿陷，自重和附加应力共同作用下受水湿陷。



湿陷性黄土特征:

- 1) 呈黄色, 褐黄色、灰黄色;
- 2) 以粉粒为主 (0.005-0.075mm)
- 3) 孔隙比在1.0左右或更大;
- 4) 含较多可溶盐类;
- 5) 竖直节理发育, 能保持直立的天然边坡;
- 6) 具有大孔隙 (大孔土)。



2.5 特殊性土

2.5.3 膨胀土

土中粘粒成分主要由亲水性矿物组成，同时具有从显著的吸水膨胀软化和失水收缩开裂两种变形特征的粘性土

危害：往复变形非常显著，膨胀土地基上的建筑物随季节变化不断出现不均匀的抬升和下沉，使建筑物破坏。

——处于坚硬或硬塑状，强度高、压缩性低，极易误认为良好地基。

——裂隙发育是膨胀土的一个重要特征；在旱季常出现地裂，长达数十米至百米，深数米，雨季闭合。



2.5 特殊性土

2.5.4 红粘土

石灰岩、白云岩等碳酸盐类岩石，在亚热带红土化作用形成的高塑性粘土，其液限大于等于50%，具有表面收缩、上硬下软、裂隙发育的特征。

——天然含水率、孔隙比、饱和度、液性指数、塑性指数都很高（5高）。

——各种指标变化幅度很大，具有分散性。

问题： 上硬下软，尽量浅埋；注意不均匀沉降。



2.5 特殊性土

2.5.5 盐渍土

地表深度1m范围内已溶盐含量大于0.5%的土——盐渍土。

类型：氯化盐、硫酸盐、碳酸盐。——呈现不同特点。

特点：液限和塑限随含盐量的增大而降低；含水率等于液限时，抗剪强度几乎为零。

注意：高含盐量的盐渍土，含水率增大极易丧失其强度。



2.5 特殊性土

2.5.6 冻土

地层温度降低至零度以下，土中部分孔隙水冻结而形成冻土。

类型：季节性冻土、多年冻土。

原因：水冻结体积膨胀9%；结合水在冻结过程中的迁移和积聚是主要原因。

危害：冻胀和融沉都是非均匀的，建筑物产生不均匀沉降，引起倾斜、开裂。



2.5 特殊性土

2.5.7 填土

人工填土是人类活动而形成的堆积物，成份杂、均匀性差，按成份分类：

素填土：碎石、砂、粘性土、粉土组成，成分单一，加密处理后良好地基。

杂填土：建筑垃圾、工业废料、生活垃圾杂物组成，无规律，一般需经人工处理。

冲填土：水力冲填泥沙形成，工程性质与颗粒组成密切相关。



2.5 特殊性土

2.5.8 可液化土

天然形成的砂土可能处于饱和、松散或稍密状态，在振动荷载作用下，可能发生液化，这类土称为液化土。

原因：松砂受振后趋于密实，但瞬时振动土体来不及排水，导致土中孔隙水压力骤然上升，若等于外荷，有效应力为零，抗剪强度为零，土颗粒悬浮在水中，呈现液体特征。



2.5 特殊性土

2.5.8 可液化土

现象：地表喷砂冒水，建筑物沉陷或上浮。

危害：地基承载力丧失，建筑物整体下沉，失稳破坏，轻型建筑物上浮。

影响因素：土类，密实状态，
荷载条件，排水条件。

措施：改良土质，增加密实度，地基处理。



2.6 土压力

2.6.1 土压力产生的条件和类型

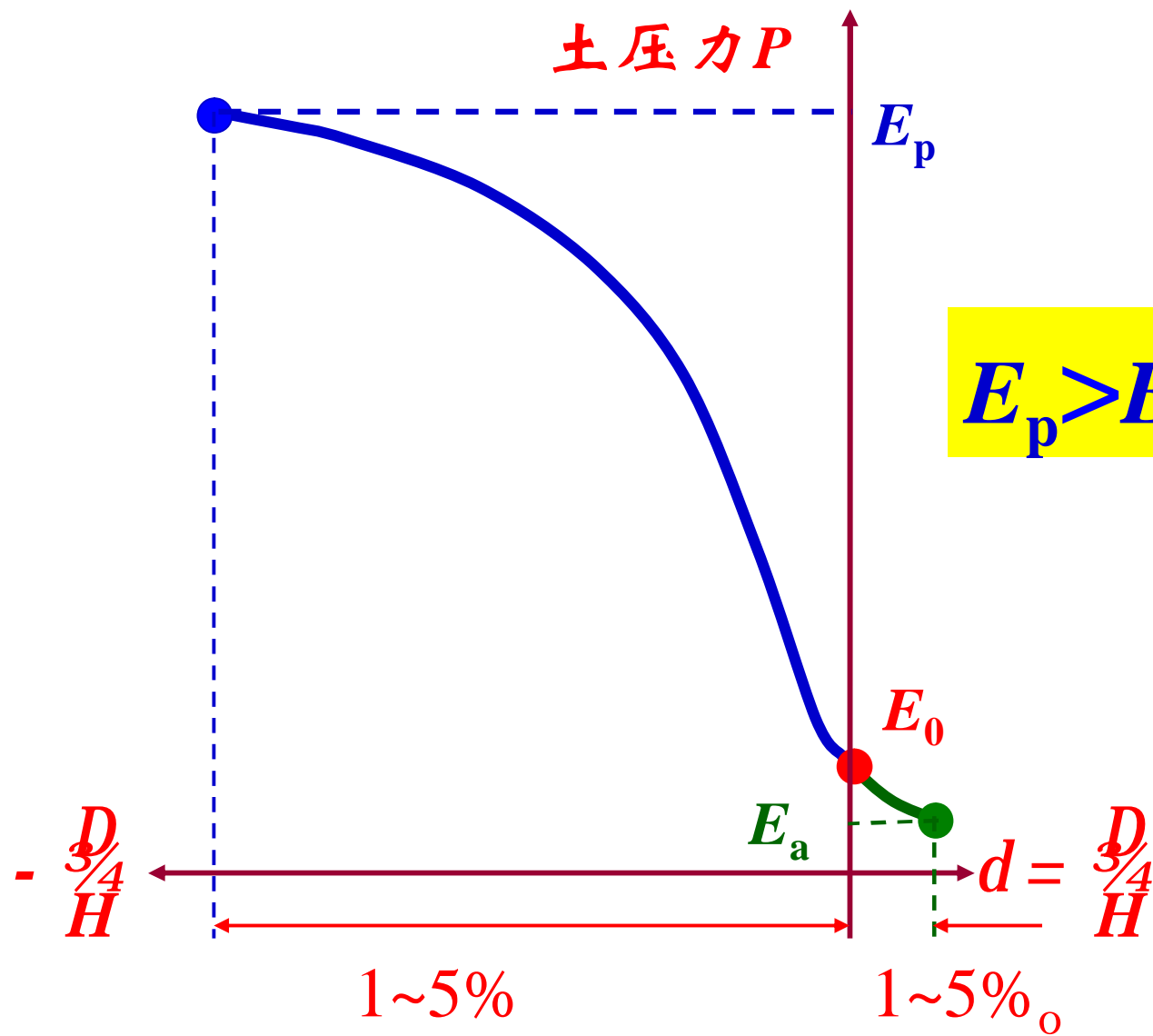
2.6.2 朗肯土压力理论

2.6.3 库仑土压力理论



2.6 土压力

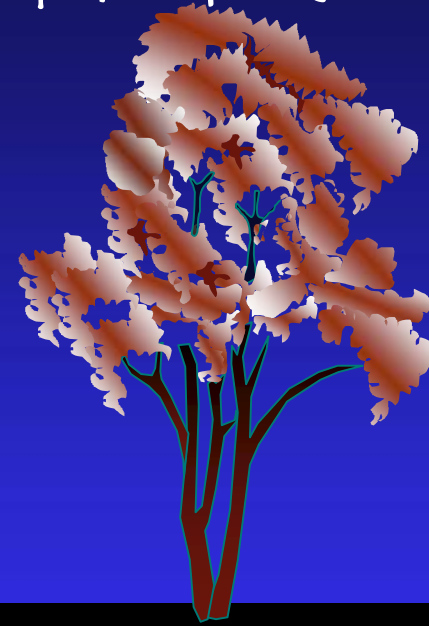
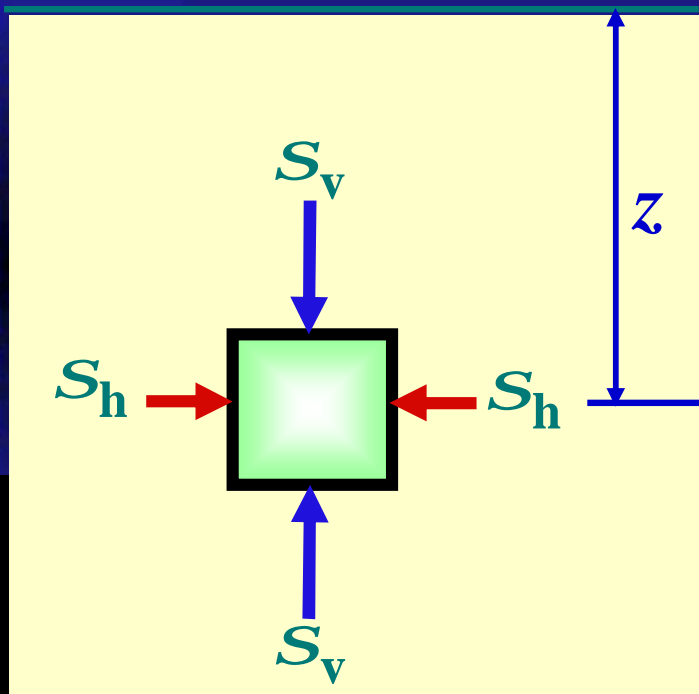
2.6.1 土压力产生的条件和类型



2.6 土压力

静止土压力计算

可按土体处于侧限条件下的弹性平衡状态进行计算。



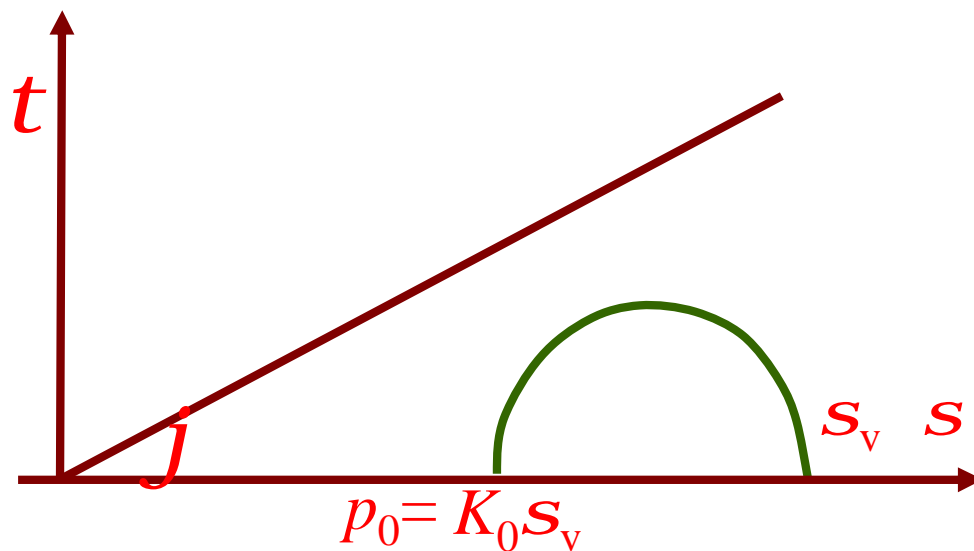
z 对于侧限应力状态：

$$p_0 = S_h = K_0 S_v$$

$$K_0 \approx 1 - \sin j'$$

2.6 土压力

静止土压力计算

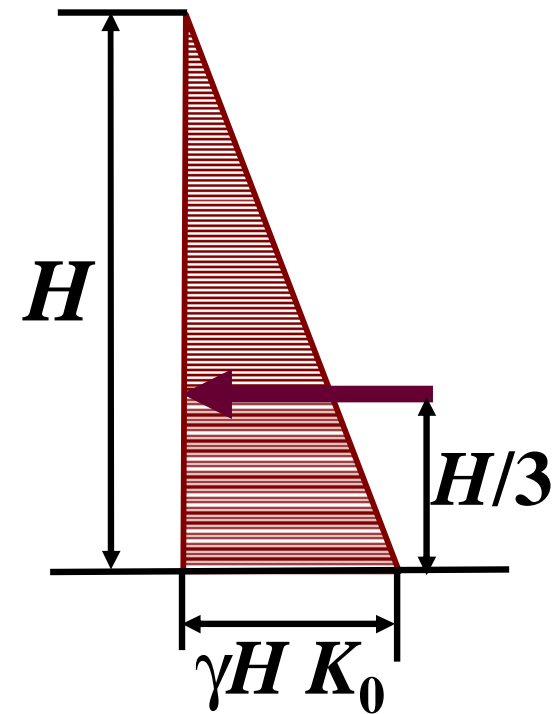


$$p_0 = s_h = K_0 g z \quad (\text{kN/m}^2, \text{kPa})$$

静止土压力直线分布

$$\text{合力: } E_0 = 1/2 K_0 g H^2 \quad (\text{kN/m})$$

作用点: 底部以上 $1/3H$ 处

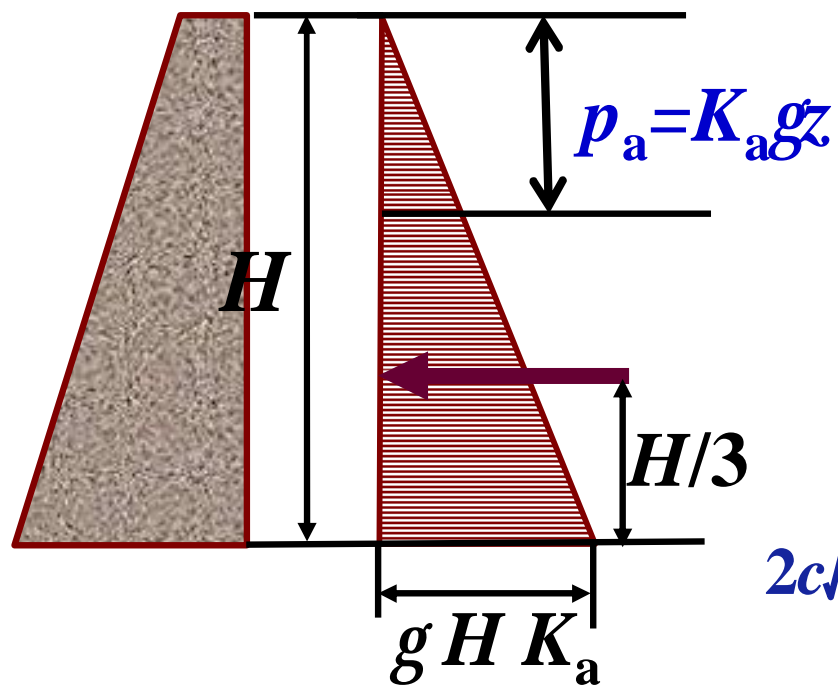


2.6 土压力

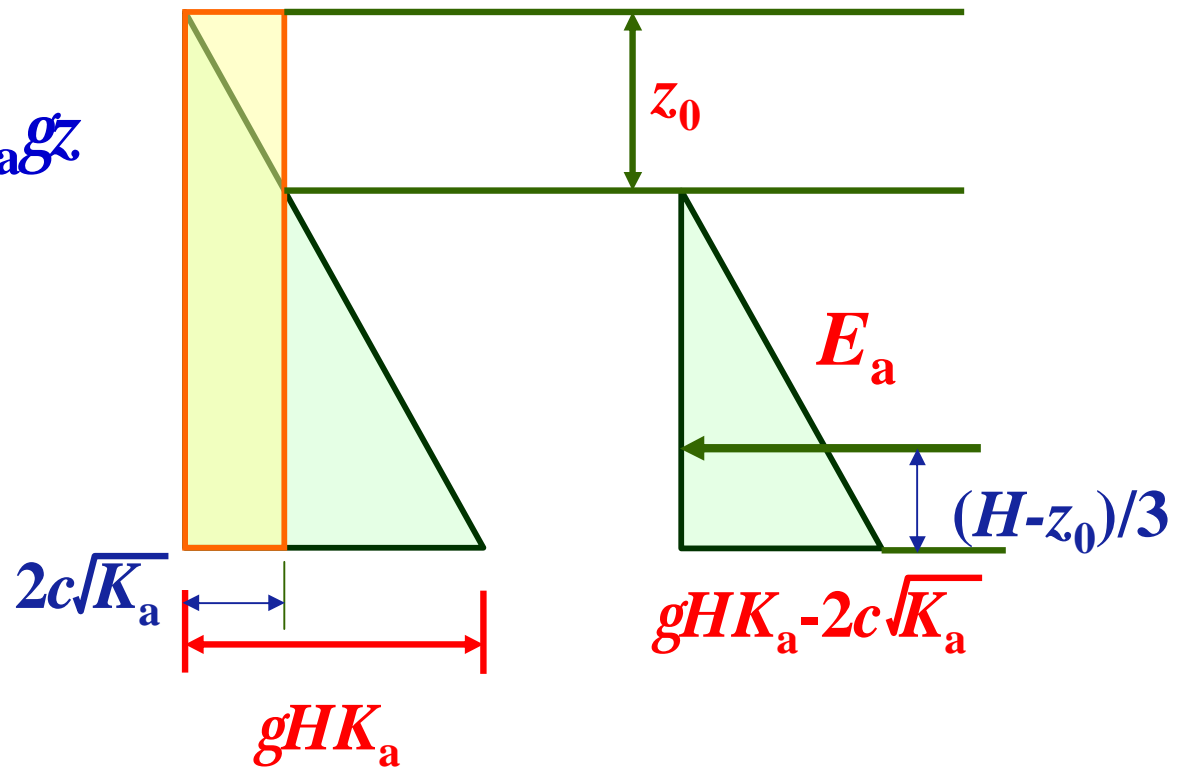
2.6.2 朗肯土压力理论

主动土压力

填土为砂土



填土为粘性土

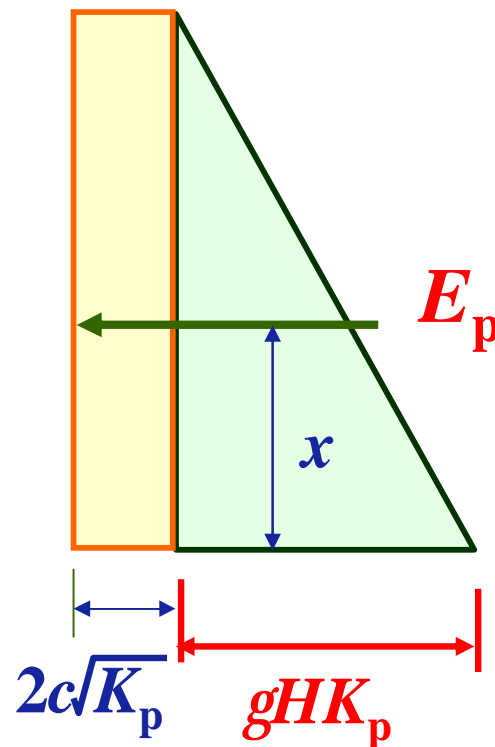
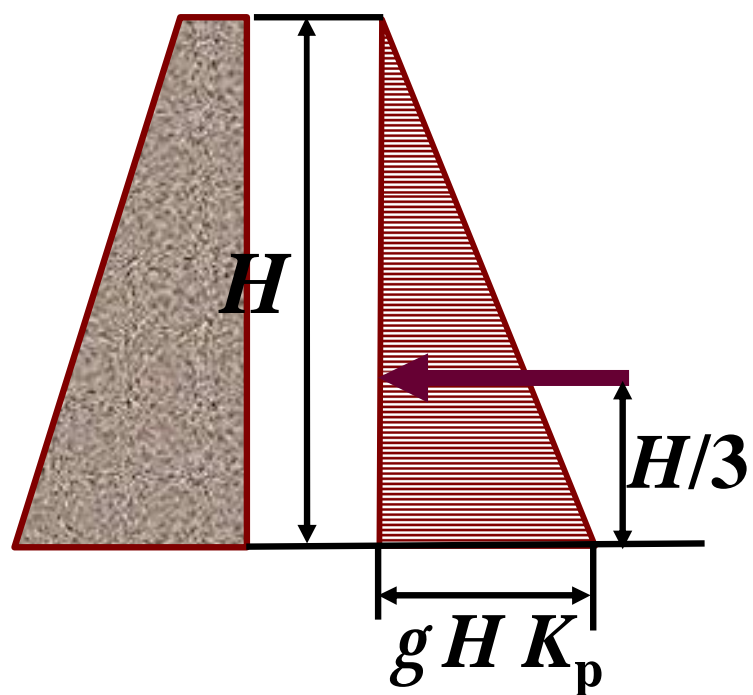


2.6 土压力

2.6.2 朗肯土压力理论

被动土压力

填土为砂土



2.6 土压力

2.6.2 朗肯土压力理论

被动土压力

填土为砂土

砂土:

$$p_p = S_h = K_p g z \quad (\text{kN/m}^2, \text{kPa})$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + j/2)$$

直线分布

总被动土压力: $E_p = 1/2 K_p g H^2$ (kN/m)

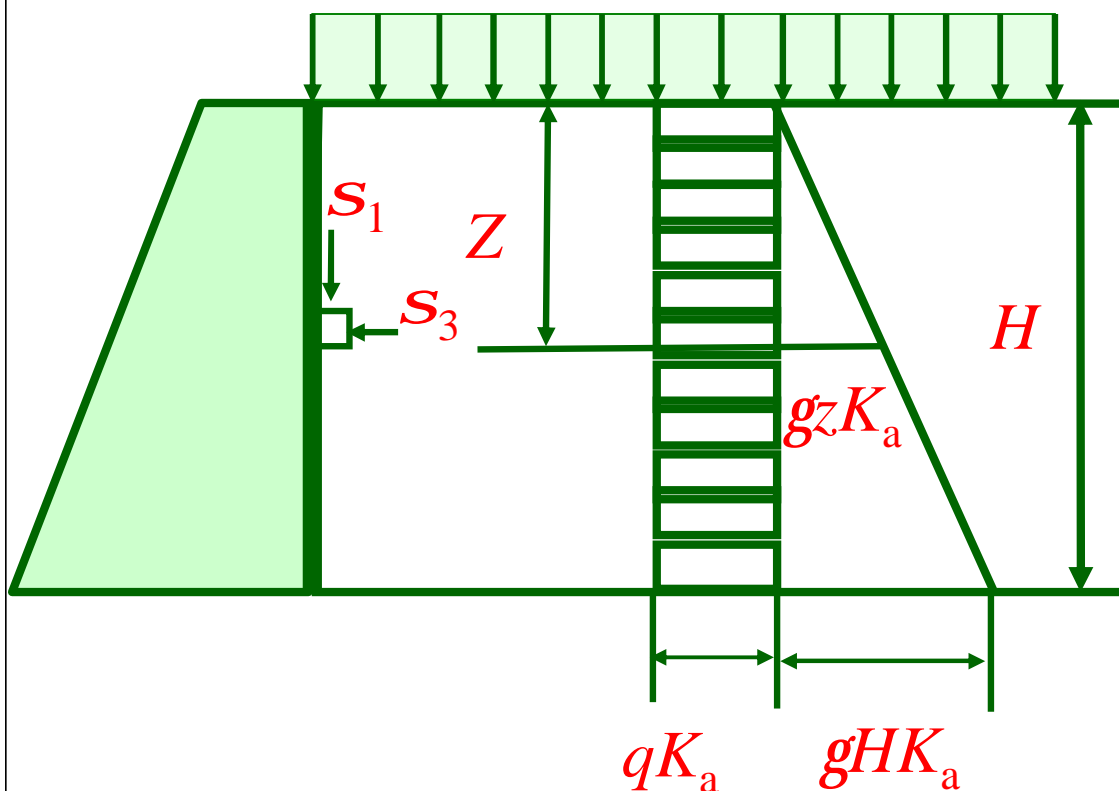
作用点: 底部以上 $1/3H$ 处

2.6 土压力

2.6.2 朗肯土压力理论

几种工程中常见的主动土压力计算

填土上有均布荷载 q



朗肯土压力理论

砂土:

$$S_1 = gz + q$$

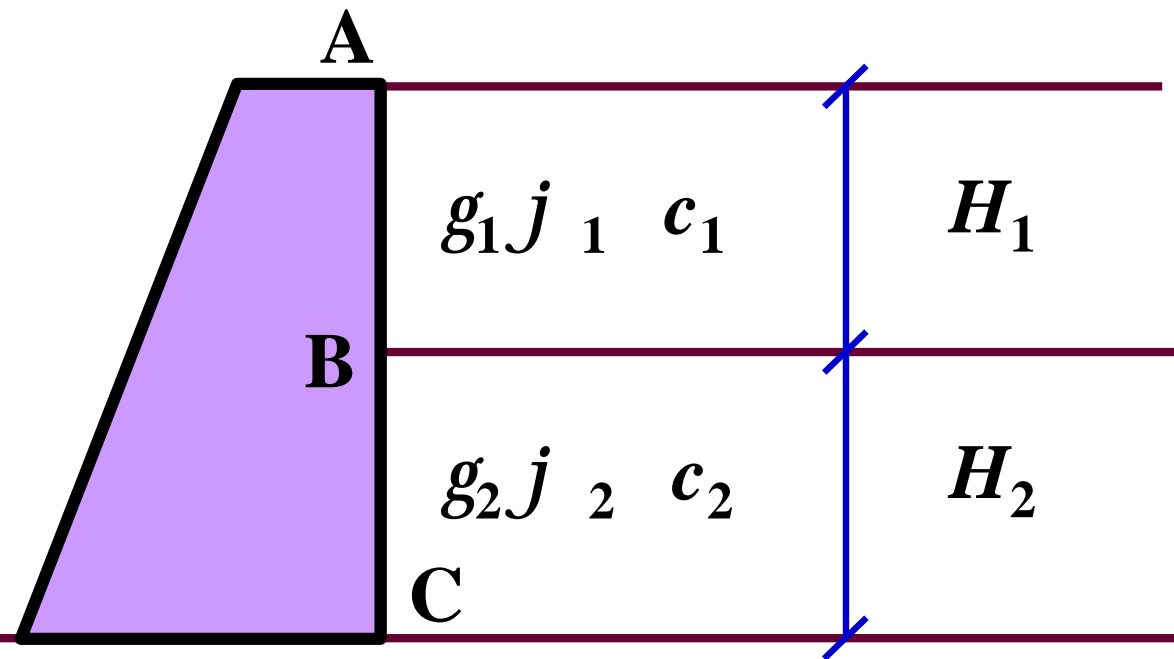
$$p_a = S_3 = qK_a + gzK_a$$

2.6 土压力

2.6.2 朗肯土压力理论

几种工程中常见的主动土压力计算

成层填土



1 在B点 S_v 相同

2 在B点 p_a 有突变

$$p_{aB上} = g_1 z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{j_1}{2} \right) - 2c_1 \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{j_1}{2} \right)$$

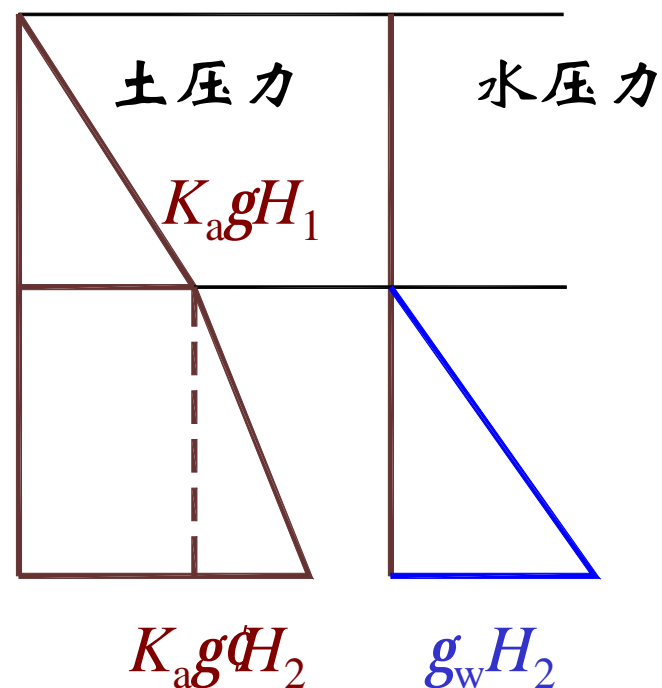
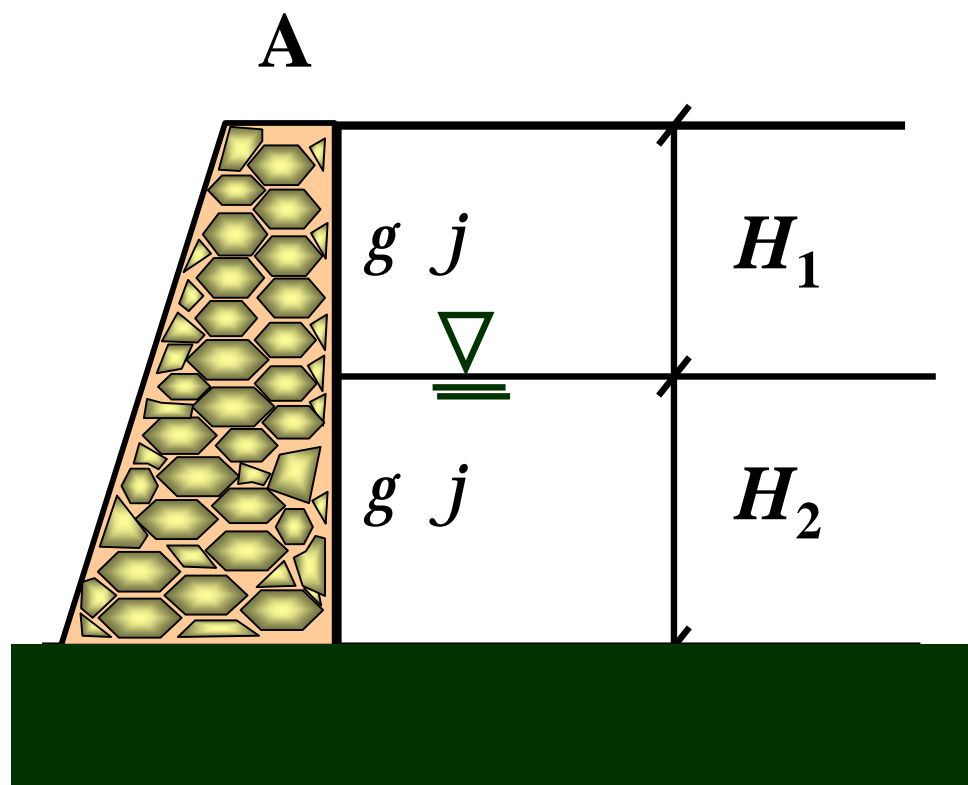
$$p_{aB下} = g_1 z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{j_2}{2} \right) - 2c_2 \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{j_2}{2} \right)$$

2.6 土压力

2.6.2 朗肯土压力理论

几种工程中常见的主动土压力计算

填土中有地下水



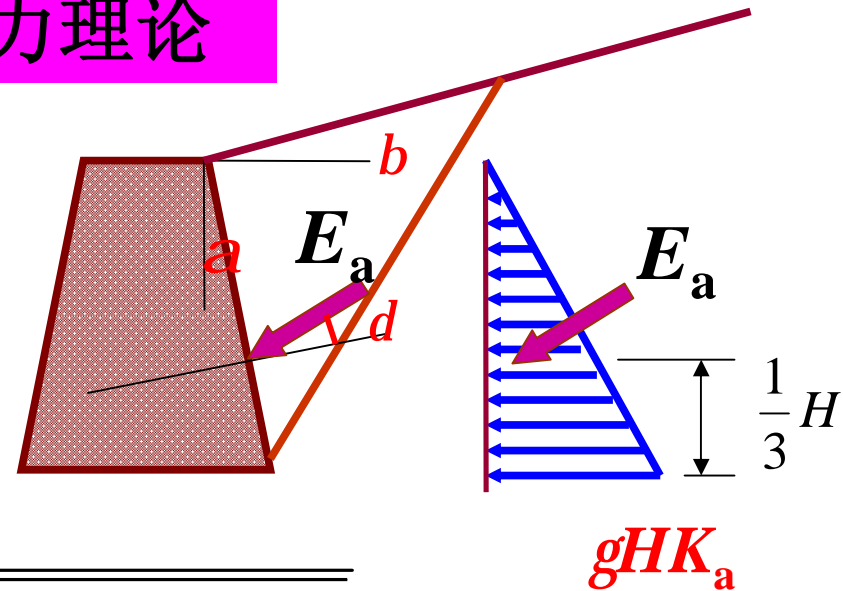
2.6 土压力

2.6.3 库仑土压力理论

主动土压力合力

$$E_a = \frac{1}{2} gH^2 K_a$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$



— 库仑主动土压力系数

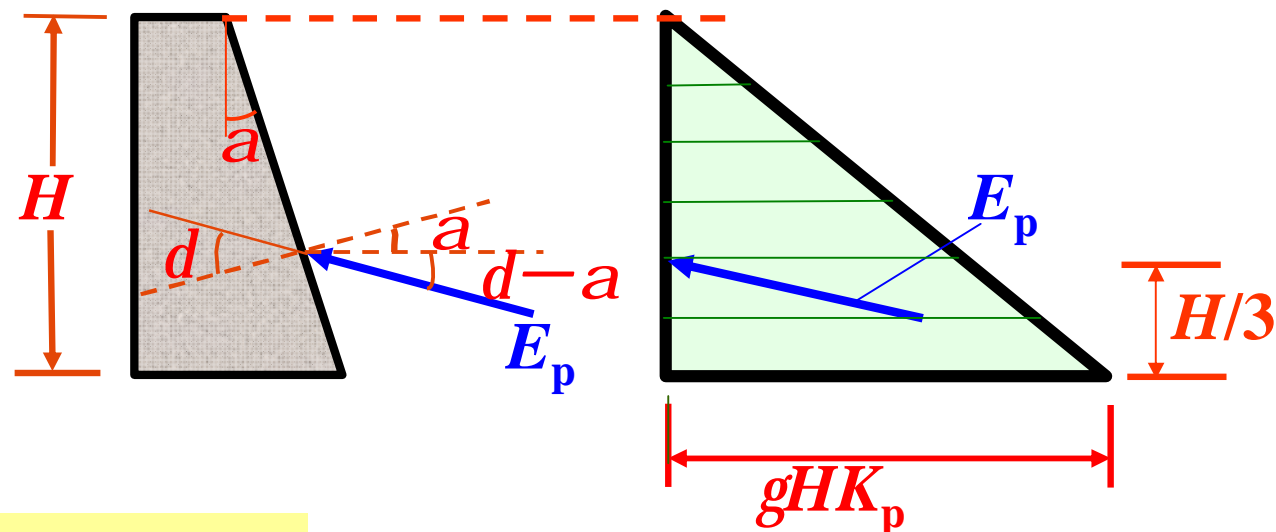
特例: $a=d=b=0$, 即墙背垂直光滑, 填土面水平, 与朗肯理论等价

土压力分布: 三角形分布

2.6 土压力

2.6.3 库仑土压力理论

被动土压力



土压力分布

$$p_p = \frac{dE_p}{dz} = \frac{d\left(\frac{1}{2}gz^2K_p\right)}{dz} = gzK_p$$

2.7 土坡稳定

2.7.1 土坡失稳的形式 ★

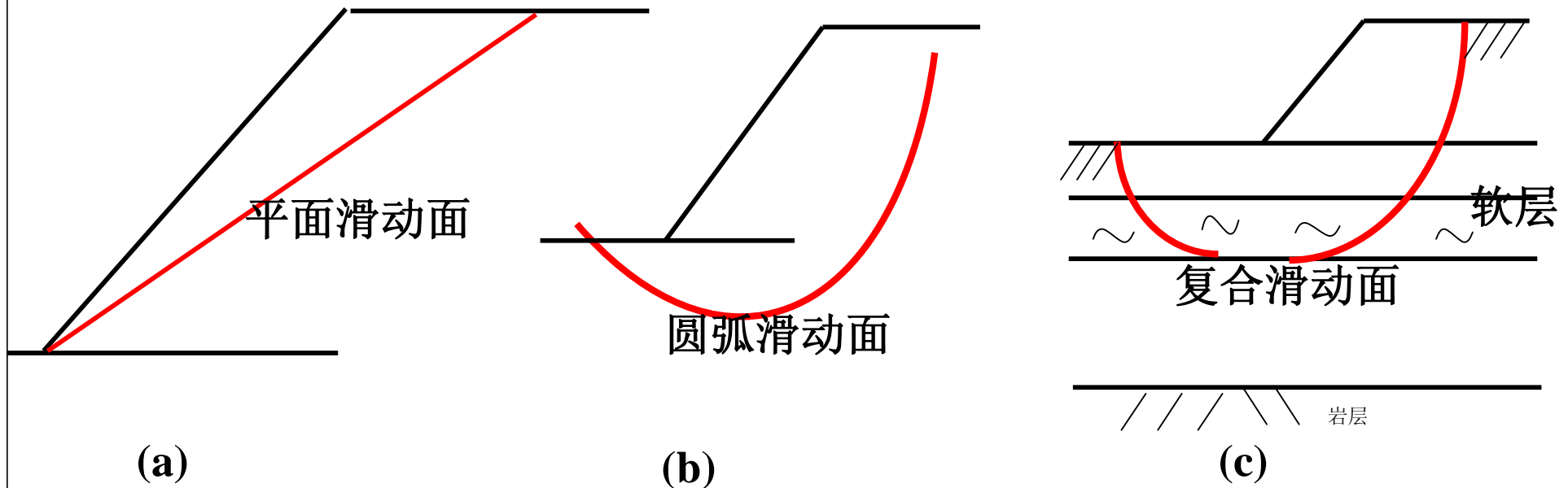
2.7.2 均质土坡的稳定分析

2.7.3 土坡稳定分析的条分法



2.7 土坡稳定

2.7.1 土坡失稳的形式



土坡滑动面的形状

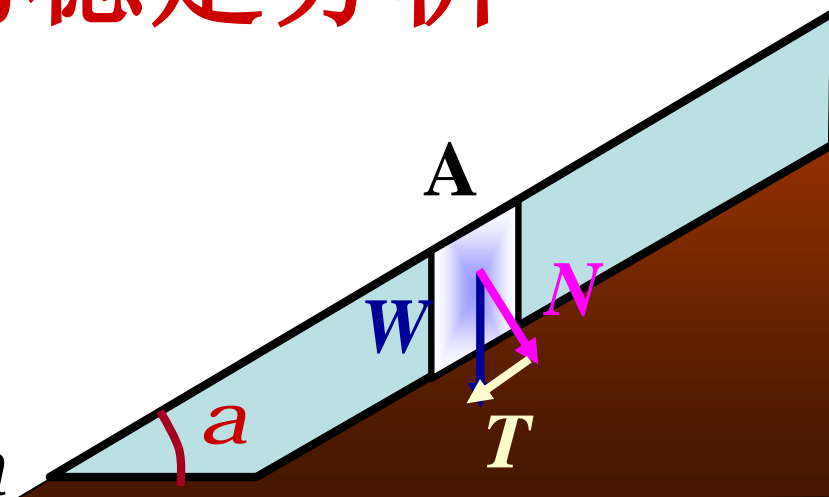
无粘性土土坡的稳定分析

破坏形式：表面浅层滑坡

强度参数：内摩擦角 j

考察一无限长坡，坡角为 a

分析一微单元A



2.7 土坡稳定

2.7.2 均质土坡的稳定分析

无渗流的无限长无粘性土坡

微单元A自重: $W = gDV$

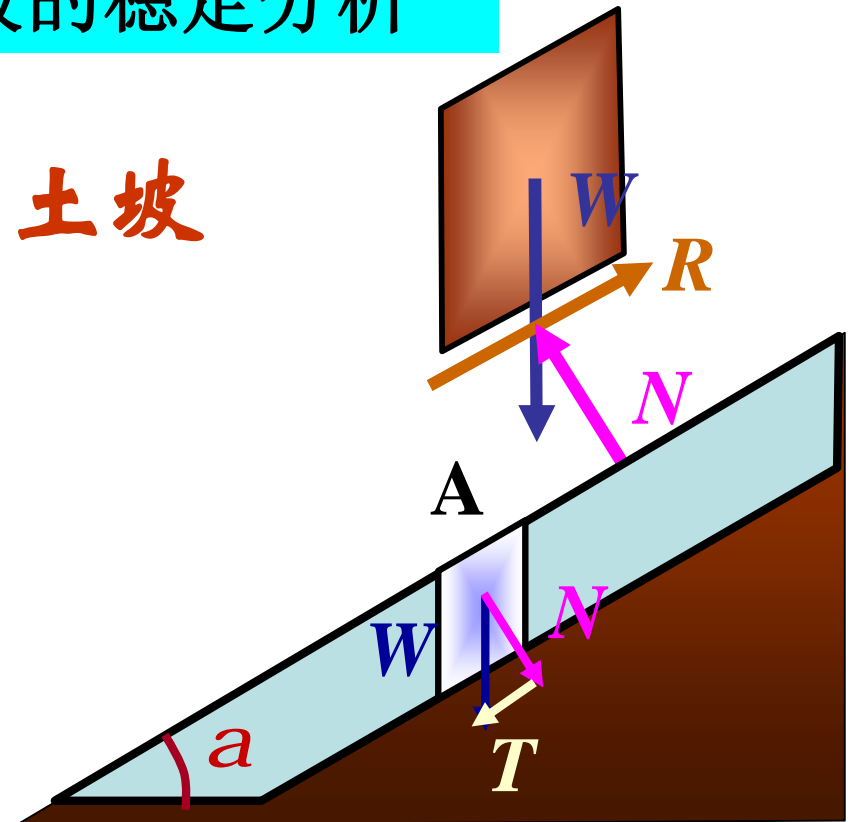
沿坡滑动力: $T = W \sin a$

对坡面压力: $N = W \cos a$

(由于无限土坡两侧作用力抵消)

抗滑力: $R = N \tan j = W \cos a \tan j$

抗滑安全系数: $F_s = \frac{\text{抗滑力}}{\text{滑动力}} = \frac{R}{T} = \frac{W \cos a}{W \sin a} \tan j = \frac{\tan j}{\tan a}$



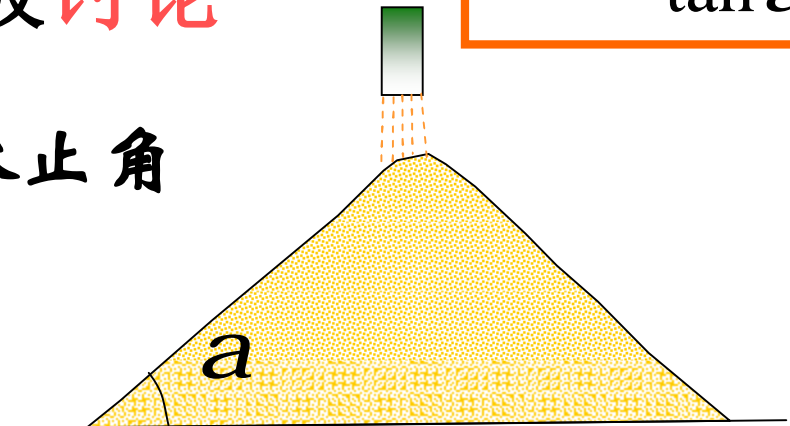
2.7 土坡稳定

2.7.2 均质土坡的稳定分析

$$F_s = \frac{\tan j}{\tan a}$$

无渗流的无限长无粘性土坡讨论

- 当 $a=j$ 时, $F_s=1.0$, 天然休止角



- 可见安全系数与土重度 g 无关

- 与所选的微单元大小无关。

即坡内任一点或平行于坡的任一滑裂面上安全系数 F_s 都相等

2.7 土坡稳定

2.7.2 均质土坡的稳定分析

有沿坡渗流情况

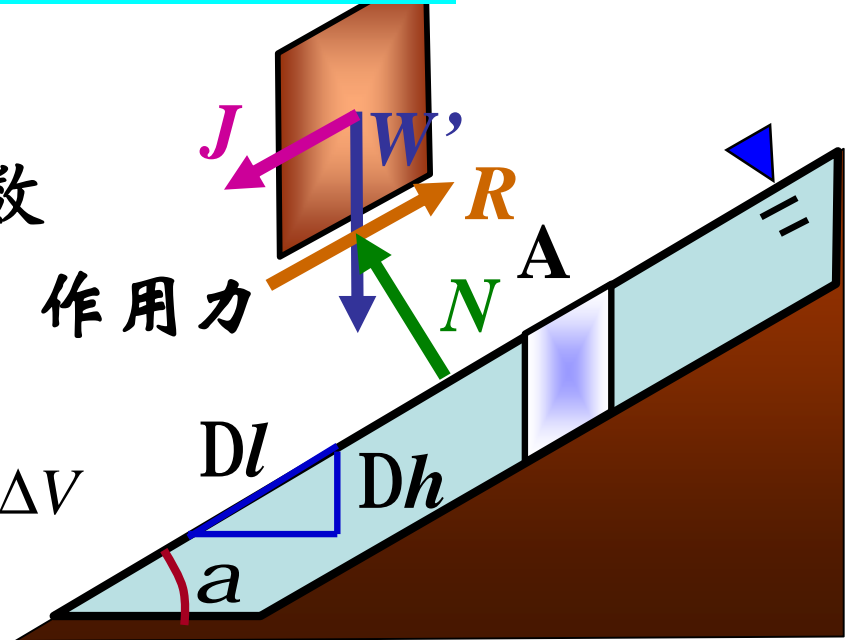
沿坡渗流无限长砂土坡安全系数

(1) 取微单元A的土骨架为隔离体 作用力

自重: $W = g' \Delta V$

渗透力: $J = j \Delta V = i g_w \Delta V = \sin a g_w \Delta V$

底面支撑力 N , 底面抗滑力 R



(2) 滑动力: $T' + J = (g' \sin a + g_w \sin a) \Delta V = g_{\text{sat}} \sin a \Delta V$

(3) 抗滑力: $R = N \tan j = g' \Delta V \cos a \tan j$

(4) 安全系数: $F_s = \frac{R}{T' + J} = \frac{g' \cos a}{g_{\text{sat}} \sin a} \tan j = \frac{g'}{g_{\text{sat}}} \frac{\tan j}{\tan a}$

粘性土土坡的整体圆弧滑动

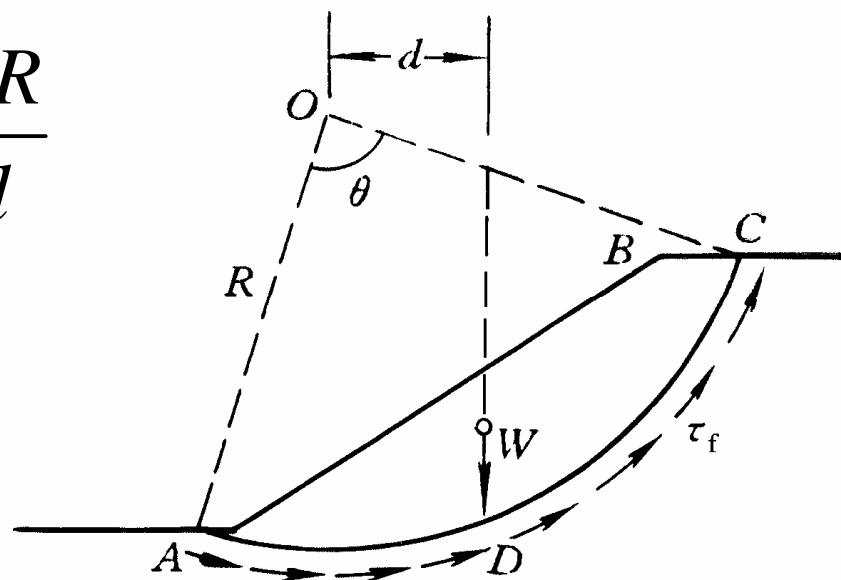
破坏形式：圆弧滑动

$$F_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{M_R}{M_s} = \frac{t_f LR}{Wd}$$

低渗透性饱和粘性土

不排水条件 $j_u = 0$

$$F_s = \frac{c_u LR}{Wd}$$



简化毕肖普方法

- 假设滑裂面为圆弧
- 忽略条间切向力
- 在每条的滑裂面上满足极限平衡条件
- 每条上作用力在y方向（竖直）上静力平衡
- 总体对圆心O力矩平衡

一般情况下， F_s 偏小（2-7）%左右
工程应用中偏于安全，比简单条分法更准确。

2.8 地基承载力

2.8.1 基本概念★

2.8.2 地基承载力的确定

2.8.3 地基承载力影响因素★



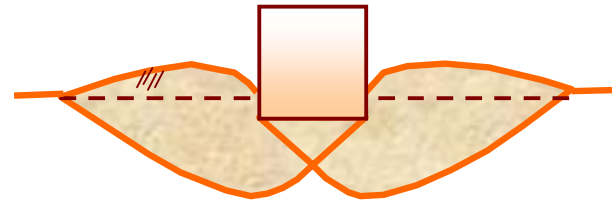
2.8 地基承载力

2.8.1 基本概念

地基破坏形式

1). 整体剪切破坏

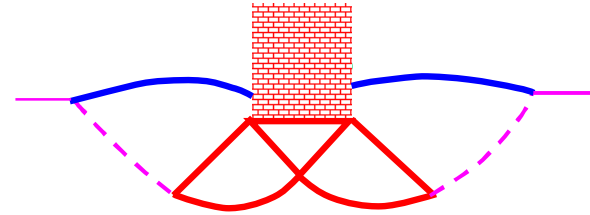
土质坚实,基础埋深浅
曲线开始近直线,随后沉降陡增,两侧土体隆起。



整体剪切破

2). 局部剪切破坏

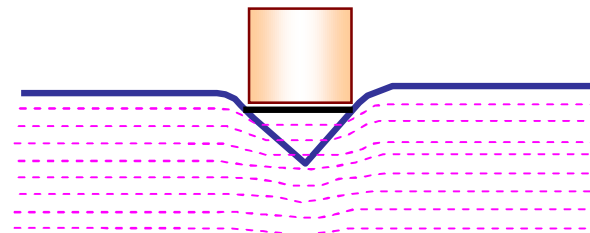
松软地基,埋深较大;
曲线开始就是非线性,没有明显的骤降段。



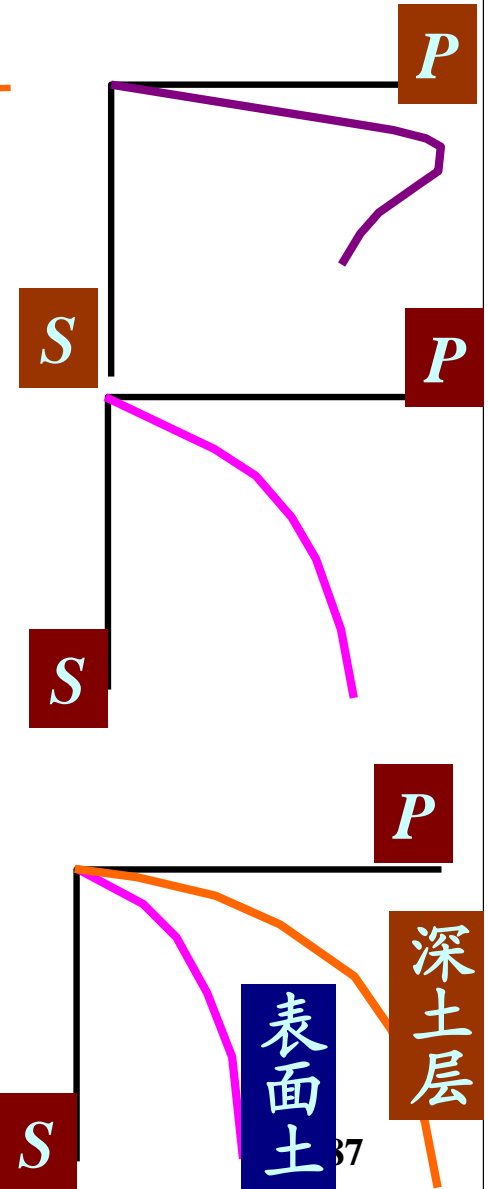
局部剪切

3). 冲剪破坏

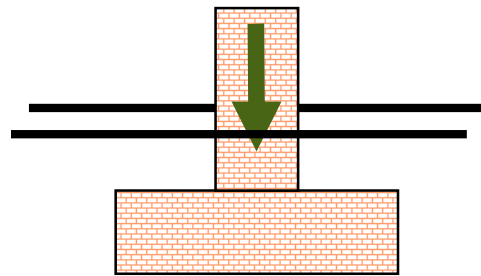
松软地基,埋深较大;
基础几乎垂直下切,两侧无土体隆起。



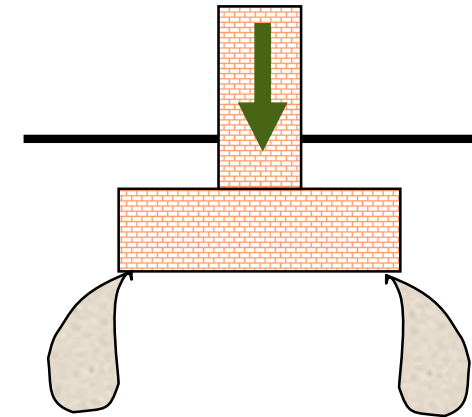
冲剪破坏



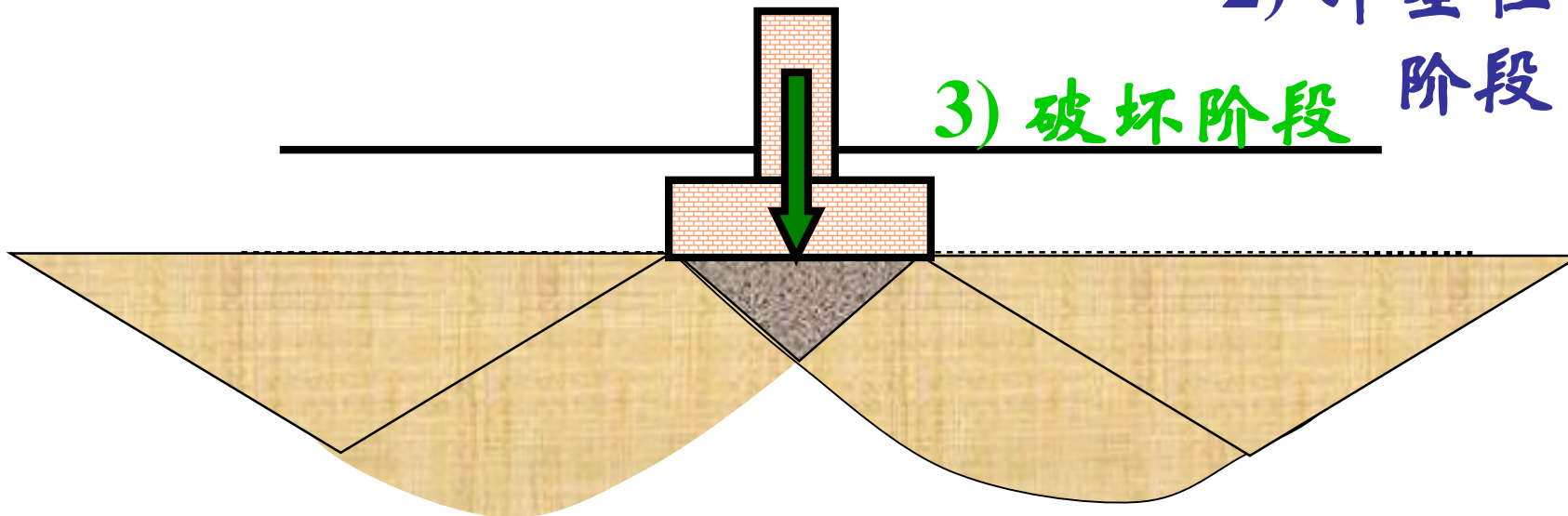
地基破坏的不同阶段(整体剪切破坏)



1) 弹性变形
阶段



2) 弹塑性变形
阶段



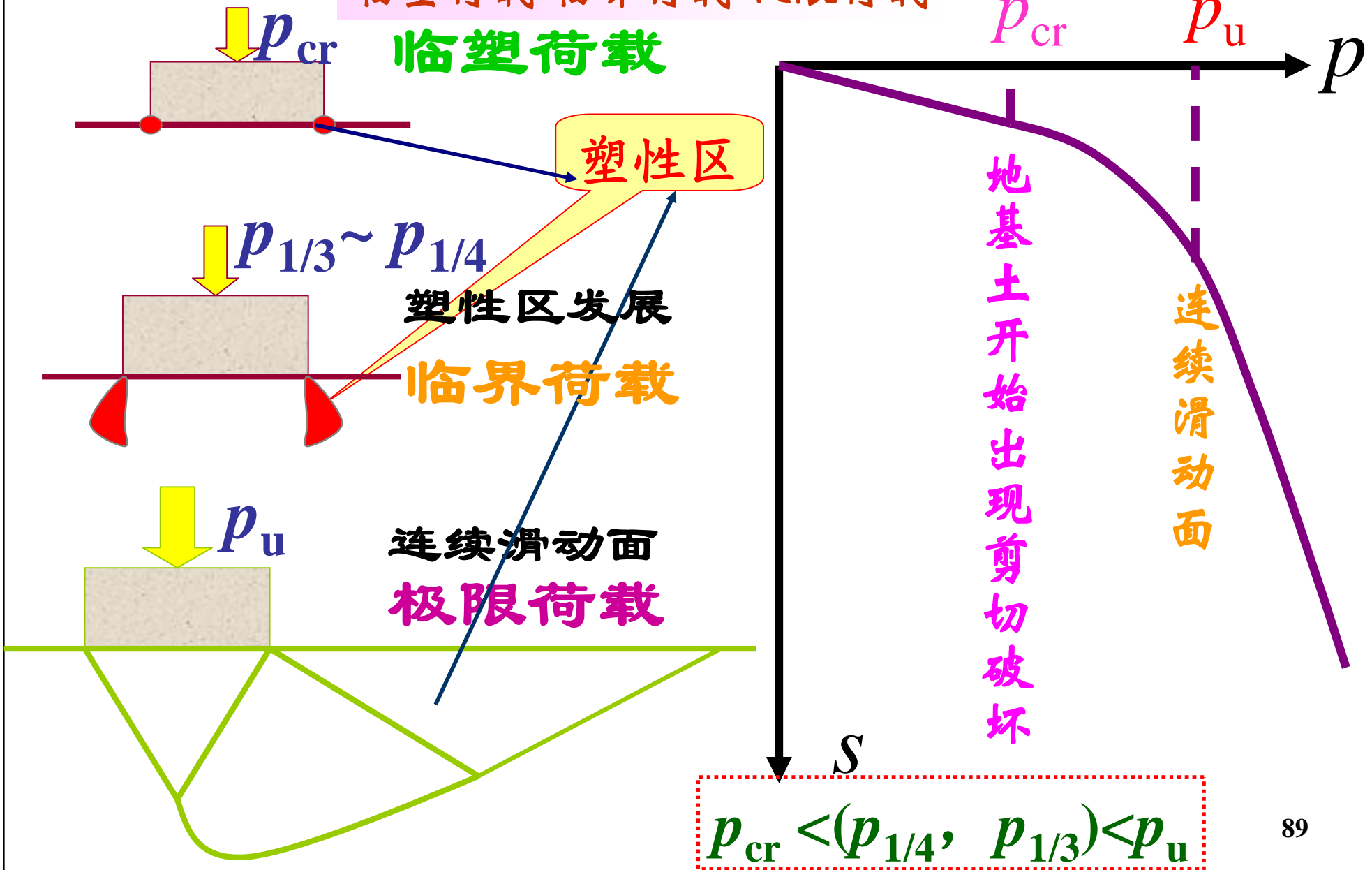
3) 破坏阶段

2.8 地基承载力

2.8.1 基本概念

地基承载力

临塑荷载 临界荷载 极限荷载



2.8 地基承载力

2.8.1 基本概念

地基承载力

临塑荷载 临界荷载 极限荷载

- 对应塑性区开展深度 $z_{\max}=0$ ——临塑荷载 p_{cr} ;
- 对应 $z_{\max}=B/4, B/3$ ——临界荷载 $p_{1/3}, p_{1/4}$;
- 对应破坏——极限荷载 p_u
- $p_{cr}, p_{1/4}, p_{1/3}, p_u$

承载力设计值
 $=p_u/F$

容许承载力：强度
和变形同时满足条件
承载力设计值

按塑性区开展深度确定

找到塑性区：极限平衡条件

按照塑性区最大开展深度： z_{\max}

临塑荷载： $z_{\max}=0$ —— p_{cr}

临界荷载： $z_{\max}=B/4, B/3$ —— $p_{1/3}, p_{1/4}$

• $p_{cr}, p_{1/4}, p_{1/3}$

$$= 1/2 N_g g B + N_q g d + N_c c$$

(对于三个荷载，三个系数不同。)

按极限荷载确定——太沙基公式

整体剪切破坏：

条形基础：

$$p_u = 1/2 N_g g B + N_q g d + N_c c$$

方形基础： $p_u = 0.4 N_g g B + N_q g d + 1.2 N_c c$

圆形基础： $p_u = 0.6 N_g g B + N_q g d + 1.2 N_c c$

局部剪切破坏： $c_1 = 2/3 c$

$$\tan j_1 = 2/3 \tan j$$

承载力的影响因素

- **地基土性质**：土的类型、成因、状态、土体的重度、地下水位的深度、粘聚力和内摩擦角等；
- **基础形状和埋深**：包括基础埋置深度、基础的形状、基础的宽度和长度等；
- **荷载条件**：荷载的作用方向（倾斜或竖直）和类型、是否偏心等。

2.9 岩石力学基础

2.9.1 岩石的基本物理性质 ★

2.9.2 岩石的强度和破坏机理

2.9.3 岩石的工程分类

2.9.4 围岩与岩坡的稳定性分析



2.9 岩石力学基础

2.9.1 岩石的基本物理性质

物理性质指标定义

质量密度

$$r = \frac{m}{V}$$

单位: g/cm^3

重力密度

$$\gamma = \frac{W}{V} = \rho g$$

单位: kN/m^3

干重度

$$g_d = r_d g$$

饱和重度

$$g_{\text{sat}} = r_{\text{sat}} g$$

单位: kN/m^3

根据岩石试样的
含水情况不同

未说明含水状态时是指天然重度

岩石重度的大小，一定程度上反映出岩石力学性质的优劣，通常越大，力学性质越好。

2.9 岩石力学基础

2.9.1 岩石的基本物理性质

物理性质指标定义

相对密度

即岩石比重

表达式: $G_s = \frac{m_s}{V_s r_w^{4^\circ\text{C}}}$ 单位: 无量纲 测定方法: 比重瓶法

孔隙率

表达式: $n = \frac{V_v}{V} \times 100\% = 1 - \frac{g_d}{G_s g_w}$

孔隙率是反映岩石致密程度和岩石力学性能的重要参数

孔隙比

表达式: $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n}$

2.9 岩石力学基础

2.9.1 岩石的基本物理性质

物理性质指标定义

天然含水率

表达式:
$$w = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m - m_s}{m_s} \times 100\%$$

以上同土

吸水率

表达式:
$$w_a = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m_0 - m_s}{m_s} \times 100\%$$

m_0 ——烘干岩样浸水48小时后的质量；

m_s ——岩石烘干质量；

岩石吸水率的大小取决于岩石中孔隙数量的多少和细微裂隙的连通情况，因此，吸水率越大，力学性能越差。

2.9 岩石力学基础

2.9.1 岩石的基本物理性质

物理性质指标定义

饱和吸水率——饱水率

——岩样在强制状态（真空、煮沸、高压）下岩样的最大吸水量

表达式:

$$w_{sa} = \frac{m_p - m_s}{m_s} \times 100\%$$

m_p ——岩样饱和后的质量；

岩石饱水率反映岩石中张开性裂隙和孔隙的发育情况，对岩石的抗冻性有较大影响。

饱水系数

表达式:

$$k_w = \frac{w_a}{w_{sa}} \times 100\%$$

一般在50-80%， $k_w < 91\%$ 可免遭冻胀破坏。

岩石的渗透性

在水压力作用下，岩石的孔隙和裂隙透过水的能力，渗透系数 k 。

岩石的膨胀性

岩石浸水后体积增大的性质，用膨胀力和膨胀率表示，实验测定。

岩石的崩解性

岩石与水相互作用时失去粘结性并变成完全丧失强度的松散物质的性能。用岩石的耐崩解性系数表示。实验测定——干湿循环试验。

岩石的软化性

岩石与水相互作用时强度降低的特性。

机理

由于水分子进入颗粒间的间隙而削弱了颗粒间的联结。大部分为经风化的结晶岩不易软化；许多沉积岩如粘土岩、泥质砂岩、泥灰岩等极易软化。

软化系数

表达式:
$$h_c = \frac{R_{cw}}{R_c}$$

R_{cw} —— 岩样在饱和状态下的抗压强度；

R_c —— 干燥岩样的抗压强度。

岩石的软化系数总是 <1 。

岩石的抗冻性

岩石抵抗冻融破坏的性能。

抗冻系数

表达式:
$$c_f = \frac{R_c - R_{cf}}{R_c} \times 100\%$$

R_c —— 岩样冻融前的抗压强度, kPa;

R_{cf} —— 岩样冻融后的抗压强度, kPa.

岩石在反复冻融后出现强度降低原因:

- 1) 膨胀系数不同, 温度变化矿物的胀缩不均导致岩石结构破坏;
- 2) 温度降低岩石中水膨胀产生膨胀力, 使岩石结构改变, 直至破坏。

岩石的强度:

在荷载作用下破坏时所能承受的最大荷载

单轴抗压强度, 单轴抗拉强度,

抗剪强度: c , j , 室内实验或现场试验确定.

破坏机理:

脆性破坏——岩石达到破坏时不产生明显的变形;

塑性破坏——破坏时产生明显的塑性变形而不呈现明显的破坏面。



工程岩体： 各类岩石工程周围的岩体

分类目的： 通过分类概括反映各类岩体的质量好坏，预测岩体力学问题，为设计与施工提供参考和依据。

分类方法： 岩石质量指标 (**RQD**) 分类
岩体地质力学分类 (**CSIR**分类)
巴顿岩体质量分类 (**Q**分类)
岩体**BQ**分类



岩坡稳定性分析

影响因素:

- 1) 边坡中各类结构面存在对边坡的破坏作用;
- 2) 河流、水库及湖海的冲刷及淘刷作用导致边坡外形改变的影响;
- 3) 风化作用、地下水等引起岩体力学性质改变影响;
- 4) 区域构造应力变化、地震、爆破、地下静水与动水压力及施工荷载等外力直接作用的影响。

