

第一章 土的物理性质及其工程分类

一、岩石的风化

概念

地表岩石长期在不同温度、水、大气、生物活动及其他外力作用的影响下，不断破碎，并发生化学变化，这种变化称为岩石的风化。

岩石的风化种类

物理风化

由于温度变化，岩石胀缩开裂，裂隙中水的冻胀以及盐类物质的结晶而使岩石发生机械破碎作用。

化学风化

由于水溶液，大气等因素影响下，引起岩石破碎和成分发生质的变化。

生物风化

由于生物活动过程中产生对岩石的机械破碎以及生物新陈代谢分泌排泄物对岩石的化学侵蚀。

二、土

概念

就是岩石在长期风化作用下产生大小不同的松散颗粒，经过各种地质作用而形成的沉积物。

土的种类

根据其地质成因的条件不同分为：

残积物：岩石经风化作用而残留在原地的屑碎堆积物。

坡积物：高处的风化物在雨水、雪水或本身的重力作用下搬运后，沉积在较平缓的山坡上的堆积物。

洪积物：在山区或高地由暂时性山洪急流作用而形成的山前堆积物。

冲积物：由河流流水的作用在平原河谷或山区河谷中形成的沉积物。

淤积物：在静水或缓慢的水流作用下的沉积物。

冰积土：是由冰川或冰水作用形成的沉积物。

风积土：是由风力搬运形成的堆积物。

土有如下特征：

土的固体颗粒之间是分散的，其间联结是无粘结或弱粘结的，因此它具有散粒性和孔隙性；

颗粒间孔隙是连续的，因此土具有透水性；

固体颗粒的连结强度比颗粒的本身强度小得多，因此土具有压缩性和土颗粒之间的相对可移动性。

三、土的三相组成

矿物颗粒（固相）——是土的骨架。

水（液相）——填充孔隙。

空气（气相）——填充孔隙。

或土的组成由 三相体系——固相，液相，气相构成

二相体系——孔隙完全被水充满时称饱和土。即固相，液相构成。

孔隙完全被气体充满时称干土，即固相，气相构成土。

矿物颗粒

粒组的划分

将物理性质接近的土粒归为一组，称粒组。

依粒径的大小将土粒划分为六大粒组：

$d > 200 \text{ mm}$	为块石（漂石）
$20 < d < 200 \text{ mm}$	碎石（卵石）
$2 < d < 20 \text{ mm}$	角砾（圆石）
$0.075 < d < 2 \text{ mm}$	砂砾
$0.005 < d < 0.075 \text{ mm}$	粉粒
$d < 0.005 \text{ mm}$	粘粒

筛分法确定土的名称

颗粒分析表

小于某粒径的土粒重量累计百分数为 10% 时，相应的粒径称为有效粒径 d_{10} 。当小于某粒径的土重量累计百分数为 60% 时，该粒径称为限定粒径 d_{60} 。 d_{60} 与 d_{10} 之比值反映颗粒级配的不均匀程度，所以叫做不均匀系数 C_u 。

颗粒分析级配曲线 — 反映颗粒组成的均匀程度。

$$\text{不均匀系数 } C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$C_u < 5$ 表示粒径较均匀、级配不好、曲线较陡、粒径相差较小、土不密实。

$C_u > 10$ 表示粒径不均匀、级配良好、曲线平缓、粒径相差较大、土密实。

颗粒级配在一定程度上可以反映土的某些性质(例如透水性等)。

- 土的粒组划分
- 粒度成分及其表示方法
- 粒度成分分析方法

土粒的形状

土粒形状对于土的密实度和土的强度有显著的影响，棱角状的颗粒能形成比较稳定的结构，强度较高；磨圆度好的颗粒之间容易滑动，土体的稳定性比较差。描述土粒的形状一般用肉眼观察鉴别的方法。

$$\text{体积系数 } V_c = \frac{6V}{\pi d_m^3}$$

式中 V ——土粒体积， mm^3 ；

d_m ——土粒的最大粒径， mm 。

$$\text{形状系数 } F = \frac{AC}{B^2}$$

式中 A 、 B 、 C ——分别为土粒的最大、中间和最小粒径。

土的矿物成分

块石、碎石、角砾等粗大土粒的矿物成分—原生矿物。

砂粒的矿物成分—原生矿物的单矿物颗粒。

粉粒的矿物成分—原生矿物的石英。次生矿物的难溶岩类， CaCO_3 ， MgCO_3 。

粘土粒的矿物成分—次生矿物（粘土矿物、氧化物与难溶岩类等）及腐殖质。

粘土矿物

- | | |
|---|----------------------|
| { | 高岭土—膨胀性、可塑性小。 |
| | 伊利土—膨胀性、可塑性极大。 |
| | 蒙脱土 —性质介于两者之间，接近蒙脱土。 |

土中水

固态水：指土中的水在温度低于 0 时结成的冰冻土。

气态水：指土中出现的水蒸气，如地窑打开后蒸气。

液态水：包括

化学结合水：矿物颗粒的一部分。

表面结合水：包括：

强结合水：内层（固定层）吸力大。

弱结合水：外层（扩散层）吸力小。

自由水：在结合水膜以外有两种：

重力水：存在地下水位以下；

毛细水：存在地下水位以上。

土中气体：存在于土孔隙中未被水所占据的部位，包括：

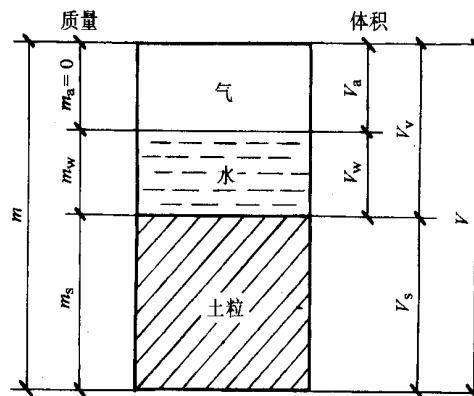
自由气体（与大气连通）

封闭气泡（与大气不连通）。

四、土的三相比例指标

土的三相图

土的三相图表示气体、水、颗粒间的数量关系，并可计算各项物理指标。



2.土的三相比例指标

试验指标

密度 ρ (g/cm^3): 单位体积土的质量称为土的质量密度，简称密度。

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

一般土的密度为 ($1.6 \sim 2.20g/cm^3$)，土的密度一般用“环刀法”测定。

重力密度 (kN/m): 单位体积土所受的重力称为土的重力密度，简称重度。

$$\gamma = \frac{G}{V} = \frac{mg}{V} = \rho g$$

土粒相对密度 d_s : 土粒密度（单位体积土粒质量）与 4 时水密度 ρ_w 之比，称为土粒相对密度。

$$d_s = \frac{m_s}{V_s} \cdot \frac{1}{\rho_w}$$

土粒相对密度可在试验室内用比重瓶法测定。

土的含水量 w : 土中水的质量与土粒质量之比称为土的含水率。

$$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100\%$$

土的含水量一般用“烘干法”测定（适用于粘性土、粉土与砂土常规试验）。

换算指标

土的干密度 ρ_d (t/m^3): 单位体积土中土粒的质量称为土的干密度。

$$\rho_d = \frac{m_s}{V}$$

干密度的大小反映填土的密实程度。

土的干重度 γ_d (kN/m^3): 单位体积中土粒所受的重力称为土的干重度。

$$\gamma_d = \frac{G_s}{V} = \frac{m_s g}{V} = \rho_d g$$

土的饱和重度 γ_{sat} (kN/m^3): 土中孔隙完全被水充满时土的重度称为饱和重度。

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + \gamma_w V_v}{V}$$

土的有效重度 γ' (kN/m^3): 地下水以下的土受到水的浮力作用, 扣除水浮力后单位体积土所受到的重力称为土的有效重度。

$$\gamma' = \frac{G_s - \gamma_w V_s}{V} = \frac{G_s + \gamma_w V_v - \gamma_w \cdot (V_s + V_v)}{V} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

土的孔隙比 e : 土中孔隙体积与土粒体积之比称为土的孔隙比。

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

土的孔隙比反映土的密实程度, 孔隙比越大, 说明土越松, 孔隙比越小土越密实。

土的孔隙率 n : 土中孔隙体积与总体积之比称为土的孔隙率。

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\%$$

土的饱和度 S_r : 土中水的体积与孔隙体积之比称为土的饱和度。

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

饱和度是土潮湿程度的一个指标, 如当 $S_r = 100\%$ 时, 说明土孔隙内完全充满了水, 土是完全饱和的; 当 $S_r = 0$ 时, 说明土孔隙内没有水, 土是完全干的。

五、土的结构、构造

结构 指土体中土粒的排列与连接。

单粒结构: 由砂粒等较粗土粒组成, 有疏松状态和密实状态。

蜂窝结构: 由粉粒串联而成。

絮状结构: 由粘粒集合体串联而成。

结构性土

当土的天然结构被破坏后, 土的压缩性增大而强度降低, 故对具有海绵结构的土称结构性土。结构性的强弱用灵敏度衡量, 灵敏度越高, 其结构性越强, 受扰动后土的强度降低越多。

构造 在同一层中其结构不同部分相互排列的特征称为土的构造。最大特征是成层性, 即具有层理构造。另一特征是土的裂隙性。对工程不利。

成层性即层理构造。它是土粒在沉积过程中, 由于不同的地质作用, 物质成分, 颗粒大小或颜色不相同的土粒在水平向沉积成一定的厚度, 沿竖向呈现的成层特征。当它们位于地基不太深的范围内, 能使建筑物生不均匀沉降, 甚至影响到建筑物的稳定性, 对此应引起足

够重视。

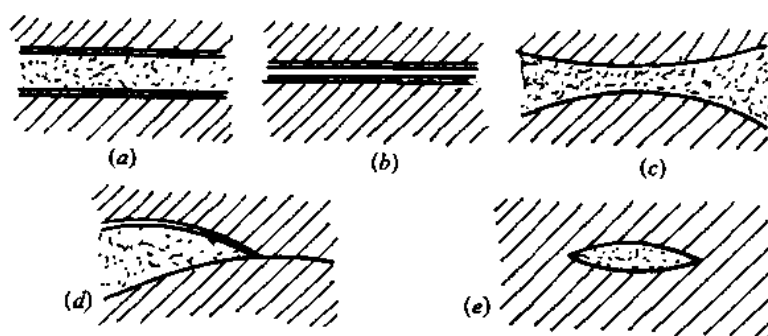
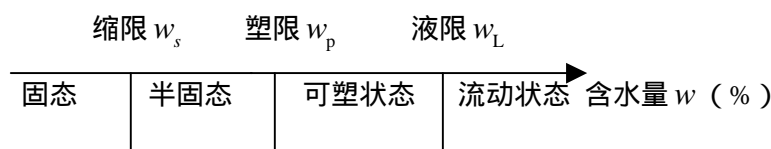


图 1-5 土层状构造的形状
(a)正常; (b)夹层; (c)变薄; (d)尖灭; (e)透镜体

裂隙破坏土的整体性。沿裂隙面的抗剪强度很低，渗透性很高，浸水以后裂隙张开，严重破坏土的结构，使土的强度降低，这对工程建设是不利的。

六、粘性土的界限含水量

含义：粘性土由某一状态转入另一种状态时的分界含水量称为界限含水量。



缩限 w_s ：土由半固态转为固态的界限含水量称为 w_s 。

塑限 w_p ：土由可塑状态转为半固态——塑性下限含水。

液限 w_L ：流动状态转为可动状态即塑性上限含水量。

可塑状态：土粒在外力作用下可塑成各种形状而不发生裂缝，在外力除去后仍可保持原状。土粒在外力作用下可相互滑动而不破坏土粒间的联系，土呈可塑状态。

固态：土中仅含强结合水时。

流动状态：土粒间为自由水分开。

半固态：当弱结合水减少，主要含强结合水时。

粘性土的塑性指数和液性指数

塑性指数：表示土的可塑性范围。

$$I_p = w_L - w_p$$

液性指数：判别粘性土的软硬程度称稠度。

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

粘聚力*

粘性土的主要成分是粘粒，土粒间存在粘聚力而使土具有粘性。是土抗剪强度组成部分，分三种状态。

原始粘聚力：土粒间分子引力——可以恢复。

固化粘聚力：土粒间化学胶结作用——不恢复。

毛细粘聚力：孔隙中毛细水压力——值很小可略去。

液限与塑限的测定

液限——锥式液限仪。

塑限——滚搓法。

七、无粘性土的密实度

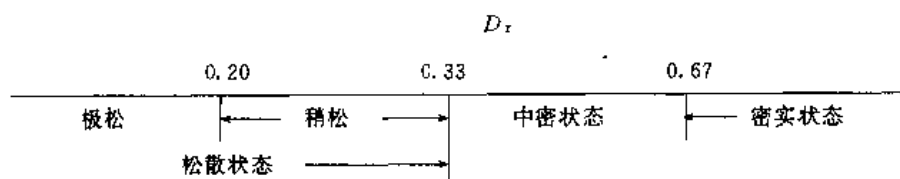
种类

指具有单粒结构的碎石土与砂土，天然状态下具有不同程度的密实度。工程上用密实度来评定无粘性土的地基承载力。

密实度的鉴别方法：

碎石土的密实度可根据重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 和野外鉴别方法划分为密实、中密、稍密、松散四种状态。

砂土的密实度，《规范》用标准贯入试验锤击数 N （即 $N_{63.5}$ ）确定砂土的密实度。



八、地基土的工程分类

作为建筑物的地基土，可分成岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土和人工填土六大类。

岩石

按其坚固性，将岩石分为：

硬质岩石：再分为坚硬岩、较硬岩

软质岩石：再分为较软岩、软岩、极软岩

建筑地基的岩石按风化程度分类

未风化、微风化

中风化

强风化、全风化

未风化、微风化的硬质岩石，为最优良的地基。

岩体完整程度分为完整、较完整、较破碎、破碎、极破碎*。

碎石土

粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土。依粒组含水量及颗粒形状分块石、碎石、角砾。

碎石土没有粘性和塑性，属于单粒结构。其状态以密实度表示：松散、稍密、中密和密实。

密实碎石土：优等地基。

中密碎石土：优良地基。

稍密碎石土：良好地基。

砂土

粒径大于 2 mm 的颗粒含量不超过全重 50% 及粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50% 的土。依粒组含量分砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。

密实与中密状态的砾砂、粗砂、中砂为优良地基；稍密状态的砾砂、粗砂、中砂为良好地基。

粉砂与细砂要具体分析：密实状态时为良好地基；饱和疏松状态时为不良地基。

粉土

塑性指数 $I_p < 10$ 及粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的低压缩性土。

特性

$I_p = 10$ 的土中，80%以上的粒组是粉粒与极细砂粒，塑限试验不适用、呈假塑性，液限试验亦不适用。

土的力学性能指标在与塑性指数关系的散点图上 $I_p=10$ 处有明显转折。

$I_p=7 \sim 10$ 液化占 40%以上。

$I_p < 10$ 的土中难以压实，不宜石灰加固，沉桩较难。

粘性土

$I_p > 10$ 的土为粘性土。

分类：无粘性土、一般粘性土、新近沉积的粘性土。

$I_p > 17$ 粘土

$10 < I_p < 17$ 粉质粘土

淤泥和淤泥质土

淤泥： $e > 5$ 的粘性土

淤泥质土： $1 < e < 5$ 的土

特点：强度低、压缩性高、透水性差、压实所需时间很长。

密实硬塑的粘性土为优良地基；疏松流塑状态的粘性土为软弱地基。

人工填土

是指由于人类活动而堆填的土

按组成和成因可分 素填土、杂填土、冲填土

第二章 地基中的应力

一、饱和土的有效应力原理

土中二种应力试验（用教材例子）反映土体中存在两种不同性质的应力：

由填土施加的应力，通过塘底软土的骨架传递的应力称为有效应力，用 σ' 表示。这种有效应力能使土层发生压缩变形，从而使土的强度发生变化。

由水施加的应力通过孔隙中水来传递称为孔隙水压力，用 u 表示。这种孔隙水压力不能使土层发生压缩变形。

饱和土体所承受的总应力 σ 为有效应力 σ' 与孔隙水压力 u 之和，即：

$$\sigma = \sigma' + u$$

上式称为有效应力原理。

土中应力分：

自重应力——由土的自身重力作用而产生的压力

附加应力——由建筑物荷载作用后产生的应力，在附加应力的作用下，地基土将产生压缩变形，引起基础沉降。

计算土中应力时所用的假定条件：

假定地基土为连续、匀质、各向同性的半无限弹性体、按弹性理论计算。

二、土中自重应力

假定：地面是无限延伸的水平面，在深度 z 处水平面上各点的自重压力相等且均匀地无限分布。土体中任何垂直面及水平面上不产生剪应力。

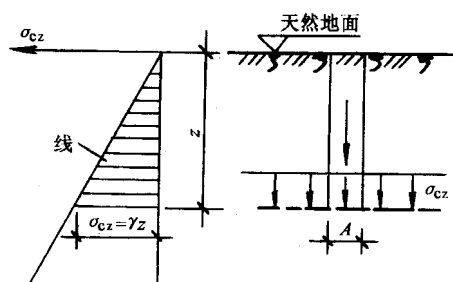
均质土层 z 深度处单位面积上的自重应力为：

应力图形为直线形。

$$\sigma_{cz} = \gamma z$$

多层土层 z 深度处土的自重应力为：各土层自重应力之和

$$\sigma_{cz} = \sum_{i=1}^n \gamma_i z_i$$



结论：土的自重应力随深度 z 而 。其应力图形为折线形。

地下水对自重应力的影响

地下水位以下的土，受到水的浮力作用，使土的重度减轻。计算时采用水下土的重度

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

不透水层的影响

不透水层指：

基岩层

只含强结合水的坚硬粘土层

作用在不透水层面及层面以下的土自重应力应等于上覆土和水的总重。

三、基底压力分布与简化计算

基底压力的概念：

在基础与地基之间接触面上作用着建筑物荷载通过基础传来的压力称为基底压力。（方向向下）

地基反力：地基对基础的反作用力（方向向上）

基底压力的分布形态和哪些因素有关？

基础的刚度、地基土的性质、基础埋深、荷载大小。

基底压力的分布形态：与下列因素有关

地基与基础的相对刚度；

荷载大小与分布情况；

基础埋深大小；

地基土的性质等。

呈

马鞍形——一般建筑物基础属此形态，近似“直线形”

抛物线形

钟形

基底压力简化计算

轴心受压基础的基底压力

作用在基础上的荷载，其合力通过基础底面形心、基底压力为均匀分布

$$p = \frac{F + G}{A}$$

偏心受压基础的基底压力

在基底的一个主轴平面内作用有偏心力或轴心力与弯矩同时作用时。

$$p_{\max} = \frac{F + G}{A} + \frac{M}{W}$$

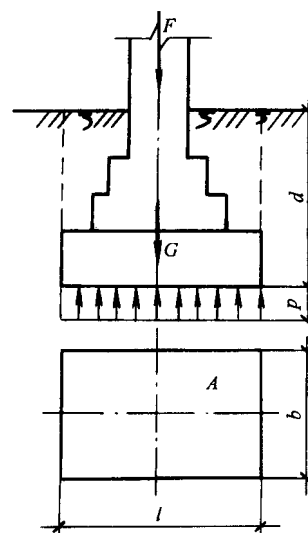
$$p_{\min} = \frac{F + G}{A} - \frac{M}{W}$$

基底附加压力

$$p_0 = p - \sigma_{cd} = p - \gamma_0 d$$

σ_{cd} ——基底处土的自重应力，kPa。

γ_0 ——基底标高以上天然土层的加权平均重度。



四、地基附加应力

对地基作下列几点假定：

地基是半无限空间弹性体；

地基土是均匀连续的，即变形模量 E 和侧膨胀系数 μ 各处相等；

地基土是等向的，即各向同性的，同一点的 E 和 μ 各个方向相等。

竖向集中力作用下地基附加应力的计算

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}$$

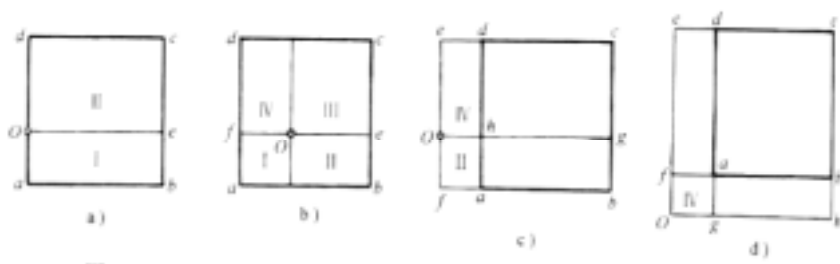
矩形面积均布荷载作用下的地基竖向附加应力的计算

矩形面积角点下任意深度的附加应力。

$$\sigma_z = K_c p_0$$

矩形均布荷载下非角点下任意深度的附加应力。

角点法：如下图，求 O 点下任意深度的应力时，可通过 O 点将荷载面积划分为几块小矩形面积，使每块小面积都包含有角点 O 点，分别求角点 O 点下同一深度的应力，然后叠加求得。



例如图 (a) 中 $\sigma_z = (\alpha_{cI} + \alpha_{cII}) P_0$

条形均布荷载作用下土中附加应力的计算
墙下条形基础的基底附加应力

$$\sigma_z = K_{sz} p_0$$

$$\sigma_x = K_{sx} p_0$$

$$\tau_{xz} = K_{sxz} p_0$$

条形荷载作用下地基中附加应力分布规律：

σ_z 不仅分布在荷载面积范围之内，而且还分布到荷载面积范围以外，这就是地基中附加应力的扩散现象。

在荷载面积范围之内， σ_z 在竖直方向上随深度增加逐渐减少。在荷载面积范围之外，在基底处 σ_z 为零。然后随深度增加而逐渐增大， σ_z 达某一值时，又随深度增加而逐渐减少。

在基础底面下不同深度 z 处的各个水平面上，基底中心轴线处 σ_z 最大，距离轴线越远处 σ_z 越小。

方形荷载所引起的 σ_z ，其影响深度要比条形荷载小的多。

地基中附加应力计算小结

荷载形式	集中力	矩形	三角形	圆形	条形
公式	$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}$	$\sigma_z = K_c p_0$	$\sigma_z = K_t p_0$	$\sigma_z = K_r p_0$	$\sigma_z = K_{sz} p_0$
系数确定	由 $\frac{r}{z}$ 查表	$\frac{l}{b}$ 、 $\frac{z}{b}$ 查表	$\frac{l}{b}$ 、 $\frac{z}{b}$ 查表	由 $\frac{z}{r}$ 查表	$\frac{x}{b}$ 、 $\frac{z}{b}$ 查表
计算点 M 的位置	任意点	角点下任意点	角点下任意点	中心点下	任意点

五、地基的非匀质性与各向异性对附加应力的影响

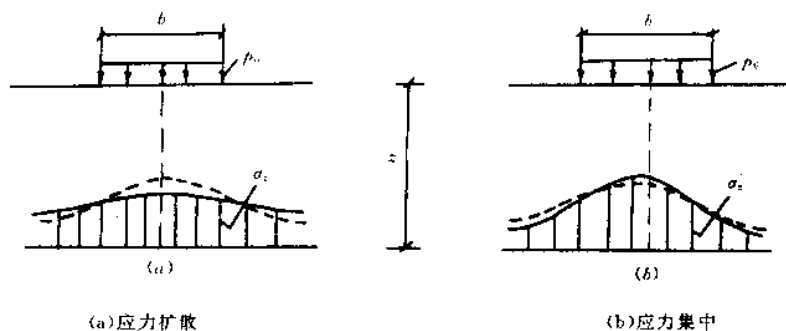
影响土中应力计算的因素，一般有以下几种情况。

各向异性的地基

一般地基竖直方向的变形模量 E_{oz} 与水平方向的变形模量 E_{ox} 不同，当土层受荷载作用时，土体易于产生侧向移动。

$E_{ox} > E_{oz}$ 时， $m > 1$ ，则 $\sigma'_z < \sigma_z$ ，地基中将出现应力扩散现象(图(a))

$E_{ox} < E_{oz}$ 时，地基中出现应力集中现象(图(b))。



双层地基

当地基由不同土层组成时；地基中附加应力 σ_z 受各土层性质的影响，例如：

上层为可压缩土层，下层为不可压缩坚硬层(例如岩层)。这种情况在山区常会遇到。由于下卧层刚度大，不变形，这时上层土中的附加应力值比均质土时有所增大，出现应力集中现象，如图(b)所示。

上层为坚硬土层，下层为软弱土层。这种情况工程中常遇到，如机场跑道、混凝土路面以及表面有硬壳的天然地基。在软土地区，当表面硬壳下有一定厚度的软土时，此时在交界面上将出现应力扩散的现象(如图(a)所示)。

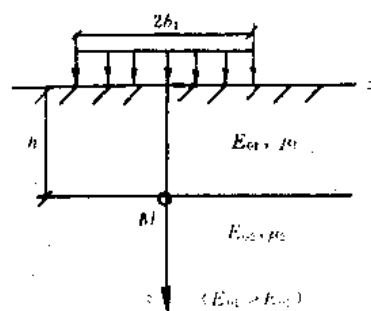


图 2-18 双层地基上条形均布荷载

地基土的变形模量随深度逐渐增大*

土体经历了漫长的地质历史时期逐渐沉积而成。一般下层土比上层土密实，随深度增加，土体所受应力增大。因较深处的土体，侧向变形受较大限制，沿外力作用线附近的附加应力 σ_z 出现应力集中的现象，这种现象在砂类土中尤其显著。应力集中的程度与变形模量值的增加有关，

第三章 土的压缩性

土的压缩性：土在压力作用下体积减小的特性。

土压缩的主要原因：由于孔隙中水与空气被挤出，使土的孔隙体积减小。

外因

建筑物荷载作用，这是普遍存在的因素；

地下水位大幅度下降，相当于施加大面积荷载 $\sigma = (\gamma - \gamma')h$ (h 是水位下降值)；

施工影响，基槽持力层土的结构扰动；

振动影响，产生震沉；

温度变化影响，如冬季冰冻，春季融化；

浸水下沉，如黄土湿陷，填土下沉。

内因

固相矿物本身压缩，极小，物理学上有意义，对建筑工程来说是没有意义的；

土中液相水的压缩，在一般建筑工程荷载 $\sigma = (100 \sim 600)kPa$ 作用下，很小，可

忽略不计；

土中孔隙的压缩，土中水与气体受压后从孔隙中挤出，使土的孔隙减小。

上述诸多因素中，建筑物荷载作用是外因的主要因素，通过土中孔隙的压缩这一内因产生实际效果。

一、土的压缩性指标



若已知土样的横截面积为 A 。设土样的初始高度为 h_0 ，受压后的高度为 h ， s 为压力 p 作用下土样压缩稳定后的下沉量。假设土样的土粒体积 $V_s = 1$ 则土样在受压前的体积为 $1+e_0$ (e_0 为土的初始孔隙比)，受压后的体积为 $1+e$ (e 为受压稳定后土的孔隙比)。由于土在试验过程中不能倾向变形，根据受压前后土样体积和土样横截面积均不改变的条件导出

$$\frac{1+e_0}{h_0} = \frac{1+e}{h} = \frac{1+e}{h_0-s}$$

可得 $s = \frac{e_0 - e}{1+e_0} h_0$ ，这就是侧限条件下计算土的压缩量的基本公式。

或
$$e = e_0 - \frac{s}{h_0}(1+e_0)$$

压缩系数

将 e_1-e_2 与 p_2-p_1 的比值定义为压缩曲线 a

$$a \approx \tan \alpha = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}$$

工程上如何评定土的压缩性

$p_1=100\text{KPa}$, $p_2=200\text{KPa}$

$a_{1-2} < 0.1\text{Mpa}^{-1}$ 低压缩性土
 $0.1\text{Mpa}^{-1} \leq a_{1-2} < 0.5\text{Mpa}^{-1}$ 中压缩性土
 $a_{1-2} \geq 0.5\text{Mpa}^{-1}$ 高压缩性土

压缩指数 C_c , 用下式表示 :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log p)} = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(p_2/p_1)}$$

$C_c < 0.2$ 属低压缩性土

$C_c > 0.4$ 为高压缩性土

压缩模量

在侧限条件下 , 土样在受压方向上的压应力变化量 P 与相应的压应变量的比值 , 称为压缩模量 E_s

$$E_s = \frac{p_2 - p_1}{e_1 - e_2} (1 + e_1) = \frac{1 + e_1}{a}$$

E_s 与 a 成反比 , a 则 E_s , 表示土的压缩性愈低。

$E_s > 15\text{MPa}$ 低压缩性土

$15\text{MPa} \leq E_s < 4\text{MPa}$ 中压缩性土

$E_s < 4\text{MPa}$ 高压缩性土

回弹曲线与再压缩曲线

压缩曲线与回弹曲线并不重合 , 说明土在卸荷后 , 变形不能全部恢复 , 故土不是理想弹性体 , 其变形包括

弹性交形

残余变形

载荷试验和土的变形模量 E_0

定义 : 与一般弹性材料的弹性模量相区别 , 土体的应力与应变之比称变形模量或称总变形模量。

计算公式 , 借用弹性理论计算沉降的公式 , 应用载荷试验结果 $p - s$ 曲线进行反算。

弹性理论沉降计算公式。在半无限直线变形体表面作用一竖向集中力 P 时 , 土中任意点 $M(x, y, z)$ 处产生的竖向位移 $w(x, y, z)$ 的解答(布辛奈斯克解)。当 $z = 0$ 时 , 则得土体表面的竖向位移 $w(x, y, 0)$, 此即为地基表面的沉降值 s , 为 :

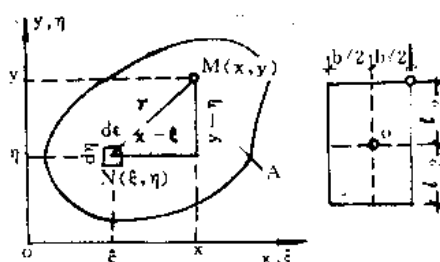
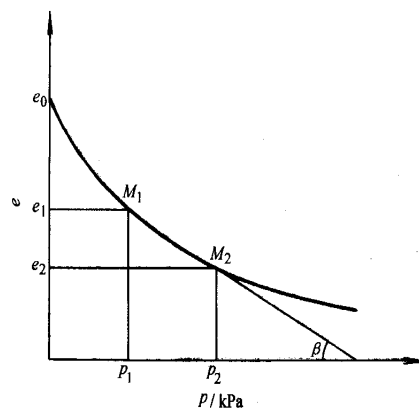
$$s = w(x, y, 0) = \frac{P(1 - \mu^2)}{\pi E_0 r}$$

式中 s ——竖向集中力 P 作用下地基表面任意点的沉降(mm) ;

μ ——地基土的泊松比 ;

r ——地基表面任意点至竖向集中力作用点的距离 , $r = \sqrt{x^2 + y^2}$;

对于局部荷载 $P_0(\zeta, \eta)$ 作用下(如上图) , $M(x, y)$ 点的沉降 $s(x, y)$, 则



(a)任意荷载面 (b)矩形荷载面

$$s(x, y) = \frac{1 - \mu^2}{\pi E_0} \iint_A \frac{p_0(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}}$$

对于均布荷载, $p_0 = (\xi, \eta) = \text{常数}$, 其角点沉降为

$$s = \frac{p_0(1 - \mu^2)}{\pi E_0} \left[l \ln \frac{b + \sqrt{l^2 + b^2}}{l} + b \ln \frac{l + \sqrt{l^2 + b^2}}{b} \right] \text{以 } m = l/b \text{ 代入上式, 则}$$

$$s = \frac{p_0(1 - \mu^2)b}{\pi E_0} \left[m \ln \frac{1 + \sqrt{m^2 + 1}}{m} + \ln(m + \sqrt{m^2 + 1}) \right]$$

令 $\omega_r = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \frac{1 + \sqrt{m^2 + 1}}{m} + \ln(m + \sqrt{m^2 + 1}) \right]$, 称为角点沉降影响系数, 则上式改为

$$s_1 = \frac{\omega(1 - \mu^2)p_1 b}{E_0}$$

式中 s_1 ——与 p_1 相对应的地基沉降量, cm;

p_1 ——地基的比例界限荷载, kPa;

b ——承压板的边长(短边)或直径, cm;

ω ——沉降影响系数: 刚性方形承压板 $\omega = 0.88$, 刚性圆形承压板 $\omega = 0.79$;

.地基土的变形模量计算公式

$$E_0 = \omega(1 - \mu^2) \frac{p_1 b}{s_1}$$

式中 p_1 ——载荷试验 $p - s$ 曲线比例界限 a 点对应的荷载, kPa

s_1 ——相应于 $p - s$ 曲线上 a 点的沉降。cm。

.变形模量与压缩模量的关系

$$E_0 = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}\right) E_s = \beta E_s$$

证明如下

据压缩模量定义 $E_s = \frac{\sigma_z}{\lambda_z}$, 可得竖向应变:

$$\lambda_x = \frac{\sigma_x}{E_x}$$

在三向受力情况下的应变为:

$$\lambda_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_y + \sigma_z)$$

$$\lambda_y = \frac{\sigma_y}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_z + \sigma_x)$$

$$\lambda_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_x + \sigma_y)$$

在侧限条件下, $\lambda_x = \lambda_y = 0$, 则

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z$$

$$\lambda_z = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) \frac{\sigma_z}{E_0}$$

$$\text{比较得 } E_0 = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) E_s$$

二、地基的最终沉降量

方法：

分层总和法：分层、计算分层压缩量、求总和。

《规范》法：简化计算方法。

假设：

地基土层在荷载作用下只产生竖向压缩，而无侧向膨胀；（计算结果偏小）

按基础中心点下的附加应力计算土层的压缩量；（计算结果偏大）

基础的平均沉降量，是由基底下地基变形计算深度范围内，土的压缩量总和而成。（附加应力随深度减小，故到一定深度后其下的变形量可忽略不计）

分层总和法：

计算方法与步骤：

沉降计算分层，为使地基沉降计算比较精确，除按 $0.4b$ 分层以外，还需考虑下列因素：

因素：

·地质剖面图中，不同的土层，固压缩性不同应为分层面；

·地下水位应为分层面；

·基础底面附近附加应力数值大且曲线变化大，分层厚度应小些，使各计算分层的附加应力分布的曲线可以直线代替计算，误差不大。

计算地基土的自重应力 σ_c ，土层变化处为计算点。计算结果按力的比例尺（如 1cm 代表 100kPa），绘于基础中心线的左侧。注意自重应力分布曲线的横坐标只表示该点的自重应力数值，应力的方向都是竖直方向。

计算基础底面附加应力

$$\sigma_z = p - \gamma D$$

式中 p —基础底面接触压力，kPa。

γD —基础埋置深度 D 处的自重应力，kPa。

确定地基受压层深度 z_n ，由图中的自重应力分布和附加应力分布两条曲线，可以找到某一深度处：附加应力 σ_z 为自重应力 σ_{cz} 的 20%，此深度称为地基受压层深度 z_n 。

此处

一般土： $\sigma_z = 0.2\sigma_{cz}$ ，软土： $\sigma_z = 0.1\sigma_{cz}$

式中 σ_z —基础底面中心 o 点下深度 z 处的附加应力，kPa；

σ_{cz} —同一深度 z 处的自重应力，kPa。

计算基础底面接触压力：

$$\text{中心荷载 } p = \frac{N + G}{A}$$

$$\text{偏心荷载 } p_{\min} = \frac{R}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

查表得到与 p_{1i} 、 p_{2i} 相对应的孔隙比 e_{1i} 、 e_{2i} ；

计算各土层的压缩量，由公式，可计算第 i 层土的压缩量 Δs_i ：

$$\Delta s_i = \varepsilon_i h_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i = \frac{a_i (p_{2i} - p_{1i})}{1 + e_{1i}} h_i = \frac{\Delta p_i}{E_{si}} h_i$$

式中 s ——基础最终沉降量，mm；

e_{1i} ——第 i 层土于建筑物施工前，在土的平均自重应力 p_{1i} 作用下压缩稳定时的孔隙比；

e_{2i} ——第 i 层土于建筑物施工后，在土的平均自重应力和平均附加应力之和 p_{2i} 的共同作用下压缩稳定时的孔隙比；

h_i ——第 i 层上的原有厚度，m；

n ——地基变形计算深度范围内土层的分层数目。

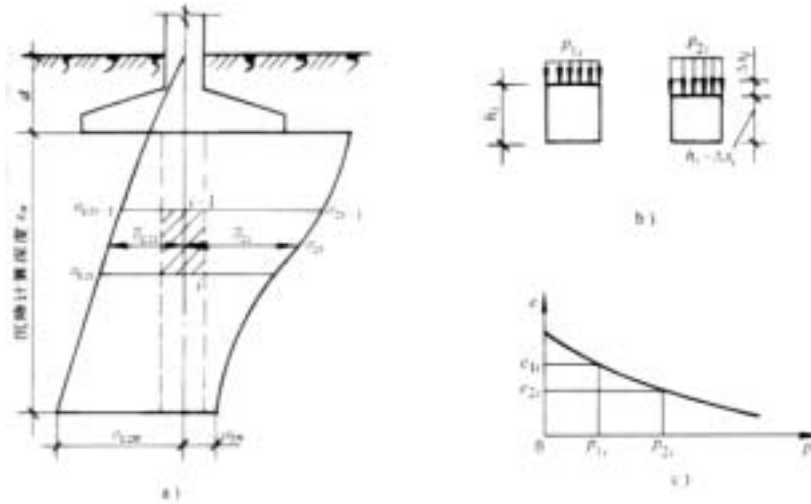
E_{si} ——第 i 层土的侧限压缩模量，Mpa；

h_i ——第 i 层土的厚度，m；

a ——第 i 层土的压缩系数， Mpa^{-1} ；

计算地基最终沉降量，将地基受压层 z_n 范围内各土层压缩量相加可得：

$$s = s_1 + s_2 + s_3 + \dots + s_n = \sum_{i=1}^n s_i$$



说明：a 分层厚度 $z=0.4b$ (b 为基底矩边长度)

b 土的天然层面为一个分层面。

c 压缩层深度 z_n 处， $z/cz=20\%$ (或软土 10%)，不往下分。

《建筑地基基础设计规范》

分层总和法计算第 i 层土的压缩量公式：

$$\Delta s'_i = \frac{\Delta p_i h_i}{E_{si}} = \frac{\Delta A_i}{E_{si}} = \frac{\Delta A_i - \Delta A_{i-1}}{E_{si}}$$

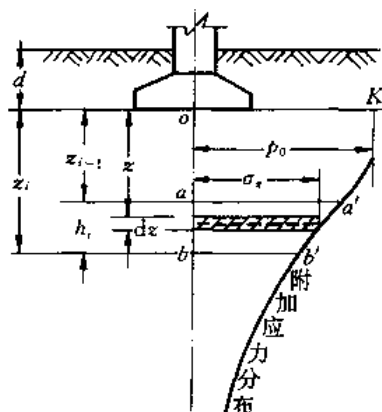
由图可见：上式右端分子 $\bar{\sigma}_i h_i$ 等于第 i 层土的附加应力的面积 $\square aa'b'b$ 。

附加应力面积 $\square aa'b'b = \square okb'b - \square oka'a$ 。

其中 $\square okb'b = \int_0^{z_i} \sigma_z dz = \bar{\sigma}_i z_i$

$\square oka'a = \int_0^{z_{i-1}} \sigma_z dz = \bar{\sigma}_{i-1} z_{i-1}$

$$s'_i = \frac{\square aa'b'b}{E_{si}} = \frac{\square okb'b - \square oka'a}{E_{si}} = \frac{\bar{\sigma}_i z_i - \bar{\sigma}_{i-1} z_{i-1}}{E_{si}} \quad (a)$$



式中 $\bar{\sigma}_i$ — 深度 z_i 范围的平均附加应力；

$\bar{\sigma}_{i-1}$ — 深度 z_{i-1} 范围的平均附加应力。

平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ ，为计算方便，引入这个新的系数 $\bar{\alpha}$ ：将平均附加应力 $\bar{\sigma}$ ，除以基础底面处的附加应力 p_0 ，可得：

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\bar{\sigma}_i}{p_0}, \text{ 即 } \bar{\sigma}_i = p_0 \bar{\alpha}_i \quad (b)$$

$$\bar{\alpha}_{i-1} = \frac{\bar{\sigma}_{i-1}}{p_0}, \text{ 即 } \bar{\sigma}_{i-1} = p_0 \bar{\alpha}_{i-1} \quad (c)$$

第 i 层土的压缩量，将式(b)与式(c)代入式(a)得：

$$\Delta s'_i \approx \frac{1}{E_{si}} (p_0 \bar{\alpha}_i z_i - p_0 \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1}) = \frac{p_0}{E_{si}} (\bar{\alpha}_i z_i - \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1})$$

地基总沉降量

$$s' = \sum_{i=1}^n \Delta s'_i = \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (\bar{\alpha}_i z_i - \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1})$$

《规范》法沉降计算公式，由分层总和法沉降计算推导而得的上式，乘以沉降计算经验系数 ψ_s ，即为：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (\bar{\alpha}_i z_i - \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1})$$

式中 s — 《规范》法计算地基最终沉降量，mm；

s' — 分层总和法计算地基最终沉降量，mm；

ψ_s — 沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定；

n — 地基沉降计算深度(即受压层)范围内所划分的土层数，一般可按天然土层划分；

p_0 — 对应于荷载标准值时的基础底面处的附加压力，kPa；

E_{si} — 基础底面下，第 i 层土的压缩模量，按实际应力范围取值，Mpa；

z_i 、 z_{i-1} — 基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离，m；

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ — 基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数。

当地基为一均匀土层时，用此土层的压缩模量 E_s 值，直接查表即可得 ψ_s 值，可用内插法计算 ψ_s 。若地基为多层土， E_s 为不同数值，则先计算 E_s 的当量值 \bar{E}_s ，来查表。即 E_s 按

加应力面积 A 的加权平均值查表。

应当注意：平均附加应力系数 $\bar{\alpha}_n$ ，系指基础底面计算点至第 i 层土底面范围全部土层的附加应力系数平均值，而非地基中第 i 层土本身的附加应力系数。

地基沉降计算深度 z_n

a 无相邻荷载的基础中点下： $z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b)$

式中 b —基础宽度，适用于 1m ~ 50m 范围。

b 存在相邻荷载影响：

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i$$

式中 $\Delta s'_n$ —在计算深度 z_n 处，向上取计算厚度为 Δz 的薄土层的计算沉降值。 Δz 如图 3.38

所示；

$\Delta s'_i$ —在计算深度范围内，第 i 层土的计算沉降量。

《规范》法与分层总和法的不同点？

- a 以地基土天然层面分层，减少分层过多的计算。
- b 引入平均附加应力系数，采用附加应力面积。
- c 压缩层深度采用相对变形为控制标准。
- d 引入沉降计算经验系数以调整沉降理论计算值。

关于地基变形计算的讨论

.地基最终变形计算方法的评价

.粘性土地基的变形特征

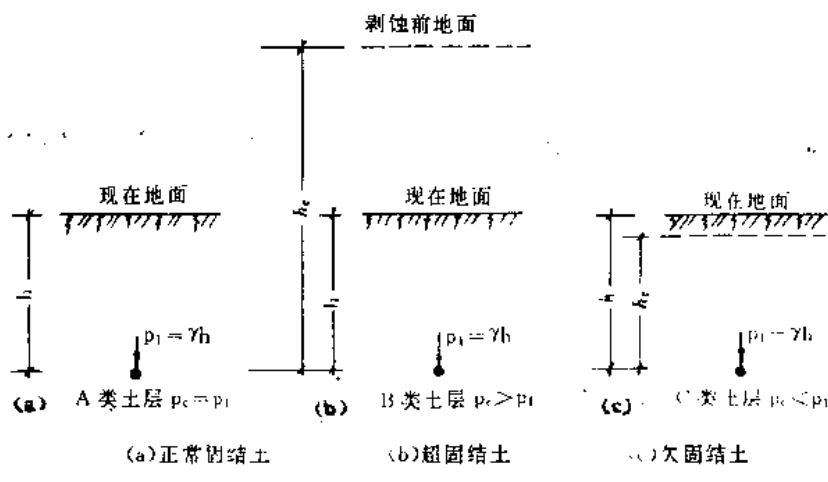
基础沉降按其发生的次序，通常可以分为瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降三部分，即：

$$s = s_d + s_c + s_s$$

式中 s_d ——瞬时沉降； s_c ——固结沉降； s_s ——次固结沉降。

3. 沉积土层的应力历史

超固结比(OCR)：前期固结压力与现有自重应力的比值 (p_c/p_t) 称为超固结比(OCR)。



正常固结土 (OCR = 1): $p_c = p_t$

欠固结土 (OCR<1): $p_c < p_t$

超固结土 (OCR>1): $p_c > p_t$

4.地基变形与时间的关系

通常，在施工期间一般建筑物不同地基完成的沉降量不相同，例如；

碎石土和砂土因压缩性小、渗透性大，施工期间，地基沉降已全部或基本完成。

低压缩粘性土，施工期间可认为已完成最终沉降量的 50% ~ 80%。

中压缩粘性土，施工期间可认为已完成最终沉降量的 20% ~ 50%。

高压压缩粘性土，施工期间可认为已完成最终沉降量的 5% ~ 20%。

太沙基一维固结理论

几点假设：

土的排水和压缩，只限竖直单向，水平方向不排水，不发生压缩；

土层均匀，完全饱和。在压缩过程中，渗透系数 k 和压缩模量 $E_s = \frac{1+e}{a}$ 不发生变比；

附加应力一次骤加，且沿土层深度 z 呈均匀分布。

单向固结微分方程为：

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

式中 $C_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a}$ 称为土的固结系数， $\text{cm}^2/\text{年}$ ；

k —土的渗透系数， $\text{cm}/\text{年}$ ；

e —土层固结过程中的平均孔隙比；

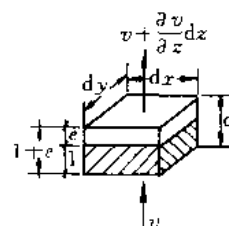
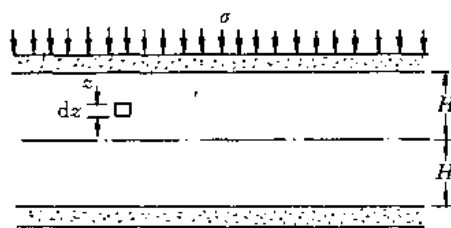
γ_w —水的重度；

a —土的压缩系数， Mpa^{-1} ；

请注意上述各项的特殊单位与常规相区别

上式推导如下：

饱和粘性土层厚度为 $2H$ ，土层上下两面为透水层。作用于土层顶面的竖直荷载无限广泛分布，如图 3.52 所示。在任意深度 z 处，取一微单元体进行分析。



令固体的体积为 1。在单位时间内，此单元体内挤出的水量 Δq ，等于单元体孔隙体积的压缩量 ΔV 。设单元体底面渗透速度为 v ，顶面流速为 $v + \frac{\partial v}{\partial z} dz$ ，则

$$\Delta q = [(v + \frac{\partial v}{\partial z} dz) - v] dx dy dt = \frac{\partial v}{\partial z} dx dy dt \quad (a)$$

据达西定律 $v = ki = k \frac{\partial h}{\partial z}$

式中 h 为孔隙水压力的水头， $h = \frac{u}{\gamma_w}$

因此： $v = k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

代入式 (a) 得

$$\Delta q = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz dt \quad (b)$$

孔隙体积的压缩量：

$$\Delta V = dV_v = d(nV) = d\left(\frac{e}{1+e} dx dy dz\right) = d\left(\frac{e}{dx dy dz} dx dy dz\right) = \frac{de}{1+e} dx dy dz \quad (c)$$

因

$$de = -ad\bar{\sigma} = -ad(\sigma - u) = adu = a \frac{\partial u}{\partial t} dt$$

代入式 (c) 得

$$\Delta V = \frac{a}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} dx dy dz dt \quad (d)$$

对饱和土体， dt 时间内 $\Delta q = \Delta V$ ，即式 (b) 等于式 (d)，即

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz dt = \frac{a}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} dx dy dz dt$$

$$\text{化简得：} \frac{\partial u}{\partial t} = \left(\frac{\gamma_w}{k} \cdot \frac{1+e}{a} \right) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (e)$$

根据上图的初始条件和边界条件：

当 $t=0$ 和 $0 < z < 2H$ 时， $u = \sigma =$ 常数；

$0 < t < \infty$ 和 $z=0$ 时， $u = 0$ ；

$0 < t < \infty$ 和 $z=2H$ 时， $u = 0$ 。

应用傅立叶级数，可求得公式(e)的解如下

$$u = \frac{4\sigma_z}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi z}{2h} e^{-m^2 \frac{\pi^2}{4} T_v}$$

式中 m —奇数正整数，即 $1, 3, 5, \dots$ ；

e —自然对数的底；

σ —附加应力、不随深度变化；

h —土层最大排水距离，如为双面排水， H 为土层厚度之半，单面排水 H 为土层总厚度；

$$T_v \text{—时间因子 } T_v = \frac{C_v}{h^2} t$$

只为土层厚度之半，单面排水片为上层

.固结度

固结度：地基在荷载作用下，经历时间 t 的沉降量 s_t ，与最终沉降量 s 之比值 U ，称为

$U = \frac{s_t}{s}$ ，表示时间 t 所完成的固结程度。即

$$U = \frac{s_t}{s}$$

计算公式

地基中附加应力上下均布情况

a.地基中某一点的固结度 U ，通常，当荷载不大时，土中的应力与应变实用上可采用直线关系。地基中某一点的固结度为：

$$U = \frac{s_t}{s} = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma} = \frac{\sigma - u}{\sigma} = 1 - \frac{u}{\sigma} \quad (f)$$

b.地基平均固结度 U_0 ，因地基中各点的应力不等，各点的固结度也不同。可用平均孔隙水压力 u_m 和平均附加应力 σ_m ，来计算地基平均固结度 U_0 。

计算平均孔隙水压力 u_m 为：

$$u_m = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} u dz = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \left(\frac{4\sigma}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi z}{2H} e^{-m^2 \frac{\pi^2}{4} T_v} \right) dz$$

积分上式，代入公式(f)并简化后，得地基平均固结度

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-\frac{z^2}{4} T_v} + \frac{1}{9} e^{-\frac{9z^2}{4} T_v} + \dots \right)$$

上式括号内的级数收敛很快，实用上可取第一项，即：

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{z^2}{4} T_v}$$

上式也适用于双面排水附加应力直线分布的情况。

ii 地基沉降与时间关系计算

地基沉降与时间关系计算步骤如下：

计算地基最终沉降量 s 。由前述分层总和法或《规范》法进行计算。

计算附加应力比值 a 。由地基附加应力计算，应用公式(3.57)可得 a 值。

假定一系列地基平均固结度 U 。如 $U = 10\%$ ， 20% ， 40% ， 60% ， 80% ， 90% 。

计算时间因子 T_v 。由假定的每一个平均固结度 U_0 与 a 值，应用图 3.53，查出纵坐标时间因子 T_v ；

计算时间 t 。由地基土的性质指标和土层厚度，由公式(3.53)计算每一 U 的时间 t 。

计算时间 t 的沉降量 s_t 。 $s_t = Us$

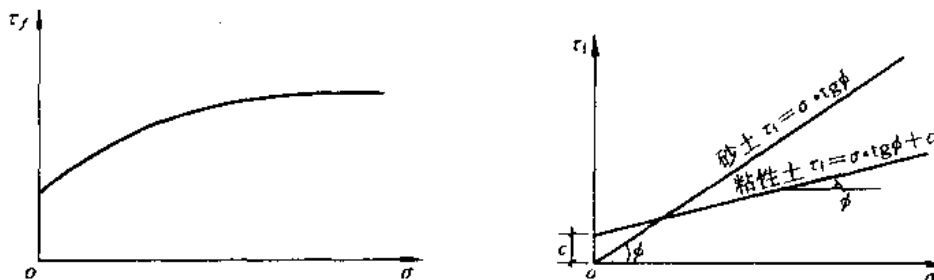
绘制 s_t 与 t 的曲线。由计算的 s_t 为纵坐标，时间 t 为横坐标，绘制 s_t-t 关系曲线，则可求任意时间 t_1 的沉降量 s_{t_1} 。

第四章 土的抗剪强度

在荷载作用下，地基土中产生剪应力。当局部范围内的剪应力超过土的抗剪强度时，将发生一部分土体沿着另一部分土体滑动而造成剪切破坏，这种现象称为地基丧失了稳定。故地基的强度实质上就是地基的抗剪强度。

一、土的强度理论

库伦公式



砂土的抗剪强度 τ_f 与作用在剪切面上的法向压力 σ 成正比，比例系数为内摩擦系数。粘性土的抗剪强度 τ_f 比砂土的抗剪强度增加一项土的粘聚力。即：

$$\text{砂土：} \tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

$$\text{粘性土：} \tau_f = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

式中 τ_f ——土体破坏面上的剪应力，即土的抗剪强度，kPa；

σ ——作用在剪切面上的法向应力，kPa；

φ ——土的内摩擦角，度；

c ——土的粘聚力，kPa。

土的抗剪强度的构成

无粘性土

内摩阻力

咬合力

粘性土

内摩擦力

粘聚力，粘聚力来源于以下两个部分：

.电分子吸引力

.土中天然胶结物质

土的强度理论——极限平衡理论

当土体的剪应力 τ 等于土的抗剪强度 τ_f 时的临界状态称为“极限平衡状态”。

土体中任一点的应力状态

最大主应力与最小主应力

微元体顶面和底面作用力，均为 $\sigma_1 = \gamma z$

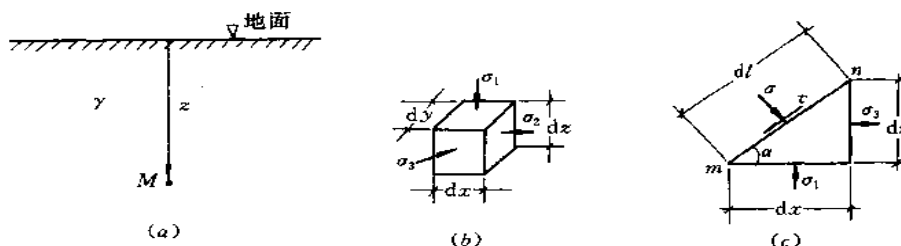
式中 σ_1 ——作用在微元体上的竖向法向应力，即土的自重应力，kPa。

微元体侧面作用力为： $\sigma_2 = \sigma_3 = \xi \gamma z$

式中 σ_2, σ_3 ——作用在微元体侧面的水平向法向应力，kPa；

ξ ——土的静止侧压力系数，小于 1，查表。

因为土体并无外荷作用，只有土的自重作用，故在微元体各个面上没有剪应变，也就没有剪应力，凡是剪应力为零的面称为主应面。作用在主应面上的力称为主应力，因此， σ_1 为最大主应力， σ_3 为最小主应力。同时，主应力 $\sigma_2 = \sigma_3$ 。



任意斜面上的应力

取 $dy = 1$ ，按平面问题计算。设直角坐标：以 m 点为坐标原点 o ， ox 向右为正， oz 向下为正，根据静力平衡条件，取水平与竖向合力为零。

$$\sum x = 0 : \sigma \sin \alpha dl - \tau \cos \alpha dl - \sigma_3 \sin \alpha dl = 0$$

$$\sum z = 0 : \sigma \cos \alpha dl + \tau \sin \alpha dl - \sigma_1 \cos \alpha dl = 0$$

解得

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

式中 σ ——与大主应面成 α 角的截面 mn 上的法向应力，kPa；

τ ——同一截面上的剪应力，kPa。

用摩尔应力图表示斜面上的应力

取 τ - σ 直角坐标系。在横坐标 $o\sigma$ 上，按一定的应力比例尺，确定 σ_1 和 σ_3 的位置，以 σ_1 - σ_3 为直径作圆，即为摩尔应力圆，如图 4.5 所示。

取摩尔应力圆的圆心为 o_1 ，自 $o_1\sigma_1$ 逆时针转 2α

角，得半径 o_1a 。a 点为摩尔圆圆周上一点。此 a

点的坐标 σ, τ ，即为 M 点处与最大主应面成 α 角的斜面 mn 上的法向应力和剪应力值。证明如下：

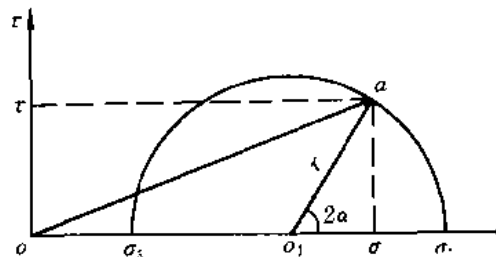


图 4.5 摩尔应力圆

$$\sigma = \overline{o_1\sigma} + \overline{o_1a} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + r \cos 2\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = \overline{aa'} = r \sin 2\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

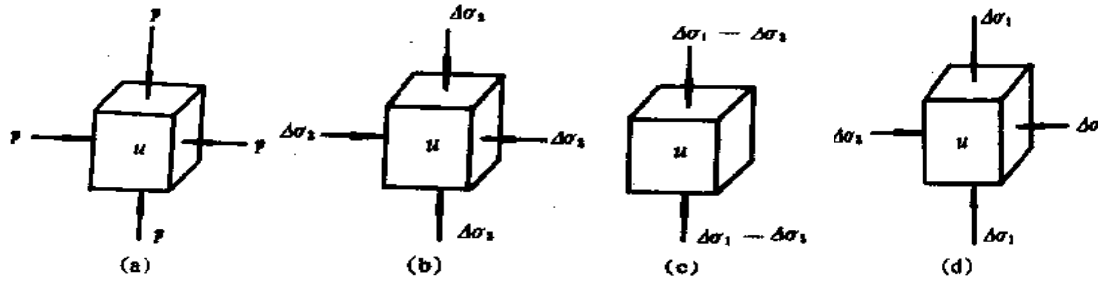
二、剪强度的测定方法

直剪试验

三轴剪切试验

无侧限抗压强度试验

十字板剪切试验
三、孔隙压力系数 A、B



(a) 在 p 作用下固结 $u = 0$, $\sigma' = p$

(b) 不排水条件下, 围压 $\Delta\sigma_3$ 作用下, $u = \Delta u_1$; 有效应力改变量 $\Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u_1$

(c) 不排水条件下, 轴向力 $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ 作用下, $u = \Delta u_2$; 有效应力改变量

$\Delta\sigma'_1 = (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - \Delta u_2$ 和 $\Delta\sigma'_3 = -\Delta u_2$ 。

(d) 不排水条件在轴向力 $\Delta\sigma_1$ 和侧向 $\Delta\sigma_3$ 作用下, $u = \Delta u_1 + \Delta u_3$, $\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u_1 - \Delta u_3$,

$\Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u_1 - \Delta u_3$

图 a 表示一个试样在各向相等的压力 p 作用下发生固结, 孔隙水压力 $u = 0$, 按有效应力原理, 有效应力 $\sigma' = p$ 。

图 b 表示试样在不排水条件下受到各向相等的压力 $\Delta\sigma_3$ 的作用, 孔隙压力增长为 Δu_1 , 有效应力的增长为

$$\Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u_1$$

因为 $\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_3$

根据广义虎克定律, $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \frac{1-2\mu}{E} \Delta\sigma'_3 = \frac{1-2\mu}{E} (\Delta\sigma_3 - \Delta u_1)$

又因为 $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$, $\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V}$

根据弹性理论, 土体体积变化为

$$\Delta V = \frac{3(1-2\mu)}{E} V \Delta\sigma'_3 = C_s V (\Delta\sigma_3 - \Delta u_1)$$

式中 C_s ——土的体积压缩系数;

V ——试样的体积。

孔隙中流体(空气和水)在压力增大 Δu_1 时发生的体积压缩为

$$\Delta V_v = C_v V n \cdot \Delta u_1$$

式中 n ——土的孔隙率;

C_v ——孔隙的体积压缩系数。

因为土颗粒的体积压缩很小, 可以忽略不计。所以上体体积变化应该等于土中孔隙体积

变化，从上两式相等可得到下式，

$$C_s V (\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) \approx C_v n V \Delta u_1$$

上式可改写为

$$\frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{nC_v}{C_s}} = B \quad (\text{a})$$

式中 B 是在各向应力相等条件下的孔隙压力系数。

饱和土因为水的压缩性比土骨架的压缩性低得多，即 $C_v=0$ ，所以 $B=1$ 。对于干土，孔隙压缩性接近无穷大，所以 $B=0$ 。非饱和的湿土，孔隙压力系数 B 值在 $0 \sim 1$ 之间，饱和度越大， B 值越接近于 1。

图 c 表示土体在轴向受到 $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ 的作用时，孔隙压力增长 Δu_2 ，轴向及侧向的有效应力增长为

$$\Delta\sigma'_1 = (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - \Delta u_2$$

$$\Delta\sigma'_3 = -\Delta u_2。$$

根据弹性理论，土体体积变化为

$$\Delta V = \frac{1-2\mu}{E} V (\Delta\sigma'_1 + 2\Delta\sigma'_3) = \frac{3(1-2\mu)}{E} V \frac{1}{3} (\Delta\sigma'_1 + 2\Delta\sigma'_3) = C_s V \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 - 3\Delta u_2)$$

孔隙中流体在压力增大 Δu_2 发生的体积变化为

$$\Delta V_v = C_v V n \cdot \Delta u_2$$

令上两式相等，得

$$\Delta u_2 = B \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

因为土不是弹性体，将上式中的 $1/3$ 改为系数 A ，可得

$$\Delta u_2 = BA (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

式(a)经变换和上式相加可得到如图 d 所示的在 $\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 共同作用下的孔隙压力为

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] = B\Delta\sigma_3 + \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (\text{b})$$

式中， A 、 \bar{A} 是在偏应力作用下的孔隙压力系数。

式(b)称为斯肯普顿孔隙水压力系数方程。对于饱和土， $B=1$ ，则

$$\bar{A} = A = \frac{\Delta u_2}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}$$

四、抗剪强度试验方法与指标的选用

直剪试验分为下述三种：

- 快剪试验
- 固结快剪试验
- 慢剪试验

三轴试验分为下述三种

- 不固结不排水剪切试验(UU 试验)

- 等向固结不排水剪切试验(CU 试验)
- 等向固结排水剪切试验(CD)试验

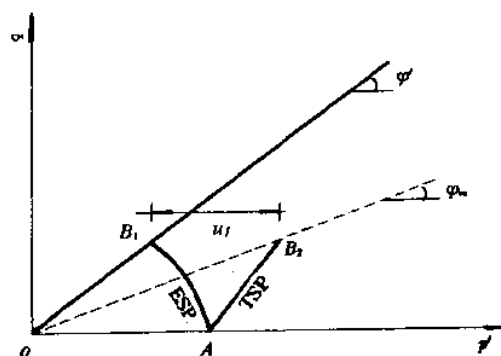
五、应力路径的概念

应力点在应力空间的运动轨迹称为应力路径。

以三轴固结不排水压缩试验(CU 试验)为例, 应力空间取 $p(p')$, q 平面, 介绍应力路径的基本概念。三轴固结不排水压缩试验分二个阶段:

等向固结阶段。该阶段中土体中三个主应力相等。 $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, 固结应力从小增大, 直至达到要求的固结应力值 σ_c 。在这一过程中, 土体处于排水条件, 土体中总应力和有效应力相等。平均应力 $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ 不断增大直至等于 σ_c , 主应力差 $q = \sigma_1 - \sigma_2 = 0$ 。应力路径在图中为 OA 。

轴向压缩阶段, 或称剪切阶段。该阶段为不排水条件, 径向应力 σ_3 保持不变, 轴向应力 σ_1 不断增大直至土体发生破坏, 土中超孔隙水压力不断增大。轴向应力增加 $\Delta\sigma_1$, 则平均总应力增量 $\Delta p = \frac{1}{3}\Delta\sigma_1$, 主应力差增量 $\Delta q = \Delta\sigma_1$,



总应力路径(TSP)如图中直线 AB_2 所示, 轴向应力增加 $\Delta\sigma_1$ 时, 超孔隙水压力 Δu , 平均有效应力增量 $\Delta p' = \frac{1}{3}\Delta\sigma_1 - \Delta u$, $\Delta q = \Delta\sigma_1$, 有效应力路径(ESP)为图中曲线 AB_1 所示。图中 OB_1 为有效应力破坏包线, OB_2 为总应力破坏包线。

六、饱和粘性土的抗剪强度

不固结不排水抗剪强度(快剪)

三轴不排水剪是在整个试验过程中部不允许试样排水固结, 饱和粘性土的三轴不排水剪试验结果, 虽然三个试样周围压力 σ_3 不同, 但剪切破坏时的主应力差相等, 三个极限应力圆的直径相同, 因而强度包线是一条水平线, 即:

$$\begin{cases} \varphi_u = 0 \\ \tau_f = c_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \end{cases}$$

式中 c_u 、 φ_u ——分别为不排水剪的粘聚力和内摩擦角。

固结不排水抗剪强度(固结快剪)

土的应力历史对固结不排水剪试验结果的影响

正常固结土: 强度包线大多数为通过坐标原点的直线。

超固结土: 强度包线不通过坐标原点。

总应力强度包线的表达式为:

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma \text{tg} \varphi_{cu}$$

有效应力强度包线可表达为:

$$\tau_f = c' + \sigma' \text{tg} \varphi'$$

固结排水抗剪强度(慢剪)

排水剪整个试验过程都使试验样充分排水固结,孔隙水压力始终为零,即总应力等于有效应力。

第五章 土压力理论和土坡稳定分析

一、土压力

土体作用在挡土墙上的压力称为土压力。

- 静止土压力：地下室外墙、地下水池侧壁、涵洞的侧墙等。
- 主动土压力：一般边坡挡土墙都受主动土压力的作用，所以主动土压力条件最为常见。
- 被动土压力：桥台，堤岸挡土墙

在相同的墙高和填土条件下，主动土压力小于静止土压力而静止土压力又小于被动土压力即：

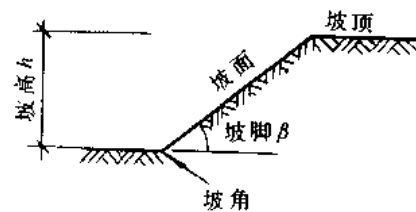
$$E_a < E_0 < E_p$$

二、土坡稳定分析

土坡的失稳常在外界的不利因素影响下触发和加剧，一般有以下几种原因：

- 土中剪应力增加
- 土的抗剪强度的降低
- 静水力及动水力的作用

简单土坡是指土质均匀、顶面与底面均为水平，并伸至无穷远。



三、静止土压力计算

可按下式计算

$$p_0 = \sigma_x = K_0 \gamma z$$

式中 K_0 ——静止土压力系数，或如前述称侧压力系数，与土的性质、密实程度等因素有关。

静止土压力沿墙高呈三角形分布，作用点在墙高三分之二处，总静止土压力 E_0 为

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_0$$

四、朗肯土压力理论

假定：

墙是刚性的，墙背垂直、光滑、墙后填土表面水平。即墙背处没有摩擦力，土体的竖直面和水平面没有剪应力。

朗肯理论是从研究弹性半空间体内的应力状态出发，根据土的极限平衡理论，得出计算土压力的方法。

$$\text{竖向应力 } \sigma_z = \gamma z$$

$$\text{水平应力 } \sigma_x = K_0 \gamma z$$

且都是主应力。

主动土压力

设墙背垂直光滑，填土面水平。墙背在任一深度 z 处竖向应力 σ_z 为大主应力 σ_1 ， σ_x 为小主应力 σ_3 ，因而可求得朗肯主动土压力强度 p_a

$$\text{砂类土： } p_a = \sigma_x = \sigma_3 = \gamma z \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \gamma z K_a \quad (a)$$

$$\text{粘性土: } p_a = \sigma_3 = \gamma z \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \gamma z \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{b})$$

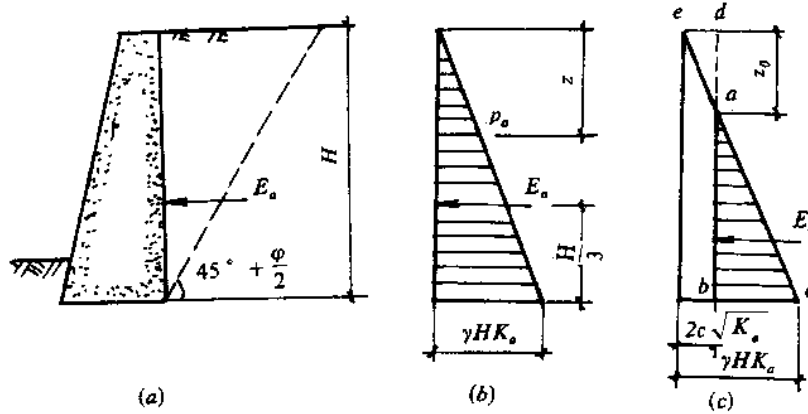
式中 p_a ——沿深度方向的主动土压力分布强度, kPa;

K_a ——主动土压力系数;

z ——计算点离填土表面的距离, m。

由式(a)可以看出,砂类土的土压力强度与深度 z 成正比,土压力分布图呈三角形,墙单位长度总主动土压力为

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot K_a$$



作用位置在墙高的三分之一处。

粘性土的土压力强度由二部分组成,一部分为由土的自重引起的土压力 $\gamma z K_a$, 另一部分为由粘聚力 c 引起的土压力 $2c\sqrt{K_a}$, 但这部分侧压力为负值。由于墙面光滑,土对墙面产生的拉力会使土脱离墙,因此,略去这部分土压力。

a 点离填土面高度 z_0 可由 $p_a = 0$ 求得

$$p_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0$$

故临界深度

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

则总主动土压力为

$$E_a = \frac{1}{2} (h - z_0)(\gamma h K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a - 2ch\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

作用位置在墙底以上 $1/3(h - z_0)$ 处。

被动土压力

朗肯被动土压力是作用在墙面上的 σ_x , 而 σ_x 为最大主应力 σ_1 , σ_z 为最小主应力 σ_3

$$\text{砂类土: } p_p = \sigma_x = \sigma_1 = \gamma z \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = \gamma z K_p \quad (\text{a})$$

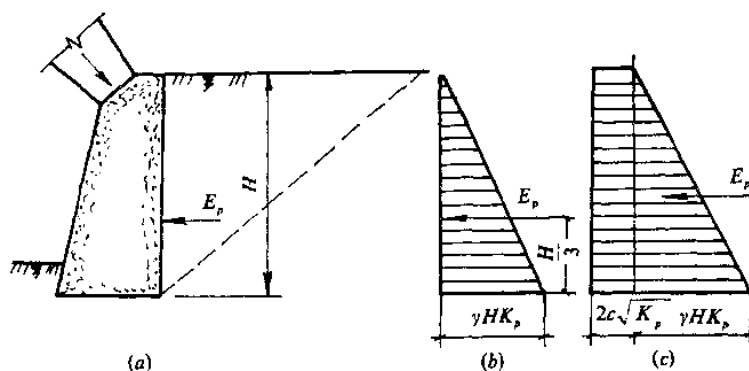
$$\text{粘性土: } p_p = \sigma_1 = \gamma z \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = \gamma z \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (\text{b})$$

式中 p_p ——沿深度方向的主动土压力分布强度, kPa;

K_p ——被动土压力系数；
 被动土压力分布如图，单位增长度的总被动土压力为

砂类土 $E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot K_p$

粘性土 $E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot K_p + 2ch\sqrt{K_p}$



几种情况下朗肯土压力的计算

土体表面有均布荷载

假想的土重代替均布荷载。当填土面水平时，当量土层厚度为：

$$h_0 = \frac{q}{\gamma}$$

分层填土

由于各层土 c 、 φ 值不同，则土压力分布在两层填土交接面处发生突变。设在交接面处以上填土性质与 c_1 、 φ_1 有关，则其土压力为 $p_a = \gamma_1 h_1 K_{a1}$ ，而在交接面处以下，填土性质则与 c_2 、 φ_2 有关，其土压力为 $p_a = \gamma_1 h_1 K_{a2}$ 。

墙后土体中有地下水的土压力计算

在地下水位以上的土压力仍按土的原指标计算；地在水位以下的土的容重取浮容重，抗剪强度指标若无专门测定，则仍用原来的 c 、 φ ；此外还有静水压力作用在墙面上。而总侧压力为土压力之和。

对于粘性土采用“水土合算”。

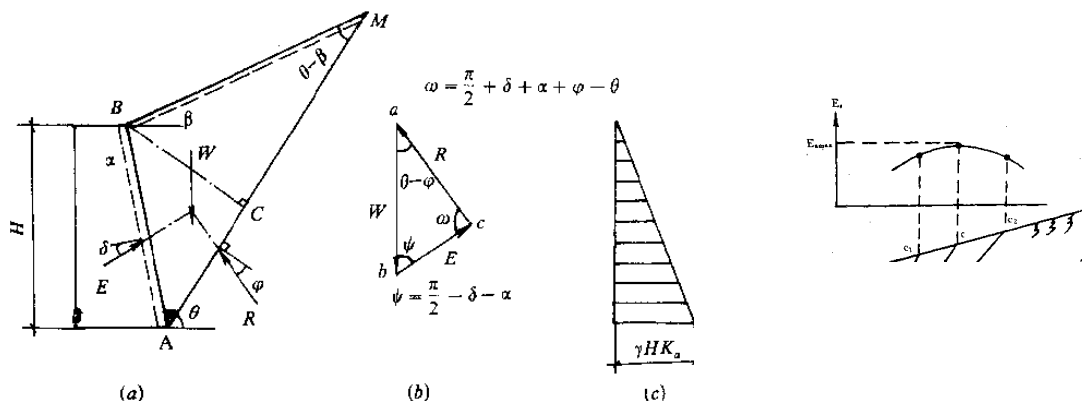
五、库仑土压力理论

假定

挡土墙是刚性的，墙后土体为各向同性无粘性砂土，即均匀的散粒体；

挡土墙后产生的主动或被动土压力时，墙后土体形成滑动土楔，其滑动楔体是沿着墙背和通过墙踵的平面发生移动；

将滑动土楔视为刚体。



主动土压力

假设通过 A 点的破裂滑动面 AM 的倾斜角为 θ ，滑动楔体 ABM 向下滑动，处于极限平衡状态时，楔体 ABM 上作用有以下三个力。

土楔体 ABM 的自重 W

在滑裂面的倾角 θ 已经确定后，由几何关系，土楔体的重量

$$W = \Delta ABM \cdot \gamma = \frac{1}{2} AM \cdot BC \cdot \gamma$$

由于

$$AM = AB \frac{\sin(90^\circ - \alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)}$$

$$AB = \frac{h}{\cos \alpha}$$

$$BC = AB \cos(\theta - \alpha) = h \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos \alpha}$$

故

$$W = \frac{1}{2} AM \cdot BC \cdot \gamma = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\theta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \sin(\theta - \beta)}$$

破裂滑动面 AM 上的反力 R

墙背 AB 对土楔体的反力 E

由正弦定理

$$\frac{E}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{W}{\sin \omega}$$

$$E = \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin \omega} \cdot W = \frac{\gamma h^2}{2 \cos^2 \alpha} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \beta) \sin \omega}$$

式中 $\omega = \frac{\pi}{2} + \delta + \alpha + \varphi - \theta$

滑动面 AM 是假设的，因此 θ 角是任意选的，所以，它不一定是真正的滑动面，因而 E 仅是相应于 θ 倾斜滑动面时的土压力； θ 角变化，E 也变化，但是，挡土墙破坏时，填土土体内只能有一个真正的滑动面（即最危险的滑动面），所以相应于 E 最大值时的 θ 倾斜面才是真正的破裂滑动面，此时的 E_{\max} 才是所求的总主动土压力。为求极值，可取

$$\frac{dE}{d\theta} = 0$$

将求得的破裂角 θ_{cr} 代入上式，整理后即为主土压力 E_a 的库伦公式

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

式中 K_a ——库伦主动土压力系数。

φ (填土的内摩擦角) , δ (墙背与填土间的摩擦角) , K_a

β (墙后填土表面的倾斜角) , α (墙背与垂线的夹角) , K_a

被动土压力

E 和 R 的方向由于土楔体上滑, 都在法线的上侧。与求主动土压力相同的方法, 即可求得被动土压力 E_p 的库伦公式

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

式中 K_p ——库伦被动土压力系数。

被动土压力强度 $p_a = \gamma z K_p$

六、土坡稳定分析

影响土坡稳定的因素

- 土坡坡度
- 土坡高度
- 土的性质
- 气象条件
- 地下水的渗透
- 强烈地震

无粘性土坡的稳定分析

如图为一无粘性土坡, 其沿坡面的滑动力 T

滑动力 $T = W \sin \beta$

阻止滑动的力是 W 在斜面上的法向分力 N 引起的摩擦

力

抗滑力 $T' = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = W \cos \beta \cdot \operatorname{tg} \varphi$

则稳定安全系数为

$$K = \frac{T'}{T} = \frac{W \cos \beta \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \beta} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta}$$

讨论:

当坡角 β 等于土的内摩擦角 φ 时, $K = 1$, 即土坡处于极限平衡状态。

只要 $\beta < \varphi$ ($K > 1$), 土坡就能稳定, 而且与坡高无关。

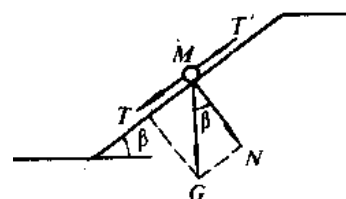
若土坡为密实碎石土, 存在咬合力, 则稳定安全系数 K 还与坡高 H 等, 则对于同一种土, 坡高 H 大时, 坡度允许值要小, 即坡度平缓。

粘性土土坡的整体稳定分析

瑞典圆弧法

基本假定: 均质粘性土坡滑动时其滑动面常近似为圆弧形态。假定滑动面以上的土体为刚性体, 即设计中不考虑滑动土体内部的相互作用力。假定上坡稳定属于平面应变问题。

基本公式: 取圆弧滑动面以上滑动体为脱离体。土体 $ABDE$ 在自重 W 作用下将绕圆心



○ 旋转而向下滑动。因此使土体绕圆心 O 下滑的滑动力矩为

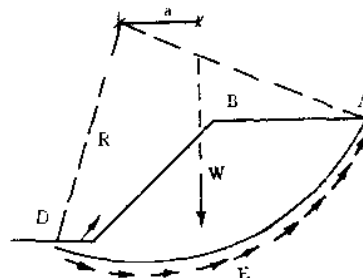
$$M_s = Wa$$

阻止土体滑动的力是滑弧 \widehat{AED} 上的抗滑力，其值等于土的抗剪强度 τ_f 与滑弧 \widehat{AED} 长度 \widehat{L} 的乘积，即

$$M_r = \tau_f \widehat{L} R$$

安全系数

$$K = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\tau_f \widehat{L} R}{Wa}$$



式中 \widehat{L} ——滑弧弧长。

R——滑弧半径。

a——滑动土体重心离滑弧圆心的水平距离

费伦纽斯确定最危险滑动面圆心的方法

瑞典圆弧法。它适用于 $\varphi = 0$ 的粘性土坡。后经费伦纽斯改进，提出 $\varphi = 0$ 的简单土坡最危险的滑弧为通过坡脚的圆弧。

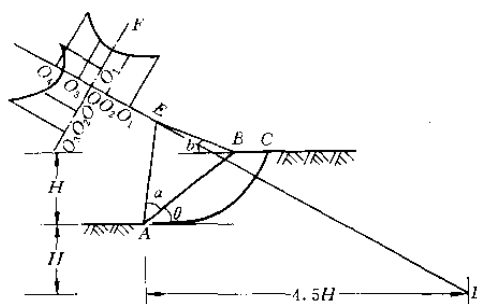
步骤：

根据土坡坡度或坡角 β ，查表得到角 β_1, β_2 。

根据 β_1 作 BD 线，根据 β_2 作 CD 线。

BD 与 CD 交点 D，当土的内摩擦角 $\varphi = 0$ ，则最危险滑动面的圆心在 D 点。

由坡脚 B 竖直向下取 H 值，然后向土坡方向水平线上取 4.5H 处为 E 点，作 ED 的延长线。延长线附近为当 $\varphi > 0$ 时，最危险滑动面的圆心位置。



在 ED 延长线上选 3~5 点作为圆心，计算各自的土坡稳定安全系数 K_i 。按一定的比例，将 K 的数值画在圆心与 ED 正交的线上，并连成曲线。取曲线下凹处的最低点 O_m 。过 O_m 作直线 FG 使与 ED 正交。

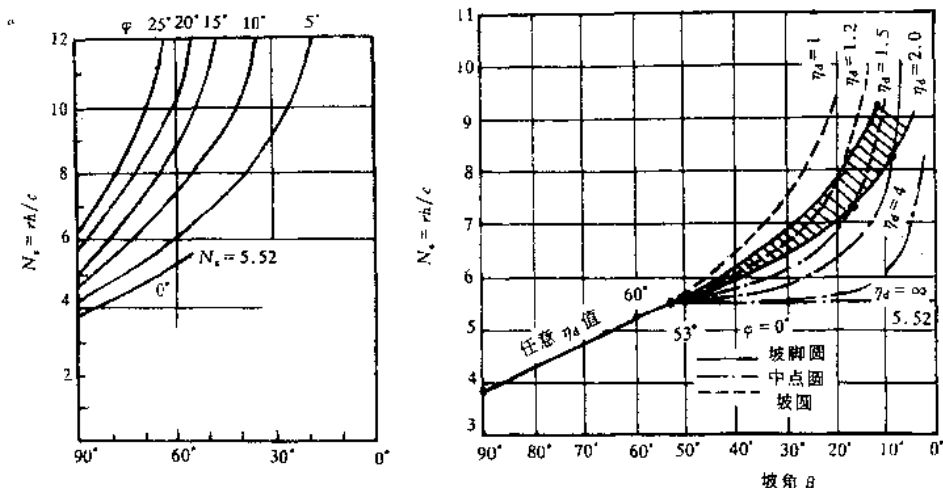
同理，在 FG 上，选 3 点~5 点作为圆心，分别计算各自的土坡稳定安全系数 K'_i ，按相同比例尺画在各圆心点上，方向与 FG 直线正交，将久 K'_i 端点连成曲线，取曲线下凹最低点对应的 O 点，即为所求最危险滑动面的圆心位置。

由上可知，土坡稳定计算的工作量很大。

泰勒分析方法（稳定数法）

边坡的平衡关系，由土的抗剪强度指标 c、 φ 、重度 γ ，边坡坡角和坡高 h 五个参数确定，如其中四个为已知，则另一个即可算出。

$$\text{稳定因数： } N_s = \frac{\gamma h}{c}$$



当 $\varphi > 3^\circ$ 时，滑动面为坡脚圆，其最危险滑动面圆心位置，可根据 φ 、 β 查表查的。

当对饱和软粘土地基，由于其在快剪条件下 $\varphi = 0$ ，泰勒由理论分析指出，当坡角 $\beta > 53^\circ$ 时，滑动面也是坡脚圆。按上法查表。

当 $\varphi = 0$ ，且坡角 $\beta < 53^\circ$ 时，三种滑动面都有可能，破坏情形不仅决定于坡角 β ，还决定于坚硬土层面离土坡顶的距离与土坡高度的比值 n_d ， n_d 称深度系数。根据教材 p108 图 5-20 由 β 和 n_d 可直接查出稳定数 N_s ，从而可计算土坡的临界高度 h_c 。

如软土层很厚，当 $n_d > 4$ 时取 $n_d = \infty$ ，由图可得 $N_s = 5.52$ ，且与 β 角无关，则土坡临界高度为：

$$h_c = \frac{5.52c_u}{\gamma}$$

边坡稳定安全系数为

$$K = \frac{N'_s}{N_s} = \frac{\gamma h}{c'} \cdot \frac{c}{\gamma h} = \frac{c}{c'}$$

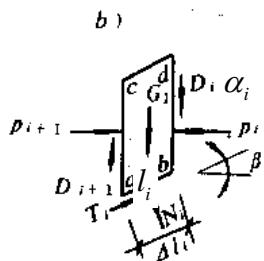
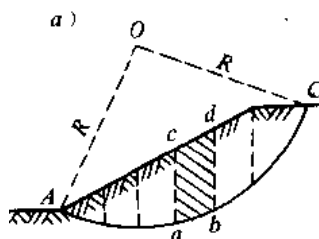
式中 c_u ——土的不排水抗剪强度，kPa。

费伦纽斯条分法（瑞典条分法）

计算步骤

将土坡剖面按比例画出(图 5—29a)，假设滑弧通过坡角 A。

任选一圆心 O，以 OA 为半径作圆弧，AC 为滑动面，在选择圆心 O 和圆弧 AC 时，应尽量使 AC 的坡度陡，则滑动力大，即安全系数 K 小。此外，半径 OA 应取整数，使计算方便。



将滑动面以上土体分成 n (一般为 8~12) 个的土条。为计算方便，土条等宽。

计算土条自重 W_i

$$W_i = \gamma b h_i$$

如土条上作用有荷载，另外加上。

将土条的自重 W_i 分解为作用在滑动面 AC 上的两个分力
 滑动面 ab(简化为直线), (忽略条块之间的作用力, 试验证明, 对这个问题的近似解中若忽略土条侧向的法向力和剪力, 产生的误差仅 10~15%左右。)

$$\text{法向分力: } N_i = W_i \cos \alpha_i$$

$$\text{切向分力: } T_i = W_i \sin \alpha_i$$

作用在 AC 面上的滑动力矩为:

$$M_s = \sum T_i R = \sum W_i R \sin \alpha_i$$

计算稳定力矩 (抗滑力矩):

作用在 ab 面上的单位反力为

$$\sigma_i = \frac{1}{l_i} N_i = \frac{1}{l_i} W_i \cos \alpha_i$$

则作用在 ab 面上的抗剪强度为

$$\tau_{fi} = \sigma_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i$$

则作用在 ab 面上的稳定力矩为:

$$M_r = \sum \tau_{fi} \cdot l_i R = \sum (\sigma_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i) \cdot l_i R = \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i) R$$

求圆弧面 AC 的稳定安全系数

当滑动面上的总剪力等于总抗剪力时, 土坡开始滑动。抵抗力与剪力的比值称稳定安全系数 K, 即:

$$K = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum (W_i \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

对于均质土坡, $c_i = c$, $\varphi_i = \varphi$

$$\text{则, } K = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\operatorname{tg} \varphi \sum W_i \cos \alpha_i + c \hat{L}}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

最危险滑动面圆心位置的确定

由于试算的滑动面圆心是任选的, 因此所选择的滑动面不一定最危险。为求得最危险滑动面, 需用试算法。即重复步骤 - , 选择不同的圆弧, 得到相应的安全系数 K_1, K_2, K_3, \dots , 取其中最小值即为所求的 K_{\min} 。即找最危险的圆弧

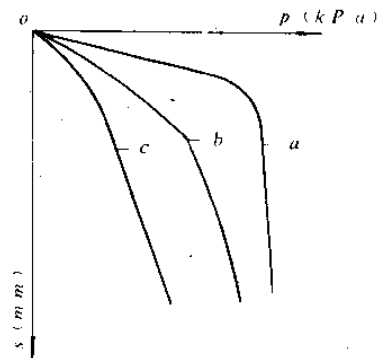
第六章 地基承载力

一、地基变形的三个阶段

- 压密阶段（或称线弹性变形阶段或线形变形阶段）
- 剪切阶段（或称弹塑性变形阶段）
- 破坏阶段（或完全破坏阶段）

二、地基的破坏型式

- 整体剪切破坏：图中 a
- 局部剪切破坏：图中 b
- 刺入剪切破坏：图中 c



三、浅基础地基的临塑荷载

地基内即将开始出现塑性变形区时，可以为塑性区的最大深度 $Z_{max}=0$ ，这时可求得 p_{cr0}

边界方程的推导

设一条形基础承受中心荷载，基底压力为 p [图 3-16(a)]。地基内任意点 M 的主应力来源于基底附加压力 p_0 （这里记为 p ）和自重应力 σ_c [图 3-16(b)]。条形均布荷载 p_0 在 M 点产生的大、小主应力可按弹性力学得出的如下公式计算：

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\pi}(2\alpha \pm \sin 2\alpha)$$

式中 2α ——任意点 M 到均布荷载两端点的夹角，用弧度表示。

由土自重产生的应力在各个方向是不等的，但为了简化起见，可以认为土处于极限平衡状态与固体处于流塑状态一样，即假设土在各方向约法向自重应力相等，并且等于 $\gamma(d+z)$ 。因此，地基中任意点的大、小主应力 σ_1 和 σ_3 为：

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\pi}(2\alpha \pm \sin 2\alpha) + \gamma_0 d + \gamma z$$

当 M 点处于极限平衡状态时，由于

$$\overline{AD} = \overline{RD} \cdot \sin \varphi = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\overline{RD} = c \cdot \text{ctg} \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$$

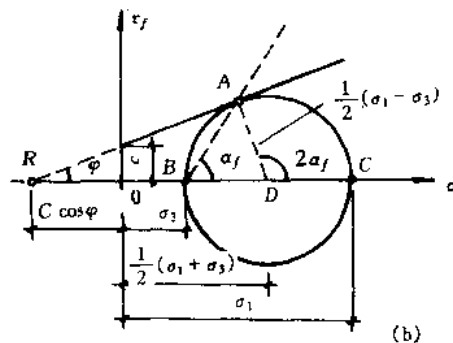
$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = [c \cdot \text{ctg} \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)] \sin \varphi$$

整理后得：

$$z = \frac{p - \gamma_0 d}{\gamma \pi} \left(\frac{\sin 2\alpha}{\sin \varphi} - 2\alpha \right) - \frac{c \cdot \text{ctg} \varphi}{\gamma} - \frac{\gamma_0 d}{\gamma}$$

上式为塑性区的边界方程，表示塑性区边界上任一点的 z 与 2α 之间的关系。

临塑荷载和临界荷载的确定



塑性区的最大深度 z_{\max} 可由 $\frac{dz}{d\alpha} = 0$ 的条件求得，即

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{2(p - \gamma_0 d)}{\gamma\pi} \left(\frac{\cos 2\alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0$$

$$2\alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi$$

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma_0 d}{\gamma\pi} \left[\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma} - \frac{\gamma_0 d}{\gamma}$$

由上式可见，在其它条件不变时， p 增大，塑性区的范围也随着增大，即 z_{\max} 增大。若 $z_{\max} = 0$ ，表示地基即将出现塑性区，相应的荷载 p 即为临塑荷载 p_{cr} 。因此，在上式中，令 $z_{\max} = 0$ ，得临塑荷载的计算式为：

$$p_{cr} = \frac{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \cdot \gamma_0 d + \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \cdot c = N_q \gamma_0 d + N_c c$$

式中 N_q 、 N_c ——承载力系数，由内摩擦角 φ 计算。

四、浅基础地基的临界荷载

取 p_{cr} 为地基的承载力一般偏于安全，工程实践表明，容许地基出现不大的塑性区，对建筑物的安全有保证的，通常取 $z_{\max} = nb$ 来计算 p_n

一般强度土 ($\varphi < 22^\circ$) $n=1/4$

强度较高的土 ($\varphi > 22^\circ$) $n=1/3$

五、地基的极限承载力

指地基的极限承载力=极限荷载/安全系数

普朗特尔承载力理论

太沙基承载力理论

影响极限承载力的因素

- 土的内摩擦角、粘聚力、重度愈大，极限承载力愈大
- 基础埋深增加，基础底面宽度增加，极限承载力愈大
- 整体剪切破坏比局部剪切破坏承载力大

第七章 天然地基上的浅基础

基础按其埋置的深度不同，分为 浅基础： $d < 5\text{m}$

深基础：特殊方法施工，如桩基、沉井等。

浅基础用一般方法施工，本章重点讲解。

一、地基基础设计的基本原则

基础设计应保证上部结构的安全与正常使用，并且要使基础的费用是经济合理的。

地基基础设计的规定

地基变形计算，计算时同时满足地基的强度条件。

强度：轴心受压时 $p_k \leq f_a$

偏心受压时 $p_{kmax} \leq 2f_a$

$(p_{kmax} + p_{kmin})/2 \leq f_a$

地基基础的变形条件： $S \leq [S]$

教材表 7-1 所列范围内的二级建筑物如有下列情况之一时，仍作变形验算：

- 地基承载力标准值小于 130KPa，且体型复杂建筑。
- 在基础附近有堆载，相邻基础荷载差异大。
- 软弱地基上，相邻建筑距离近。
- 二级和三级建筑物，可不作变形验算。

地基变形特征及允许变形值

地基的变形特征可分为：沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。

- 沉降量：指基础中心的沉降量 S
- 沉降差：指两相邻单独基础沉降量的差值 $S = S_1 - S_2$
- 倾斜：指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值。
$$\text{tg } \alpha = (S_1 - S_2)/b$$
- 局部倾斜：指砌体承重结构沿纵墙 $b < 10\text{m}$ 内基础两点间的沉降差与其距离的比值。

地基承载力特征值的确定

由现场载荷试验确定地基承载力特征值

应按下列公式修正 $f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$

按强度理论公式计算地基承载力特征值

岩石地基承载力特征值：载荷试验

$$f_a = r_{rk}$$

地基基础设计的步骤

确定基础的类型，地基处理的初步方案，并考虑使用要求、施工技术、材料供应、造价等条件。

确定基础的埋置深度及地基承载力特征值。

基底尺寸、下卧层强度验算。

一级、二级建筑物计算 $S \leq [S]$

地基稳定验算。

确定基础剖面尺寸，进行基础结构计算。

绘基础施工图，编写施工说明。

二、浅基础类型

三、基础埋置深度

基础埋置深度是指从基础底面至室外设计地面的距离。

建筑物用途及工程地质条件

基础宜浅埋，深度 $d \geq 0.5m$ ，基顶应低于室外地面 $0.1m$ ，尽量利用地基承载力大的土层为持力层。

工程地质和水文地质条件的影响

基础底面宜埋在地下水位以上，减少冻害。

相邻基础的影响

新建建筑物基础不宜深于原有基础，否则两基础底面净距取高差的 $1 \sim 2$ 倍。

地下沟管的影响

当有地下沟管穿过时，基础应预凿孔洞，沟管深于基础时，应考虑基础的局部加深。

地基土冻胀性和融陷的影响

土的冻胀：土中水分冻结后，使土体积增大的现象。

融陷：冻土融化后产生的沉降。

地基土的冻胀性分四类：不冻胀土：对建筑物无危害。

弱冻胀土：
冻胀土：
强冻胀土： } 应符合最小冻深要求。

$$d_{\min} = z_{dt} - h_{\max}$$

$$d_{\min} = z_0 + (100 \sim 200) \text{mm}$$

四、基础底面积的确定

按地基承载力确定基础底面尺寸

已知 d, f_a, F_k, M_k 求 A

轴心受压基础底面尺寸的确定

作用在基础底面上的平均压应力应小于或等于地基承载力设计值

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \leq f_a$$

$$A \geq \frac{F_k}{f_a - \bar{\gamma}h}$$

当为矩形基础时， $A = bl$ (m^2)

当为条形基础时， $A = b$ (长度方向取 $l=1m$ 计算单位)

F_k —轴压柱下单独基础时，算至基础顶面；

墙下条形基础时，取 $1m$ 长度的轴向力，算至室内 ± 0.000 地面标高处。

$\bar{\gamma}$ — $20kN/m^3$ 。当有地下水时取 $\gamma - \gamma_w = 10.2kN/m^3$

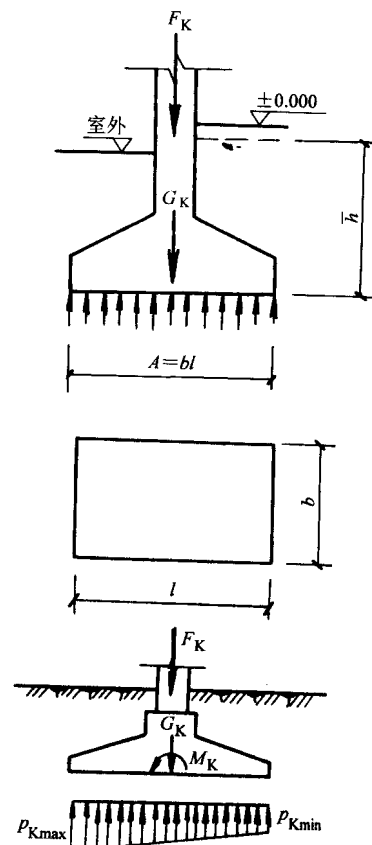
偏压基础底面尺寸的确定

$$p_{k \max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W}$$

$$p_{k \min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W}$$

公式

基底中心点荷载如图所示，则基底产生压力为



$$P_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} \left(1 + \frac{6e_0}{l} \right) \quad 2f_a$$

$$P_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} \left(1 - \frac{6e_0}{l} \right)$$

$$(P_{kmax} + P_{kmin})/2 \quad f_a$$

$$e_0 = \frac{M_k}{F_k + G_k} \quad l/6$$

计算步骤

假定 A (按轴压估算) 扩大 A (10~40%) 验算 P_{kmax} 、 P_{kmin}

墙下条形偏压基础底面积

取 1m 为计算单元, 弯矩 M_k 作用平面与短边 b 平行。

$$P_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{b} \left(1 + \frac{6e_0}{b} \right) \quad 2f_a$$

$$P_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{b} \left(1 - \frac{6e_0}{b} \right)$$

$$(P_{kmax} + P_{kmin})/2 \quad f_a$$

$$e_0 = \frac{M_k}{F_k + G_k} \quad l/6$$

地基软弱下卧层验算

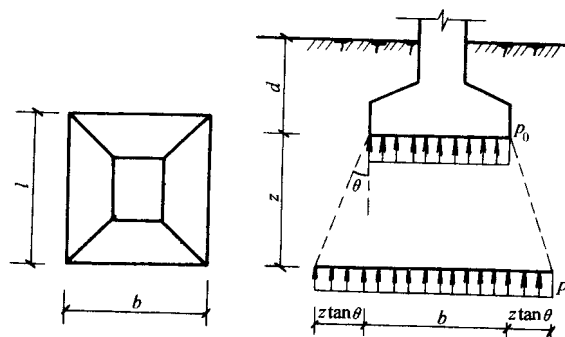
地基受力层范围内有软弱下卧层时, 要验算下卧层顶面的地基强度。

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az}$$

当 E_s 上/ E_s 软 3 时, 对条形基础用压力扩散角求 p_z

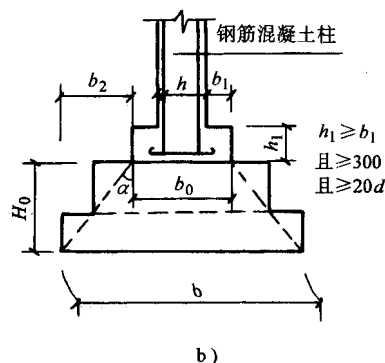
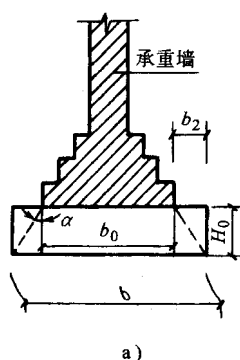
矩形基础 $p_z = lb p_0 / (b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)$

条形基础 $p_z = b p_0 / (b + 2z \tan \theta)$



五、无筋扩展基础设计

因刚性基础材料的抗弯、抗拉能力很低, 故常设计成轴心受压基础。基础设计应符合台阶宽高比或刚性角要求。



$$b_2/H_0 \quad [b_2/H_0]=\text{tg}\alpha$$

$$b_2 \quad [b_2/H_0] H_0 \quad \text{或} \quad H_0 \quad b_2/[b_2/H_0]$$

刚性基础设计步骤：

确定基底面积 $b \times l$

选刚性基础类型

按宽高比决定台阶高度与宽度——从基底开始向上逐步收小尺寸,使基础顶低于室外地面至少 0.1m, 否则应需修改尺寸或基底埋深。

基础材料强度小于柱的材料强度时,应验算基础顶面的局部抗压强度,如不满足,应扩大柱脚的底面积。

六、扩展基础

系指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

扩展基础的构造要求

一般构造要求

锥形基础的边缘高度,不宜小于 200mm,其顶部四周应水平放宽至少 50 mm,阶梯形基础的每阶高度,宜为 300~500 mm。

钢筋混凝土基础下通常设素混凝土垫层,垫层高度不宜小于 70 mm,混凝土强度等级应为 C10。垫层两边各伸出基础底板 50 mm。

底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10 mm;间距不宜大于 200 mm,也不宜小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不小于 8 mm;间距不大于 300 mm。每延米分布钢筋的面积不小于受力钢筋面积的 1/10。钢筋保护层的厚度不小于 40 mm(有垫层);不小于 70 mm(无垫层)。

基础底板混凝土强度等级不应低于 C20。

当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土的宽度大于或等于 5m 时,底板受力筋的长度可取边长或宽度的 0.9 倍,并宜交错布置。

现浇柱基础

钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢

(GB50010-2002) 确定:

一、二级抗震等级 $l_{aE} = 15l_a$

三级抗震等级 $l_{aE} = 0.5l_a$

四级抗震等级 $l_{aE} = 0l_a$

现浇柱基础内插筋的数量、直径、钢筋种类应与柱内纵向受力钢筋相同。

见右图,当符合下列条件之一时,可仅将四角的插筋伸入底板钢筋网上,其余插筋锚固在基础顶面下 l_a 或 l_{aE} 。

基础高度 1200 mm (柱为轴压或小偏压); 1400 mm (柱为大偏压)

预制钢筋混凝土柱与杯口基础

柱的插入深度

基础杯底厚度 a_1 和杯壁厚度 t

杯壁配筋。

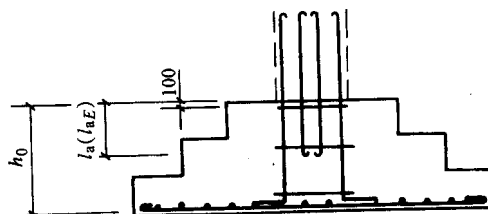
墙下钢筋混凝土条形基础

设计包括确定基础宽度、底板高度、底板配筋。

基础宽度

取 1m 为计算单元,长度方向上,则

$$\text{轴心受压时} \quad b \quad \frac{F_k}{f_a - \gamma \bar{h}}$$



$$\text{偏心受压时} \quad P_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{b} \left(1 + \frac{6e_0}{b} \right) \quad 2f_a$$

$$(P_{k\max} + P_{k\min})/2 \quad f_a$$

$$e_0 = \frac{M_k}{F_k + G_k} \quad l/6$$

基础底板高度、配筋

基础底板高度

由抗剪强度确定： $V \leq 0.7f_t l h_0$

$$V = P_j l b_1$$

轴压： $P_j = P_k - G/b$

偏压： $P_{j\max} = P_{\max} - G/b$

$$P_{j\min} = P_{\min} - G/b$$

墙或梁板： $P_{jl} = P_l - G/b$

基础底板配筋

a 底板受力筋沿宽度 b 方向设置。 $d = 8\text{mm}$, @ 100 , 200。

$$A_s = M_l / 0.9f_y h_0$$

$$M_l = 1/2 P_j l b_1^2$$

b 沿墙长方向设分布筋，放在受力筋上面。 $d = 6 \sim 8\text{mm}$, @250 ~ 300mm , $C = 35\text{mm}$, 有垫层时或 70mm 垫层时。

c 砼强度等级 C15。

d 受力钢筋一般采用 HRB400 级和 HRB335 级，也可采用 HRB235 级 HRB400 级钢筋。

柱下钢筋砼独立基础

设计包括确定基础底面积，基础高度、底板配筋。

基础底面积

$$\text{轴心受压基础：} A = \sqrt{\frac{F_k}{f_a - \bar{\gamma} \cdot \bar{h}}}$$

$$l = b$$

偏心受压基础：按下列公式确定 A

$$P_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} \left(1 + \frac{6e_0}{l} \right) \quad 2f_a$$

$$P_{k\min} = \frac{F_k + G_k}{A} \left(1 - \frac{6e_0}{l} \right)$$

$$(P_{k\max} + P_{k\min})/2 \quad f_a$$

$$e_0 = \frac{M_k}{F_k + G_k} \quad l/6$$

$l/b \leq 2$, 最大不超过 3。

基础高度

基础高度由抗冲切强度确定：即使基础冲切面以外地基净反力产生的冲切力 F_l 不大

于基础冲切面处砼的抗冲切强度。

$$F_1 \leq 0.7f_t b_m h_0$$

$$F_1 = P_j A_1$$

轴压： $P_j = P_k - G/A$

偏压： $P_{jmax} = P_{max} - G/A$ 柱边 $P_{ji} = P_i - G/A$

$P_{jmin} = P_{min} - G/A$ 偏压冲切计算时用 P_{jmax}

确定 A_1, A_2

a 当 $b \geq b_z + 2h_0$ 时

$$A_1 = (l/2 - a_z/2 - h_0) b - (b/2 - b_z/2 - h_0)^2$$

$$A_2 = (b_z + h_0) h_0$$

b 同理可求 $b < b_z + 2h_0$ 时

$$A_1 = (l/2 - a_z/2 - h_0) b$$

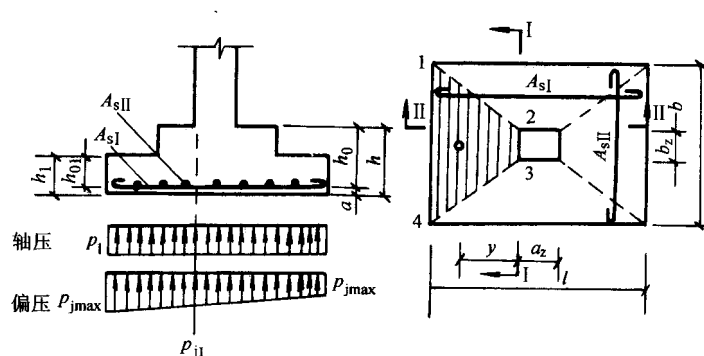
$$A_2 = (b_z + h_0) h_0 - (b_z/2 + h_0 - b/2)^2$$

c 正方形柱及正方形基础时

$$A_1 = (l/2 - a_z/2 - h_0)(l/2 + a_z/2 + h_0)$$

$$A_2 = (a_z + h_0) h_0$$

基础底板配筋



如上图，平行于 l 方向的受力钢筋面积为： $A_{sI} = M_I / 0.9f_y h_0$

平行于 b 方向的受力钢筋面积为： $A_{sII} = M_{II} / 0.9f_y h_0$

轴心受压时：

$$M_I = \frac{1}{24}(l - a_z)^2(2b + b_z) \left(p - \frac{G}{A} \right)$$

$$M_{II} = \frac{1}{24}(b - b_z)^2(2l + a_z) \left(p - \frac{G}{A} \right)$$

偏心受压时：

$$M_I = \frac{1}{48}(l - a_z)^2(2b + b_z) \left(p_{max} + p_I - \frac{2G}{A} \right)$$

$$M_{II} = \frac{1}{24}(b - b_z)^2(2l + a_z) \left(p_{max} + p_{min} - \frac{2G}{A} \right)$$

七、十字交叉梁基础

八、筏形基础

九、箱形基础

十、减少不均匀沉降的一般措施

地基不均匀沉降产生的墙身裂缝

原因：多层砖砌体结构，因砖砌体的抗拉，抗剪强度较低，在地基沉降时，易在墙体上产生斜裂缝或踏步式裂缝。

位置：裂缝的位置与方向同地基沉降情况有关。

如：房屋中部下沉大于端部，则底层窗口首先产生面向中部沉降大的对角斜裂缝。

房屋两端下沉大于中部，则顶层窗口出现面向两端沉降大的对角斜裂缝。

房屋高差较大时，由于高层房屋下沉而引起在低层房屋的窗口产生面向高层的对角斜裂缝。

结论：房屋的倾向也是面向地基沉降较大方向。掌握这个规律，就可判断出地基土较差的位置。从而采取必要的加固措施。

建筑措施

房屋体型力求简单。

设置沉降缝：从基础至屋面垂直断开。

设缝条件：平面转折部位。高度或荷载差异较大处。地基土的压缩性有显著差异处。结构或基础类型不同处。分期建造房屋的交界处。房屋长高比过大时在房屋的适当部位。

做法：悬挑式 跨越式 平行式

保持相邻建筑物基础间的净距

控制建筑物标高

依预估沉降量，提高室内地面或地下设施的标高管道与建筑物间应凿足够的净空高度。

结构措施

加强上部结构的刚度，改善基础的不均沉降。

控制房屋长高比

三层和二层以上房屋 $L/H_f \leq 5$ ，如 $5 < L/H_f \leq 10$ 时，宜做到纵墙不转折或少转折，内横墙间距不宜过大。

设圈梁

圈梁应四周闭合，必要时在内纵墙或一定间隔的横墙也设置，并与外墙连接，圈梁不能连通时应设附加圈梁。

在墙体上开洞时，宜在开洞部位配筋或采用构造柱及圈梁加强。

减少基地附加压力

选用轻型结构，减少墙体自重，采用架空地板代替内厚填土。

设地下室或半地下室，调整各部分的荷载分布、基础宽度或埋置深度。

加强基础刚度

目的加强基础平面的整体性，设置必要的条基予以拉接，加设钢筋砼地梁。

施工措施

注意施工顺序：先高后地，先重后轻，先主体后附属。

注意对淤泥和淤泥质土基槽底面的保护，减少扰动。

在已建成的房屋周围不应堆大量的地面荷载，以免引起附加沉降。

第八章 桩基础

一、桩基础的适用性

桩基础的优点

- 承载力高。
- 沉降量小且沉降均匀。
- 能承受一定的水平荷载。
- 可以减小机械基础的振幅、减弱机械振动对结构的不利项影响。
- 可以提高建筑物的抗震能力。
- 便于实现基础工程机械化和工业化。

采用桩基的条件

- 高层建筑。
- 重型工业厂房和荷载很大的建筑物。
- 软弱地基和某些特殊土上的永久建筑物。
- 高耸构筑物。
- 需要减弱其振动影响的动力机械基础。

二、桩基础的设计内容

选桩基础的数量和几何尺寸。

确定单桩竖向承载力特征值。

确定桩基础的数量、间距和布置方式。

验算桩基础的承载力和沉降值。

桩身结构设计。

承台设计。

绘制桩基础施工图。

三、桩基础的设计原则

桩基础的极限状态分为两类：

承载力极限状态—所有桩基础均计算。

正常使用极限状态—桩端为软弱土的一、二级建筑物桩基；桩端为粘性土、粉土或存在软弱下卧层的一级建筑物。

四、桩的分类

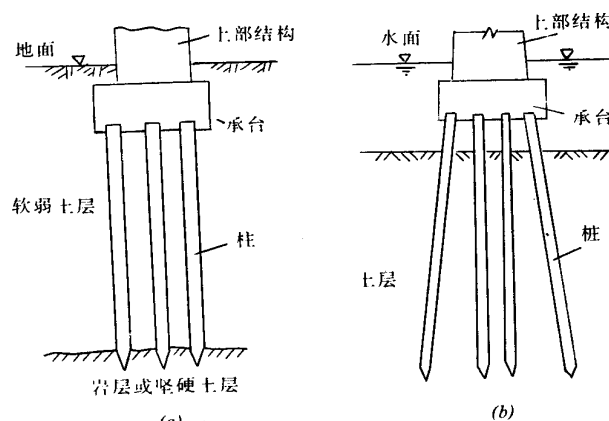
桩基础由承台和桩群两部分组成。

按桩的材料分木、混凝土、钢筋混凝土和钢桩。

按施工方法分预制桩(工厂预制运到施工现场)和灌注桩(在预定的桩位上成孔,在孔内灌注砼成桩)。

按承台与地面的相对位置不同分低承台桩(承台一般在地面以下,建筑工程中应用)和高承台桩(承台在地面以上,桥梁中用)。

按桩的性状和竖向受力情况分端承型桩(桩上荷载主要通过桩端阻力传,略去桩表面与土的摩擦力作用)和摩擦型桩(桩上的荷载主要由桩周与软土之间的摩擦力承受同时也考虑桩端阻力作用)。



按桩的设置效应分挤土桩、部分挤土桩和非挤土桩。

五、常用桩的类型及其适用条件

预制桩

包括木桩、钢筋混凝土桩（常用）、钢桩。

钢筋混凝土预制桩的形式

有两种：一种是实心方桩—边长 300~500mm。分节预制长度不超过 12m（工厂预制）、25m（现场预制）。

另一种是预应力混凝土管桩—工厂预制（离心法），直径 400mm、500mm、550mm，管壁厚为 80~100mm，每节长 8~10m。

预制桩的适用条件

- 不需考虑噪声污染和震动影响的环境。
- 持力层以上的覆盖层中无坚硬夹层。
- 持力层顶面起伏变化不大。
- 水下桩基工程。
- 大面积桩基工程，采用预制桩可提高工效。

灌注桩—适合各种地层

六、单桩竖向承载力

单桩竖向承载力：指单桩在竖向荷载作用下不失去稳定，也不产生过大的沉降时，所承受的最大荷载。

确定方法：一级建筑物—现场静载荷试验。

二级建筑物—参照地质条件相同的试验资料，依具体情况定。

初步设计时—按桩侧摩擦力及桩端阻力估算承载力。此外应进行桩身强度验算。

单桩竖向承载力特征值通过单桩竖向静载荷试验确定。再同一条件下的试桩数量，不宜少于总桩数的 1%，且不少于 3 根。

地基基础设计等级为丙级的建筑物，可采用静力触探及标贯试验参数确定 R_a 值。

初步设计时单桩承载力特征值可按下式估算

摩擦桩： $R_a = q_{pa}A_p + \mu_p \sum q_{sia}l_i$

端承桩： $R_a = q_{pa}A_p$

桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求

桩轴心受压时 $Q \leq \eta_c f_c A_p$

式中， Q —单桩承载力设计值；

η_c —纵向弯曲系数，考虑土的侧压力作用 $\varphi=1$ ；

f_c —砼的轴心抗压设计强度；

A_p —桩身的横截面面积；

f_y —纵向钢筋抗压设计强度；

A_s —纵向钢筋的截面积。

七、群桩的承载力

群桩的共作原理

群桩基础定义：

桩数不只一根的桩基称为群桩基础，群桩中的每根桩称为基桩。

对下列情况的桩基竖向抗压承载力为各单桩竖向抗压承载力之总和。

- 端承桩—持力层坚硬上部荷载通过桩身直接传到桩端处土层上，而桩端处承压面积很小，各桩端的压力彼此互不影响，故群桩中各桩的共作和单桩工作一样；同时，由于桩的变形很小，桩间土基本不承载，单桩竖向承载力为各单桩之和；群桩的

沉降量也与单桩基本相同。

- 桩数少于 9 根 ($s > 6$ 根) 的摩擦桩基—桩端平面处各桩传来的压力互不重叠或重叠不多, 这时群桩中各桩的工作情况仍和单桩工作一样。
- 条形基础下桩不超过两排者。

桩的平面布置

布置的原则

宜使桩基承载力合力点与竖向永久荷载的合力作用点相重合, 使各桩受力均匀, 在纵横交接处宜布桩, 避免布置在墙体洞口下。

要求

独立桩基的桩: 对称布置: 如三桩承台、四桩承台、六桩承台等。

柱下条基及墙下条基: 桩可采用一排或多排布置。

整片基础下的桩: 采用行列式或交叉式布置。

预制桩: $s \geq 3d$ (d 为桩径)

灌注桩: $s \geq 4d$

扩底灌注桩: $s \geq 5d$ (d 为扩底直径), $d \geq 3d_0$ 。

桩底进入持力层的深度宜为桩身直径的 1~3 倍。嵌岩灌注桩周边嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩体的最小深度, 不宜小于 0.5m。

混凝土强度等级 C30 (预制桩); C20 (灌注桩); C40 (预应力桩)。

桩的主筋应经计算确定。最小配筋率 0.8% (打入式预制桩); 0.6% (静压式预制桩); 0.2%~0.65% (灌注桩);

配筋长度:

受水平荷载和弯矩较大的桩, 计算确定。

桩径大于 600 mm 的灌注桩, 构造钢筋的长度不小于桩长的 2/3。

桩顶嵌入承台的长度不小于 50mm。主筋伸入承台内的锚固长度不小于钢筋直径的 30 倍 (I 级钢) 和 35 倍 (II 级钢 III 级钢)。

群桩中单桩桩顶竖向力

轴心受压

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \leq R_a$$

n —桩数

G_k —桩基承台自重和承台上的土自重标准值 (KN)

偏心受压

单桩承受的外力为:

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \leq 2R_a$$

R_a —单桩竖向承载力特征值。

桩基软弱下卧层验算

当桩端平面以下受力层范围内存在软弱下卧层时, 应进行软弱下卧层承载力验算。

桩数 9 根

对于 $s_a < 6d$ 的群桩基础, 用下列公式验算下卧层承载力

$$\sigma_z + \bar{\gamma}_z z \leq q_{uk}^w / \gamma_q$$

$$\sigma_z = \frac{F + G - 2(A_0 + B_0) \sum q_{sik} l_i}{(A_0 + 2t \tan \theta)(B_0 + 2t \tan \theta)}$$

q_{uk}^w —软弱下卧层经深度修正的地基极限承载力标准值；

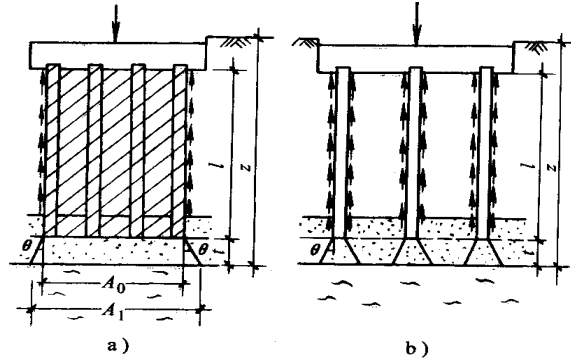
q —地基承载力分项系数。取

6。

单桩软弱下卧层承载力验算

对于 $S_a > 6d$ ，即硬持力层群桩基础以及单桩基础，这时每根桩下面的软弱下卧层的附加应力按下式计算

$$\sigma_z = \frac{4(\gamma_0 N - u \sum q_{sik} l_i)}{\pi(d_e + 2t \tan \theta)^2}$$



桩基础的沉降计算—分层总和法，对以下建筑物的桩基应进行沉降验算：

- 地基基础的设计等级为甲级；
- 体形复杂、荷载不均匀或桩端以下存在软弱下卧层的设计等级为乙级；
- 摩擦桩基。

按浅基础的沉降公式计算在桩尖平面以下压缩层范围内的地基沉降量，

$$s = \psi_p \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{n_j} \frac{\sigma_{j,i} \Delta h_{j,i}}{E_{s,j,i}}$$

n_j —桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层数；

m —桩端平面下压缩层范围内土层总数；

$h_{j,i}$ —桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度，

$\sigma_{j,i}$ —桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层的竖向附加应力。

第九章 地基处理

一、地基处理的对象

指由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其它高压缩性土层构成的地基。

二、特点

强度低，压缩性高，易引起建筑物的不均匀沉降，造成上部结构的开裂或倾斜。

三、地基处理的目的

- 按上部结构对地基的要求，对地基土进行必要的加固或改良。
- 提高地基土的承载力，保证地基的稳定。
- 减少房屋的沉降或不均匀沉降。
- 消除湿陷性黄土的湿陷性。
- 提高抗液化能力。

四、各种地基处理的方法

包括机械压实法、强夯、换填法、预压固结、挤密、振冲、深层水泥搅拌、托换法。

机械压实法

机械：平碾、单碾、振动碾、压路机、推土机等。

适用：大面积填土地基的施工；

杂填土地基和处理。

施工方法：分层压实的铺填厚度为 20 ~ 30cm，振动碾压可达 60 ~ 130cm。

压实的质量：压实系数 $\lambda_c = \frac{\text{土的控制干密度 } \rho_d}{\text{最大干密度 } \rho_{dmax}}$ 。

ρ_{dmax} 宜用击实试验确定：(普氏击实仪)——通过同一土质不同含水量的若干土样试验，可得击实曲线。其曲线的峰值即为最大干密度 ρ_{dmax} 。与相应的最优含水量。

曲线左，随 w 的增加，土粒间的摩擦阻力减小，易密实。

曲线右， $w \uparrow$ 土粒被分离，土就不能压实。

或 $\rho_{dmax} = \eta \cdot \rho_w \cdot d_s / (1 + 0.01 \omega_{op} d_s)$ ， $\rho_d = \lambda_c \cdot \rho_{dmax}$

强夯法

又称动力固结法，是将 8 ~ 40t 的重锤提升到 8 ~ 40m 的高度自由落下，对土进行强力夯实。

适用条件：用于碎石土、砂土、粉土、低饱和度的粘性土、人工填土、湿陷性黄土地基，使浅层和深层土均有不同程度的密实。

换土垫层法

挖去软弱土而换填强度较大的材料，垫层材料可用砂、碎石素土、灰土等。换置后的垫层因强度较高，可作为持力层。基底的附加应力通过垫层向下扩散，以减少作用在垫层底下软弱下卧层土的附加应力。

此法适于软弱地基的浅层处理。

工程上常用砂垫层，砂垫层透水性大，软弱土中的水分可以渗至砂层面排出，加速软弱土的固结。

砂垫层厚度

砂垫层的厚度一般是根据垫层底部软弱土层的承载力来确定。即作用在砂垫层底面处土的自重压力(标准值)与附加压力(设计值)之和不大于软弱土层经深度修正后的地基承载力设计值。

$$P_z + P_{cz} \leq f_z$$

$f_z = 150 \sim 200 \text{KN/m}^2 \rightarrow$ 基础宽度

假定砂垫层厚度 1 ~ 3m，用上式验算。

垫层厚度 $<0.5\text{m}$ 时，垫层作用不显著。

垫层厚度 $>3\text{m}$ 时，施工困难。

砂垫层宽度

砂垫层的宽度要满足压扩散角的要求。

底面宽度 $=b+2z\tan\theta$

顶面宽度 $=b+2z\tan\theta+(d+z)$ 放坡系数

砂垫层的压缩模量 $2400 \sim 30000\text{KPa}$ 。

砂垫层的施工

砂垫层的承载力决定于砂的级配及施工质量。

材料：以中砂、粗砂为好。

预压固结法

含义：在软土或冲填土中由于存在较多的孔隙水，使地基强度极低，变形很大，工程上常利用加载预压和真空预压等方法，使孔隙水排除，土体压缩，使大量的沉降在建筑物建造之前完成。

用途：大面积材料堆场、机场跑道、油灌工程、路堤、土坝等地基中。

堆载预压法

是在软土地区常用的方法之一，在软土和冲填土地基上堆以土、砂、石或其它重物，使地基土在自然状态下逐渐固结。

砂井堆载预压法

在地基中用钢管成孔，孔中灌满砂土成为砂井，然后堆载预压，使土中水能迅速地就近流入砂井而排出地面，缩短排水固结时间，增强处理效果。

挤密法

挤密法加固地基的机理，是在软弱地基中先成孔再在孔中填以砂、石、土等原料，分层振（挤、冲）实成桩，使桩挤密周围软弱土或松散土层，土与所成桩组成复合地基，从而提高地基承载力，减少沉降量。

分类：依所用材料，施工方法。

土或灰土挤密法

a 适用于地下水位以下的湿陷性黄土、素填土或杂填土地基。

b 土或灰土桩挤密法就是在钢管打入土中时挤压周围土体，然后在孔内分层填入素土或灰土，经夯实后成土桩，与桩间土组成复合地基。

砂桩挤密法

a 适用于松散砂土、素填土、杂填土的地基，对在饱和粘性土地基上主要不以变形控制的工程也可用砂桩置换处理。

b 施工时宜用锤击或振动沉管方法。

作用：

砂土地基中，密实度 \uparrow ，防振动液化。

抗剪强度 \uparrow ，沉降 \downarrow ，密实均匀。

软土地基中，地基承载力 \uparrow ，沉降量 \downarrow ，复合地基。

振冲法（振动水冲）

定义：是利用振冲器喷射压力水振冲成孔，当振冲器下沉至设计深度后，往孔里填入碎石再射水振动，自上而下逐段振实形成密实的圆柱体，即成振冲桩，又称碎石桩。

适用：用于砂土和粉土地基。

加固砂土地基，能使地基土密实，承载力提高，并能增强砂基的抗液化能力。

在粘土地基中，在振冲器的侧向压力作用下，将碎石挤入周围土中，与粘性土组成复

合地基而提高承载力。

 深层水泥搅拌

利用水泥、石灰等作为固化剂，深层搅拌，使软土和固化剂形成整体。最适合淤泥、淤泥质土、黏土和粉质黏土等。

 托换法