

第3章 土的工程性质

3.1 概述

自然界中的土是指分布在地球表面的松散的、没有胶结或弱胶结的大小、形状和成分都不相同的颗粒堆积体，它是自然地质历史的产物。在漫长的地质历史演变过程中，由坚固而连续的岩体经过多种风化作用变成大小不一甚至大小悬殊的颗粒，经由各种地质作用的剥蚀、搬运而在不同的环境中沉(堆)积形成土体。

由于成因类型和成土时间的多样性，自然环境和地质作用的复杂性，不同地点土体的工程性质千差万别。但是在大致相同的地质年代及相似沉积环境下形成的土体往往在成分和工程性质上是相近的。如我国大陆的地势走向是自西向东由高至低倾斜，河流大部于东部入海，于是在河口海岸地带常形成三角洲冲积平原。这些区域因为气候关系及土中水份的蒸发，往往形成表层的硬壳层，其下反而是软土层。硬壳层的厚度各地有所不同，且有自北而南逐渐减薄的趋势。软土一般具有“三高三低”特性：高含水率、高灵敏度、高压缩性、低密度、低强度、低渗透性。软土中基坑工程的支护、降水和开挖的设计和施工也因其特殊的力学性状而增加了难度。另外在沿海地区由于河流与海水的交替作用而出现淤泥或黏土与粉质土的交替沉积，故而常形成黏土、粉土互层或在厚层黏性土中夹有多层厚度只有约1~2mm的薄粉砂(土)层的微层理构造，其中以上海地区的淤泥质黏性土层最为典型。这种土层分布具有水平向高渗透性和作为潜藏流砂源点的工程特性，会对基坑设计和施工造成比较大的影响。

一般情况下，各种成因的土体多是三相体(介质)，它们的构成特性、结构和构造均有其某些共性，可由下节的表3-1、表3-2的归纳概括以见一斑，其中，着重从工程的角度考虑，把它们对于土体工程性质的可能影响作了定性的简述。

充填在土孔隙间的水是土体的重要组成部分，土的性质，特别是黏性土性质的多变性，主要就是由于土中水含量的变化及其与固体颗粒相互作用的结果。土中水通过物理及化学的作用改变了土体结构，影响了土体状态和物理力学性质参数；通过土体孔隙水压力作用，使土体有效应力减小、抗剪强度值降低；土体孔隙内地下水的渗流也会改变固体颗粒的应力状态，影响土的工程性状。外界条件的改变，常会引起土中水含量和孔隙水压力的变化，从而使土的工程性状发生明显变化，如基坑开挖会使基坑周围土体的原有水土应力平衡受到破坏、暴雨或地下水管漏水引起的地下水位突升易造成基坑失稳、卸荷诱发的负孔压消散对坑底回弹的影响、基坑降水引起的周围地面沉降等都是明显的例子。

3.2 土的物理性质

3.2.1 土的物理状态

物理状态是认识土体性质的最初也是最基本的方面，是指土体在天然状态下或人工制备条件下的存在性状。土体的物理状态主要包括各相(固、液、气)组成及其构成方式，颗粒构成物及其大小配置，重量或体积的大小，软硬松密状态及程度，土中孔隙及其大小，孔隙中含水或饱水程度和多寡(这后者较之其它工程材料，却是土体所特有的物理内容)等等。

土体是由固、液、气组成的三相分散体系，固相是土体的主体组成部分，构成土的骨架，液相和气相充填于土体孔隙内。土颗粒的大小和形状是描述土的最直观和最简单的标准。土的颗粒级配多采用累计曲线来表示，一般采用不均匀系数和曲率系数来评价土的级配优劣及其对工程性质的影响。根据土粒的粒径从大到小而将土体依次区分成石(漂、块、卵、碎石等)、砾(圆、角砾)、砂(砾、粗、中、细、粉砂等)、粉土和黏性土等。一般情况下，土体依

据颗粒级配或塑性指数等指标可以划分为碎石土、砂土、粉土、黏性土、特殊性土等五大类，其中，在人们的生产实践中最具工程意义又予以更多关切的应是砂土、粉土和黏性土等3种基本土类。在自然界中，土粒单元所构成的粒状结构、蜂窝状结构和絮状结构等3种基本结构形态大体上已被确认为砂土、粉土和黏性土等3种基本土类的固相的主体结构构成形态，而散粒状、层状、裂隙和结核状等四种构造形式则是土体最常见的宏观存在形态(表3-1、表3-2、表3-3)。

液相在土体中的存在由土粒核心辐射向外依次形成了结晶水、强结合水、弱结合水、重力水或毛细水等的层次结构，反映了颗粒的分子引力的逐次减弱和重力场作用的逐渐增强直至完全起控制作用(表3-4)。土体内液相的数量和存在形态及其与土粒的相互作用对土体的物理状态和工程性质具有重要影响。

气相多充填土体孔隙的一部分或极少部分，一般认为当土内气相与大气连通时，对土的工程性质无明显影响，但当以封闭气泡存在于土中时，会增大土的弹性和减小土的渗透性。土体三相构成及其存在形式和相互作用是土体性质特别是其力学性质和工程宏观反应复杂多变的物理基础。碎石土和砂土的物理状态主要受控于其密实程度，而黏性土的软硬状态受含水率的影响更大。

土的结构与构造

表 3-1

定义	结 构			构 造			
	微观意义——由土粒单元的大小、形状、相互排列及其联结关系等因素形成的综合特征			宏观意义——在同一土层中的物质成分和颗粒大小等都相近的各部分之间的位置与充填空间关系的特征			
基本类型	单 粒	蜂 窝 状	絮 状	层 状	散 粒 状	裂 隙	结 核 状
可能土类	砂土、碎石土	粉土、黏性土	黏性土	砂土、黏性土均可能	砂土、碎石土	粉土、黏性土	砂土、黏性土
特点及可能对工程性质的影响	颗粒：大——小			各向异性，如 $E_h \geq E_v$ ； $K_h \geq K_v$	各向同性	土层无整体性，裂隙面是软弱结构面，取样难有代表性	力学性状主要取决于细粒土部分；取样代表性受结核数量影响；结核富集时工程性质较好及具有良好的透水性
	散粒体，自重下堆积，粒间联结弱，分为疏松和紧密。疏松：孔隙大、不稳定、变形大；密实：稳定，强度大，良好地基	粒间引力大于自重，颗粒依靠引力联结，停留于接触点而不下沉和堆积，孔隙大，变形大	自重不起作用，长期悬浮或絮状沉积(遇合适环境如电解质)。孔隙大，又多封闭，透水性差，固结慢，强度低，灵敏度高				

土的三相构成与特性

表3-2

相 体	固 相	液 相	气 相
构成物质	无机矿物颗粒、有机质、盐类结晶	结晶水、冰、结合水、自由水	空气或其它气体
作 用	构成土体骨架，是有效应力的物质基础	充填于土骨架的孔隙中形成饱和土或非饱和土，是孔隙水压力和孔隙气压力的传递介质	

土的固相

表3-3

固相构成		颗粒大小	特点及对工程性质的可能影响
依风化作用的深入程度(物理→化学→生物)而发展	原生矿物(石英、长石、云母)	粗大,呈块状或粒状(碎石、砾石与砂土主要成分)	性质稳定,硬度高,具有强或较强的抗水性和抗风化能力,亲水性弱或较弱,视颗粒大小、形状与硬度不同对土体工程性质的影响不同
	次生矿物 溶于水的如方解石、石膏等 不溶于水的如高岭石、伊利石、蒙脱石等	颗粒细小,粒径多在0.005mm以下,呈针状或片状,是黏性土固相的主要成分	高度的分散性,呈胶体性状,它的含量的变化对黏性土工程性质影响很大,巨大的比表面使其具有很强的与水相互作用的能力
有机质(腐殖质和非腐殖质)		颗粒极细,粒径多小于0.1 μm ,呈凝胶状	高度的分散性,性质易变,带电荷,吸附性和亲水性强,对土的工程性质影响巨大
盐类			视盐类的溶解于水的不同而对土质产生影响。钠、钾的盐酸盐或钙、镁的硫酸盐和碳酸盐,前者易溶于水,无法加强土性;后者易结晶,加强土性

土的液相

表3-4

液相构成		特点及对工程性质的可能影响
结晶水		存在于矿物晶格中,大于105 $^{\circ}\text{C}$ 高温下易失去。直接与矿物颗粒性状有关,通常不参加土中水体工程性质的作用
结合水	强	是极性水分子与土粒物理化学作用之结果,其厚度变化取决于土粒大小、形状和矿物成分,也与水溶液的pH值、离子成分、浓度等密切相关。结合水的存在是黏性土的主要特性之一。是黏性土黏性、塑性和流变等工程特性的机制所在。可因蒸发而失去这种结合水。
	弱	直接靠近土粒表面,处于双电层中的固定层,不传递静水压力,有抗剪强度, $\gamma_w \approx 20\text{kN/m}^3$,在外界土压力作用下不能移动,黏性土只含有强结合水时呈固态。
自由水	毛细水	是结合水膜的主体部分,处于双电层中的扩散层,呈黏滞状态,可在压力及电流下进行转移,故厚度是可变的,抗剪强度较小,重度略大于10 kN/m^3 ,对黏性土的工程性质影响很大,是黏性土具有黏性和可塑性等工程特性的机制所在。
	重力水	位于地下水位以上,受水与空气界面处表面张力作用的自由水,处于重力和表面张力的双重作用下。土粒将因毛细压力而挤紧,因而具有微弱的黏聚力。
		是各类土中常有的水体,仅受重力控制,能传递静水压力,是土中孔隙压力的主要构成水体,地下水位升降均会引起土性变化。

3.2.2 土的物理指标

1. 三相比例指标

三相比例指标是指土的三相物质在体积和质量上的比例关系,它反映了土的干燥与潮湿、疏松与紧密,是评价土的工程性质最基本的物理指标,其中可以在实验室内直接测定的指标是重度(天然重度)、含水率、土粒相对密度或土粒密度(前者无量纲,后者有量纲)。由此引伸和换算出其它6个常见的物理指标,即干重度、饱和重度、浮重度、孔隙比、孔隙率

及饱和度等。实际上，在土的上述常用三相比例指标中，只有3个是独立的，只要知道任意3个指标，其余指标都可以通过三相草图进行换算。三相比例指标的提出极大地方便了工程实用以及对土体物理状态认识的定量化，特别是其中的孔隙比、饱和度等指标采用的是相对值概念，从而为它们的确定与应用带来灵活性。

2. 物理状态指标

土体的物理状态指标是指反映土体软硬程度或松密程度所采用的表达方法和相应的指标。砂土、粉土的松密程度用砂土和粉土的密实度来定义和表达。此前曾用过相对密实度 D_r 和孔隙比 e 来反映砂土的松密状态，目前有关国家标准多采用标贯击数 $N_{63.5}$ 和孔隙比 e 的大小分别将砂土和粉土区分为密实、中密、稍密和松散等不同状态；黏性土的界限含水率(缩限、塑限和液限)以及塑性指数 I_p 、液性指数 I_L 则是它的重要物理状态指标。它们不仅表示黏性土中随着其含水率变化所导致的土体的不同软硬状态和稠度性状，而且还可定性地判断土体中黏粒含量的多寡及其对黏性土可塑性(因而也是对其工程性能)的影响。在长期的岩土工程实践中，黏性土的塑性指数还一直被用作区分黏性土及其亚类直至粉土的标准，而根据液性指数的不同则可以把黏性土区分为坚硬、硬塑、可塑、软塑以及流塑等五种稠度状态，这将有助于直观而有效地对现场土体的工程性能作出定性判断。

3. 物理指标及其与工程性质的关系

从土力学和基坑工程的角度考察土体物理性质，除了认识土体存在的物理状态与性状本身外，主要是据以了解其对土体力学性质和工程性状的影响或作用。经过长期的实践积累，迄今已可在两者之间作出(也是比较方便的)定性的估计和判断，这可在前述的表3-2、表3-3和表3-4等的概括中得窥一斑。国内外工程技术人员根据大量测试数据或资料的对比分析，运用数理统计的方法，已经建立相当数量的物理性质指标和力学性质指标之间相互关系的经验表达式(黏性土的一些典型关系见表3-5)。但这些表达式多是建立在加荷条件下，由于加荷和卸荷作用下土体力学性状具有较大差别，这些经验关系式能否直接应用到基坑工程中还有待进一步的研究和验证。

土的力学指标与物理指标的一些经验关系

表3-5

相关关系	适用范围	研究者, 年份	相关关系	适用范围	研究者, 年份
$C_c=0.007(\omega_L-10)$	重塑黏土	Skempton等, 1944	$C_c=0.185[d_s(\gamma_w/\gamma_d)^2-0.144]$	一般土体	Herrero等, 1980
$C_c=0.009(\omega_L-10)$	正常固结黏土	Terzaghi等, 1967	$C_c=0.5I_p d_s$	重塑正常固结黏土	Wroth等, 1978
$C_c=0.008(\omega_L-12)$	一般黏土	Sridharan等, 2000	$C_c=0.046+0.0104I_p$	重塑黏土	Nakase等, 1988
$C_c=0.018(\omega_0-22)$	上海灰色淤泥质土	魏道堃等, 1980	$C_c=0.0148(I_p+3.6)$	一般黏土	Sridharan等, 2000
$C_c=0.0115\omega_0$	有机质粉土和黏土	Bowles等, 1989	$C_c=0.00193(I_p-4.6)$	重塑黏土	Nakase等, 1988
$C_c=0.01(\omega_0-7.549)$	一般黏土	Herrero等, 1983	$C_c=0.0023(I_p-4.5)$	重塑黏土	白冰等, 2001
$C_c=0.156e_0+0.0107$	一般黏土	Bowles等, 1989	$c_u/p'_0=0.11+0.0035I_p$	天然软粘土	Skempton等, 1957
$C_c=0.598(e_0-0.575)$	上海灰色淤泥质土	魏道堃等, 1980	$K_0=0.19+0.233\log I_p$	一般黏土	Alpan等, 1967
$C_c=0.486(e_0-0.523)$	上海褐灰色黏性土	高大钊等, 1986	$\phi'=48.3-1.1I_p$	上海黏性土	胡世华等, 1997

$C_c=0.274e_L$	黏土-砂混 合土	Nagaraj 等 , 1995	$E_s=37.7e_0^{-1.562}$	沿海软土	高大钊等, 2004
----------------	-------------	---------------------	------------------------	------	------------

注：表中指标分别为 C_c 压缩指数； C_e 回弹指数； c_u 不排水强度； p'_0 有效上覆压力； K_0 静止侧压力系数； φ' 有效内摩擦角； ω_L 液限； ω_0 天然含水率； e_0 天然孔隙比； e_L 含水率为液限时孔隙比； d_s 土粒相对密度； γ_w 水的重度； γ_d 干重度； I_p 塑性指数； E_s 压缩模量。

3.2.3 基坑开挖与土的物理性质的变化

基坑开挖会对土体的物理性质及其指标产生一定程度的影响。如基坑开挖引起的坑底和坑周土体回弹会改变部分土体的孔隙比和密度等指标；基坑降水会造成土体含水率和饱和度的降低及软硬物理状态的改变；因基坑局部渗漏或意外水体作用引起的浸润湿化作用不但会改变土体的含水率等宏观物理指标，而且会诱发黏性土微结构失稳等微观结构特性发生变化；基坑开挖和降水引起的土体内渗流和负孔隙水压力的消散也会改变土体的物理性质指标，而且这些影响会随开挖和降水作用强度的不同而不同。因此，在基坑工程中，应该重视基坑开挖对土体物理性质的影响。但是，目前有关这方面的定量研究还很少，基坑开挖对土体物理性质及其指标的影响目前还处于定性评价阶段。

3.3 土的力学性质

3.3.1 有效应力与孔隙水压力

1. 有效应力原理

饱和土的有效应力原理是K.Terzaghi在发表渗透固结理论时同时提出的，该理论阐明了松散颗粒土体与连续固体材料的本质区别，奠定了现代土力学变形和强度计算的基础。该原理认为，施加在饱和土体上的总应力可以分为两部分，一部分由孔隙水承受，称为孔隙水压力；另一部分由土体骨架承受，称为有效应力，它们构成了饱和土体内部的受力和传力机制，在总应力不变的条件下，二者共同承担又互相转换。该原理可以表述为：

(1) 饱和土体任一平面上受到的总应力 σ 等于有效应力 σ' 与孔隙水压力 u 之和，即满足：

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3-1)$$

(2) 土体的强度变化和变形只决定于土中的有效应力变化，而与土体内的孔隙水压力无直接关系。

但是应当指出，现在理解的有效应力并不是颗粒之间接触点处的实际接触应力，仅仅是一个唯象的概念，是一个象离心力一样的虚构应力。有效应力的物理内涵实质上是相对于总应力作用面积上的经过固体颗粒传递的粒间应力垂直分量的平均值，对于极细粒土，它还包括颗粒之间分子引力的作用。因此，土中的有效应力很难直接测定，目前只能通过理论估算或现场量测孔隙水压力来间接求取。孔隙水压力估算和测定的正确与否直接影响着有效应力原理的工程应用价值与有效性，这一点已成为现在有效应力原理应用上的一个局限。

非饱和土(三相土体)的有效应力与孔隙压力问题由于土中存在孔隙气而相对复杂。其孔隙压力中包含了孔隙气压力的估计及其测定。相对而言，非饱和土的有效应力原理远不如饱和土的成熟。对于它的总应力、有效应力和孔隙压力三者之间关系，目前人们仍常用Bishop建议的表达式来说明和讨论：

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (3-2)$$

式中 χ ——表征孔隙气压力存在和作用的系数，随土的饱和度、土类和应力路径而变化，大小介于0和1之间；

u_w 、 u_a ——孔隙水压力和孔隙气压力(kPa)。

鉴于有效应力原理应用到非饱和土还存在一些缺陷，Fredlund又提出了双应力变量理论，即在分析非饱和土的强度和变形特性时，将净应力 $(\sigma - u_a)$ 和基质吸力 $(u_a - u_w)$ 视为两个独立的应力变量，而不是用有效应力来建立关系。

2. 孔隙水压力估算

按照有效应力原理，饱和土体在不排水条件下，当时间 $t=0$ 时，总应力的作用将由孔隙水全部承受，其初始孔隙水压力 u 对于简单应力状态（例如一维竖向应力状态）则是等于总应力 σ ，即：

$$u = \sigma \quad (3-3)$$

而对于复杂应力状态，例如二维增量主应力 $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_3$ 的组合作用，Skempton(1954)基于常规三轴试验成果提出如下孔隙水压力增量 Δu 的表达式：

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (3-4)$$

以全量表示时为：

$$u = B[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (3-5)$$

在基坑工程中，对于基坑侧壁的土体，多处于侧向卸荷状态，此时可采用轴向应力保持不变、径向应力减小的三轴主动压缩试验来模拟， $\Delta\sigma_1=0$ ， $\Delta\sigma_2=\Delta\sigma_3=\sigma_1-\sigma_3$ ，此时孔隙水压力变化 Δu 的计算公式(3-4)可以简化为：

$$\Delta u = B(1 - A)(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3-6)$$

在基坑工程中，对于基坑底部的土体，多处于竖向卸荷状态，此时可采用径向应力保持不变、轴向应力减小的三轴主动伸长试验来模拟， $\Delta\sigma_3=\sigma_1-\sigma_3$ ， $\Delta\sigma_1=\Delta\sigma_2=0$ ，此时孔隙水压力为负值，其变化量 Δu 的计算公式(3-4)可以简化为：

$$\Delta u = -BA(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3-7)$$

上列各式中， A 、 B 分别为反映土体在剪应力和平均主应力作用下诱发孔隙水压力变化的孔隙水压力系数，它们反映了土体的非线性性质。其中，系数 A 不是一个常数，其数值主要取决于剪应力作用下土体的体积变化，因而大小受到多种因素的影响，如土的应力历史、应力水平、初始应力状态及应变大小等等。剪破时的孔隙水压力系数 A_f 值将随超固结比的增加而从正值减小到负值，常见土体 A_f 值的典型范围见表3-6所示；系数 B 与土体饱和度有关，对于完全饱和土， $B=1$ ，干土， $B=0$ ，一般非饱和土， B 介于0和1之间。

剪破时孔隙水压力系数 A_f 取值的典型范围

表3-6

土类	A_f 值	土类	A_f 值
松的细砂	2~3	压实砂质黏土	0.25~0.75
压实黏质砾石	-0.25~0.25	弱超固结黏土	0.2~0.5
高灵敏度黏土	0.75~1.5	一般超固结黏土	0.2~0
正常固结黏土	0.5~1.0	强超固结黏土	-0.5~0

对于非轴对称的空间三向应力状态，Henkel(1960)考虑了中主应力 σ_2 的影响，引入应力不变量和八面体应力，进一步将其推广到更加一般化的八面体应力表达式：

$$\Delta u = \beta \Delta \sigma_{\text{oct}} + \alpha \Delta \tau_{\text{oct}} \quad (3-8)$$

式中 $\Delta \sigma_{\text{oct}}$ ——八面体正应力增量， $\Delta \sigma_{\text{oct}} = (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) / 3$ ；

$\Delta \tau_{\text{oct}}$ ——八面体剪应力增量， $\Delta \tau_{\text{oct}} = [(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2]^{1/2} / 3$ ；

α, β ——分别是反映剪应力和平均主应力作用下的孔隙水压力系数。对于完全饱和土， $\beta=1$ 。

不同的应力路径条件下，剪切过程将产生不同的孔隙水压力。在常规三轴试验中，即在轴对称应力条件下， $\Delta\sigma_1=\Delta\sigma_3$ ，式(3-8)可以简化为式(3-4)，此时 $\beta=B$ ， $\alpha=B(3A-1)/\sqrt{2}$ 。

近年的进一步研究表明，对于饱和黏土中的孔隙水压力多是一种非线性反应。土体受剪时孔隙水压力的发生是土体剪胀性的一种表现。因此，正确估计土体在剪切时所发生的孔隙水压力，应联系上土体的变形特性。在假定土体应力应变之间有唯一关系的前提下，其受剪时的剪胀性是偏应力的二次幂的函数。由此可建立孔隙水压力与偏应力二次幂效应模型。在常规三轴不排水压缩条件下，饱和黏土中的孔隙水压力可表示为

$$u_c = (1/3)q_c + C_c q_c^2 \quad (3-9)$$

式中 $u_c=u/\sigma_c$ 、 $q_c=(\sigma_1-\sigma_3)/\sigma_c$ ——孔隙水压力比、偏应力比；

σ_c ——平均固结压力(kPa)；

C_c ——孔隙水压力系数，可由试验直接测定。它随土类而异，但与固结压力无关。

3. 有效应力原理在基坑工程中的应用

土体有效应力原理及其重要性已日益被认识和重视。因为它几乎在土力学的若干重要方面都得到反映，而且促进了土力学解决工程问题的发展。它的建立使土力学有了自己特定的理论原理。有效应力原理的提出与应用使土力学有了本身区别于一般固体力学的特征性原理。从现有的土力学系统看来，它几乎程度不同地贯穿于整个土力学学科的各项内容。

土体固结理论应该是有效应力原理中孔隙压力与有效应力的分担与转换关系的最重要和最明确的应用，它是固结理论得以建立的物理基础；土力学中抗剪强度的不同试验测定方法及其相应指标的产生则是有效应力原理对经典强度理论和破坏准则在土体中的具体化描述和可操作应用所作出的贡献。由于有效应力指标或参数所具有的相对稳定不变的特点，因而被认可为它反映了土体的固有属性且可以作为可信赖的常数使用，由此也就引导出基坑围护设计和稳定分析的有效应力方法。估算支护结构上土压力大小的水土分算方法即是这一原理在基坑工程应用的一个具体实例。必须指出和注意的是，从理论上来说，此时的抗剪强度参数应采用相应的有效应力指标。

负孔隙水压力一般在不饱和土层中气体相部分体积膨胀，造成土体中气压失去平衡，暂时小于大气压，由于气压差形成负孔隙水压力，负孔隙水压力对土粒产生吸附作用，而增加有效应力，当气压达到平衡时，负孔隙水压力消散。

在软土地区进行基坑开挖时，由于软土含水率大、渗透系数小，基坑开挖卸载将在坑底和周围土体中产生负的超静孔隙水压力，使得开挖到设计标高时坑底的隆起变形并不随之同时完成，因此，在确定坑底隆起变形时，必须充分考虑负超静孔隙水压力消散时坑底土体随时间吸水膨胀的影响。另外，土体内负的超静孔隙水压力的产生和消散也会诱发土体颗粒间的有效应力减小，从而会使土体的抗剪强度随之发生变化，进而影响到支护结构受力和基坑的稳定性。在实际基坑开挖施工时，应尽量减少扰动以保护坑底土体，并在开挖完成后及时浇注基坑底板，另外，也可以根据实际需要对抗底土体进行适当加固，这样可以在一定程度上减少支护结构受力、坑底的隆起变形量和基坑开挖对周围环境的影响。

3.3.2 土的渗透性

土是多孔的粒状或片状固体颗粒和流体的集合体，土中孔隙的存在给土孔隙中的水体(主要是重力水)提供了在水头差作用下发生迁移流动(渗流)的可能条件。土的渗透性是指土体具有的被水流通过土中孔隙的能力，它是土体三大主要力学性质(渗透性、强度和变形特性)之一，是土体有别于其它致密性工程材料如钢材和混凝土等的独特性质。土的渗透性和

土中渗流是土中渗流问题计算和模拟试验的物理基础,它对土体的强度和土体的变形有重要影响。

土的渗透性和渗流对基坑工程的影响主要表现在两方面:一是对土的物理和力学性质变化的影响,如粘性土稠度状态的改变、土的重度因水有饱和重度和浮重度等,还有孔隙水压力产生与消散对土体抗剪强度指标和变形指标的影响等等。另一是它与基坑工程设计与施工的安全稳定和对周围环境的影响程度密切相关,如深基坑工程的开挖施工排水、隔水或降水的考虑及其措施等。

1. Darcy定律(线性渗透定律)

由于土的孔隙通道很小,渗流过程中粘滞阻力很大,所以多数情况下,水在土中的流速很慢,属于层流范围(水流流线互相平行)。土中水的渗流运动常用著名的Darcy定律来描述,即土的线性渗流理论。它的基本表达式为:

$$v = k \cdot i \quad (3-10)$$

式中 v ——土的渗流速度,指整个过水断面意义上的平均流速(cm/s);

k ——土的渗透系数(cm/s),表示单位水力梯度时的渗流速度,是表征土体渗透性大小的重要参数,可由室内或现场试验测定;

i ——水力梯度(无量纲)。定义为沿着水流方向上单位长度的水头差值,即

$$i = \frac{\Delta H}{l} \quad (3-11)$$

式中 ΔH ——水头差值(m);

l ——水流的渗径长度(m)。

Darcy定律表明,在层流条件下土中孔隙水的渗透速度与水力梯度成正比,比例系数为 k ,即为渗透系数。

需要特别指出的是:① 由于土的孔隙大小和分布是不均匀的,式(3-10)中的渗流速度是以整个断面积计的假想平均渗流速度,而不是孔隙中水流的真实速度,两者相差 n 倍(n 为土的孔隙率),由于 n 值总是小于1.0,所以土层断面上水的渗流速度总是小于土中水的真实流速;② 由于土中水的实际流程十分弯曲,且也无法精确知道,式(3-10)中的水力梯度也是以试样长度计的平均水力梯度,而不是以实际流程计的局部真正水头损失;③ 实验证明,式(3-10)并非层流范围内都成立,只有在雷诺数小于1~10时才适用,但大多数天然土体内的渗流仍基本服从Darcy定律。

Darcy定律表达的是均匀不可压缩流体的单向渗流方程,要把它普遍化,推广到各向异性介质中的二维和三维渗流,就要表达为微分形式,一般可以用向量形式表达如下:

$$\vec{v} = k\vec{i} = k\text{grad}(h) \quad (3-12)$$

式中 \vec{v} ——渗流速度向量(cm/s),其分量为 v_x 、 v_y 、 v_z ;

\vec{i} ——水力梯度向量,其分量为 $i_x = \partial h / \partial x$ 、 $i_y = \partial h / \partial y$ 、 $i_z = \partial h / \partial z$;

k ——渗透张量,其分量 k_{ij} 的物理意义是 j 方向的单位水力梯度引起 i 方向的流速大小, k_{ij} 具有对称性(cm/s);

h ——总水头(m)。

由于实际土层一般都是水平成层,只需要考虑垂直方向和水平方向渗透性的各向异性性质。这时,式(3-12)可以简化为下式:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3-13)$$

对于成层土来说,由于各土层的渗透系数不同,整个土层的平均渗透性呈现明显的各向

异性。若有一由 n 层土构成的总厚度为 h 的层状土，设第 i 层土的厚度为 h_i ，相应的渗透系数为 k_i ，层状土整体的水平向的等效平均渗透系数为 k_x （平行层面方向），垂直方向的等效渗透系数为 k_z （垂直层面方向），则有：

$$k_x = \frac{\sum_{i=1}^n k_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (3-14)$$

$$k_z = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n h_i / k_i} \quad (3-15)$$

这样，就可以把层状土的非均质渗流场，转化为水平和垂直渗透系数分别为的各向异性均质渗流场进行求解了。

2. Chezy公式(非线性渗透定律)

在紊流条件下，土体内水的渗流服从Chezy公式：

$$v = k_c i^{1/2} \quad (3-16)$$

式中 k_c ——紊流运动时土的渗流系数 (cm/s)。

通常，地下水只有在大裂隙、大溶洞中的运动才服从非线性渗透定律，当水力梯度很大时，在土体内也可能出现紊流运动，此时土中水的渗流服从式(3-16)。

3. 渗透性及其影响因素

土的渗透性表征土体被水透过的性能，常用单位水力梯度下土中的渗流速度，即渗透系数来反映土体渗透性的大小。不同类型土体的渗透性变化很大，其量级变化幅度的参考值大体为：黏土约在 10^{-6} cm/s~ 10^{-8} cm/s之间，粉土约为 10^{-3} cm/s~ 10^{-4} cm/s，砂土大于 10^{-4} cm/s，卵石、碎石大于 10^{-1} cm/s等等，见表3-7。由于土体的各向异性和土层结构构造上的特点等，土体渗透性也常常具有各向异性，其渗透系数在水平向和垂直向表现出明显的差别。

渗透系数 k 具有流速的单位，根据量纲分析原理，渗透系数 k 可用下式表示：

$$k = C_1 d^2 \frac{\gamma_w}{\mu} = K \frac{\gamma_w}{\mu} \quad (3-17)$$

式中 C_1 ——形状因数，决定于土的层次结构、颗粒形状与排列和大小级配以及孔隙率等因素的影响；

d ——孔隙的大小或颗粒粒径(m)；

K ——土固相的物理渗透性(m^2)，反映土体固相部分的特性，与流体特性无关；

γ_w ——水的重度(kN/m³)；

μ ——水的动力粘滞系数(Pa·s)。

根据式(3-17)可知，土体的渗透性不但与土体固相骨架的特性有关，而且也和流体的性质有关。土体的渗透系数与土颗粒和水两方面的多种因素有关，而且土类不同，其影响因素也不尽相同。

对于无黏性土，影响渗透系数的主要因素是颗粒大小和级配、土体的孔隙比及饱和度、水的粘滞阻力等物理因素。土的颗粒愈小，级配愈好，土体孔隙比愈小，渗透性越低。土颗粒和水界面上的表面张力会随土体饱和度的增加而逐渐消失，土中封闭气泡的存在会减小过

水通道面积，因此土体饱和度对其渗透性也有较大影响。水的流速与其动力粘滞度有关，因水的动力粘滞度随温度的增加而减小，温度升高一般会使土的渗透系数增大。

黏性土渗透性的影响因素要比无黏性土复杂。黏性土中颗粒尺寸小，比表面积大，颗粒与周围液体界面上有强烈的物理化学作用，颗粒表面扩大双电层的存在使得双电层内的水分子受到颗粒表面负电荷的吸附作用，而表现出与自由水不同的性状。黏性土的渗透系数不但与颗粒大小和级配、土体密度和饱和度等因素有关，而且还受到矿物成分等其他因素影响。黏性土的矿物成分影响其颗粒大小，且影响颗粒与周围液相的相互作用，因而会对土的渗透性产生较大影响。因颗粒和粒团的排列以及土粒与水相互作用而形成的结构和组构也会对土的渗透性产生较大影响。渗透流体对黏性土渗透性的影响不但体现在流体重量和粘滞性方面，而且受到整个水—土—电解质体系的相互作用的强烈影响，影响的性质和程度与粘土矿物和电解质溶液的成分及渗透溶液的极性都有密切关系。

饱和土渗透系数的测定方法很多，从原则上说，有理论解的任何模型都可以用于测定渗透系数。目前常用的测定方法可分为直接方法和间接方法两大类：直接方法包括常水头试验和变水头试验，前者主要适用于渗透性较大的土，后者适用于渗透性较小的土；间接方法包括根据固结试验成果和颗粒级配等资料计算得出，前者适用于黏性土，后者适用于无黏性土。此外，渗透性系数的测定方法还可以分为实验室试验和现场原位试验两大类，具体测试方法见后面有关章节。常见土类的渗透系数经验值见表3-7。

常见土体的渗透系数经验值 表3-7

土 类	k 值(cm/s)	土 类	k 值(cm/s)
粗砾	$10^0 \sim 5 \times 10^{-1}$	黄土(砂质)	$10^{-3} \sim 10^{-4}$
砂质砾、河砂	$10^{-1} \sim 10^{-2}$	黄土(黏质)	$10^{-5} \sim 10^{-6}$
粗砂	$5 \times 10^{-2} \sim 10^{-2}$	粉质黏土	$10^{-4} \sim 10^{-6}$
细砂	$5 \times 10^{-3} \sim 10^{-3}$	黏土	$10^{-6} \sim 10^{-8}$
粉砂	$2 \times 10^{-3} \sim 10^{-4}$	淤泥质土	$10^{-6} \sim 10^{-7}$
粉土	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	淤泥	$10^{-8} \sim 10^{-10}$

4. 渗流力及其对基坑稳定的影响

水在土体中流动时，将会引起水头损失，这种损失是由于水在土体孔隙中流动时，力图拖曳土体颗粒时而消耗能量的结果。这种渗透水流作用在单位土体内土颗粒上的拖曳力称为渗流力。渗流力有时也叫动水力，它是一种体积力，其方向与渗流方向一致，大小与水力梯度成正比，可以用下式表示：

$$j = \gamma_w \cdot i \tag{3-18}$$

式中 j ——渗流力(kN/m³)。

在基坑工程中，对于土中水的渗流，人们更多关切的还是渗流力对基坑稳定和变形的影响及其控制措施。基坑开挖中因渗流力引起的基坑稳定问题主要表现为流砂、管涌和突涌。

(1) 流砂

流砂是指土的松散颗粒被地下水饱和后，当水头差达到某一临界数值后，由于渗流力作用而使松散颗粒产生悬浮流动的现象。流砂主要发生在颗粒较细且级配均匀的粉、细砂或粉土中。它常发生在基坑底部或侧壁等渗流逸出处，一般不会对土体内部发生。只有在渗流力超过了土颗粒的有效重量时，流砂才会出现，发生流砂的临界水力梯度 i_{cr} 为：

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{d_s - 1}{1 + e} \tag{3-19}$$

式中 γ' ——土的有效重度(kN/m³)；

d_s ——土的颗粒相对密度；

e ——土的孔隙比。

(2) 管涌

管涌是指在渗流力作用下，细小颗粒通过粗大颗粒的孔隙发生移动和被带出，土中的空隙逐渐增大，慢慢形成一细管状渗流通道，从而掏空土体而使之变形、失稳的现象。它可能发生在渗流逸出处也可能发生在土体内部，是一种渐进性破坏现象。管涌之发生与否除了与水力梯度有关外，还与土的级配状态有关，多发生在颗粒大小悬殊且缺少某些中间粒径的级配不良的无黏性土中。发生管涌的临界水力梯度目前尚无合适的公式可循，目前主要根据试验得到的颗粒级配情况来判断管涌发生的可能性。

(3) 突涌

当基坑下有承压含水层存在时，开挖基坑减小了含水层上覆不透水层的厚度，当它减小到某一临界值时，承压水在水头压力作用下顶裂或冲毁基坑底板而导致基坑失稳的现象。基坑突涌通常过程很快，往来不及采取补救措施，对基坑安全危害极大。基坑突涌发生的条件一般可用下式进行判断：

$$H < \frac{\gamma_w h}{\gamma} \quad (3-20)$$

式中 H ——坑底不透水层的厚度(kN/m³)；

γ ——土的重度(kN/m³)；

h ——承压水水头高于含水层顶板的高度(m)。

3.3.3 土的变形特性

1. 土的基本变形特性

与其它工程材料一样，土体在遭受外力后发生变形。由于土是岩石在漫长地质过程中受风化、搬运、沉积、固结和地壳运动等共同作用后的产物，其变形性质十分复杂，且影响因素众多，一般随着土的种类和状态及外界条件而有很大变化。土的应力与应变关系以及土体力学反应与分析除了引用材料力学和弹塑性力学的原则、原理和计算表达式外，还必须了解土体自身的基本变形特性。土的基本变形特性主要包括非线性、弹塑性、剪胀（缩）性、压硬性、各向异性等。此外，土的变形特性还受到应力路径和应力历史等因素的影响。

(1) 非线性

土体是松散的颗粒堆积体，受力后土体的变形主要不是由于土颗粒本身变形，而是由于颗粒之间的位置调整，这样在不同应力水平下由相同应力增量而引起的应变增量就不会相同，从而表现出非线性特性。三轴试验测得的土体应力应变关系主要有两种形态，见图3-1。图3-1(a)所示曲线中土体应力随应变的增加而增加，但增加速率越来越慢，最后趋于稳定，这种形态的应力应变关系称为应变硬化型，多为正常固结黏性土和松砂；图3-1(b)所示曲线中土体应力一般是开始时随应变增加而增加，达到一个峰值后，应力随应变增加而下降，最后也趋于稳定，这种形态的应力应变关系称为应变软化型，多为超固结黏性土和密砂。土体的应变软化过程实际上是一种不稳定过程，常伴随着局部剪切带的出现，因此，其应力应变曲线的影响因素更加复杂，反映应变软化过程的数学模型也更难准确建立。

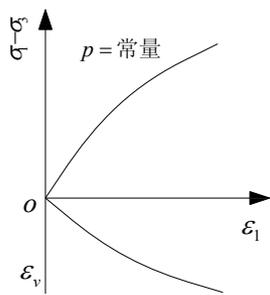


图 3-1 土的三轴试验典型曲线

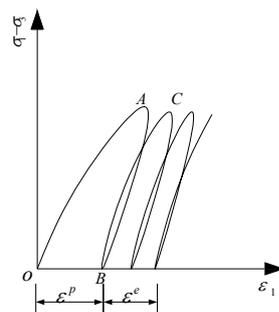
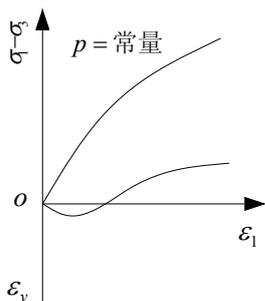


图 3-2 土加载与卸载的应力应变曲线

(2) 弹塑性

土体是一种典型的弹塑性材料,其在各种应力增量作用下一般都会产生卸载后无法恢复的塑性变形,哪怕在加载初始应力应变关系接近直线的阶段,总应变 ϵ 仍然包括可以恢复的弹性应变 ϵ^e 和不可恢复的塑性应变 ϵ^p 两部分(见图3-2),也即在加载后再卸载到原应力状态时,土体一般不会恢复到原来的应变状态。

土体的另一个特性是在经过一个加卸载循环后存在滞回环(见图3-2),滞回环的存在表示土体在卸载和再加载过程中存在能量消耗,再加载时还会产生新的不可恢复的变形,不过同一荷载多次重复后每一循环产生的塑性变形将逐渐减小。

(3) 剪胀(缩)性

土体在受力后不仅体积应力会产生明显的体积变形,剪应力也会引起体积变形。正常固结黏性土和松砂在剪应力作用下多引起体积收缩,称为剪缩,见图3-1(a);而超固结黏性土和密砂在剪应力作用下除开始有少量体积压缩外,随后会产生明显的体积膨胀(负体积应变),称为剪胀,见图3-1(b)。土体剪胀(缩)性实质上是由于剪应力引起土颗粒间相对位置变化,加大或减小了颗粒间的孔隙,从而引发体积变化。土体的剪缩和剪胀与硬化和软化常有一定的联系,但也不是必然的联系,软化类型的土往往是剪胀的,而剪胀土未必都是软化的。

不仅剪应力能引起土体的剪应变,体积应力也会引起剪应变。由于土体存在初始剪应力,则施加各向相等的正应力增量时,颗粒间的相对错动滑移在各方向上是不均匀的,宏观上就表现为剪应变,这与纯弹性材料是完全不同的。土体内剪应力引起的体积应变以及体积应力引起的剪应变不但存在,而且往往是相当可观,不可忽视,合理的本构模型应考虑这些因素的影响。

(4) 压硬性

通常,土体的强度和刚度都随压应力的增大而增大和随压应力的降低而降低,即土体具有压硬性。随应力水平的变化,土体的应力应变关系曲线形状也有变化,在很高围压下,即使很密的土,其应力应变关系曲线也与松砂的相似,没有剪胀性和应变软化现象。土体的变形模量也随着围压的增大而提高。土体的压硬性主要是由于围压所提供的约束对于其强度和刚度是至关重要的,这也是土体区别于其他材料的重要特性之一。例如,下列土在三轴试验中初始模量 E_i 与围压 σ_3 之间的Janbu公式就是土体压硬性的一种具体体现:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3-21)$$

式中 K, n ——试验常数;
 p_a ——大气压(kN/m^2)。

(5) 各向异性

所谓各向异性是指材料在不同方向上的物理力学性质不同。由于土体在形成过程中水平

和垂直方向的条件不同，多为水平向成层的层状构造，使土体在许多方面表现为各向异性。土的各向异性主要表现为横向各向同性（也即在水平面各个方向的性质大体相同），而竖向与横向性质不同。土的各向异性可分为初始各向异性和诱发各向异性，初始各向异性主要是指土体在天然沉积和固结过程中造成的各向异性，而诱发各向异性主要是指土体受外力作用引起其空间结构改变造成的各向异性，后者对土体工程性状的影响往往更加显著。

(6) 应力路径和应力历史的影响

土体作为一种特殊的弹塑性材料，其变形特性不仅取决于当前的应力状态，而且与到达当前应力状态所经过的应力路径和此前经历的应力历史密切相关。土体沿不同的应力路径加载或卸载，各阶段的塑性变形增量不同，即使初始和终了应力状态相同，其最终累积起来的应变总量一般并不相等。应力路径对土体的变形指标也有明显影响，如砂性土的初始模量通常会随着中主应力的增加而提高；土体在加载条件和卸载条件下的变形模量一般差别很大等。

应力历史既包括天然土在过去地质年代中受到的固结应力和地壳运动作用，也包括土在试验室或者工程施工、运行中受到的应力过程，对于黏性土一般指其固结历史。超固结黏性土是指在历史上受到的最大固结压力（指有效应力）大于目前受到的固结压力的黏性土；当黏性土历史上受到的最大固结压力等于目前受到的固结压力时称为正常固结黏性土；而欠固结黏性土是指尚未完成自重固结过程的黏性土。不同固结历史土体的应力应变曲线具有明显区别，在相同荷载作用下，超固结土的变形会明显小于正常固结土。对于黏性土，当其在长期荷载作用下因流变性而发生次固结沉降时，即使固结应力不变，正常固结土也会表现出超固结土的性状，这也是一种应力历史的影响。

2. 土的压缩和固结

土在压力作用下的体积变化(包括压力增加所发生的压缩以及压力减小时所发生的膨胀)是非常复杂的，有些土的体积变化在荷载变化后立即完成，有些土的体积变化随时间逐步发展。在随时间发展的变形中又包括两部分：一部分是由于超静孔压消散和孔隙水排出引起的体积变化，称固结；另一部分与超静孔压和孔隙水变化无关，称为流变。土体具有的压缩(固结)和流变特性是地基沉降发生的内在原因。

(1) 土的压缩性及其指标

在研究饱和土体的压缩和固结时，一般假定土体的固体颗粒和土孔隙中的液体水均是不可压缩的，因而在外力(一般的应力水平时)作用下土的体积变化仅仅是指孔隙体积的变化。在土力学中一般采用基于室内单向压缩试验得到的孔隙比 e 和压力 p 的变化关系来表明土的压缩及膨胀性质，其几何图形即为土的压缩曲线。根据其描述坐标系统的不同而有直角坐标的 $e-p$ 曲线和半对数坐标的 $e-\lg p$ 曲线(图3-3)，后者是欧美、日本等国家常用的方法，其优点是可以形象地反映土的应力历史的影响。基于压缩曲线上可以得到单向变形条件下土的压缩性参数，如压缩系数 a 、压缩模量 E_s 、压缩指数 C_c 、回弹指数 C_e 等。这些参数都是进行地基变形(沉降)计算时常用的，有的甚至是不可缺少的。

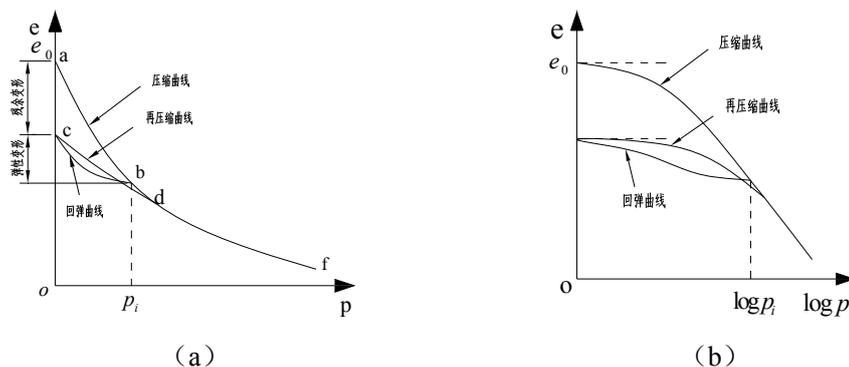


图3-3 土的压缩曲线

(a) $e \sim p$ 曲线;

(b) $e \sim \log p$ 曲线

压缩系数 a 是评价土压缩性高低最常用的一个压缩性指标,其在数值上等于 $e \sim p$ 曲线的割线斜率绝对值,可用下式进行计算:

$$a = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_1 - p_2} \quad (3-22)$$

式中 p_1 、 p_2 ——均为固结压力(kPa);

e_1 、 e_2 ——分别为对应于 p_1 、 p_2 时的孔隙比。

显然,土体的压缩系数 a 可随固结压力 p 取值区段的不同而变化。为了便于根据压缩系数的不同对土体的压缩性大小进行估计,通常土体压缩性可按 p_1 为100kPa, p_2 为200kPa时对应的压缩系数 a_{1-2} 的值划分为低($a_{1-2} < 0.1 \text{MPa}^{-1}$)、中($0.1 \leq a_{1-2} < 0.5 \text{MPa}^{-1}$)、高($a_{1-2} \geq 0.5 \text{MPa}^{-1}$)等三类压缩性。

压缩指数 C_c 和回弹指数 C_e 通常分别用来反映正常固结土和超固结土的不同压缩性。压缩指数 C_c 一般取原状土的 $e \sim \log p$ 压缩曲线中直线段斜率的绝对值,可用下式进行计算:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg p} = \frac{e_1 - e_2}{\lg p_2 - \lg p_1} \quad (3-23)$$

回弹指数 C_e 多取 $e \sim \log p$ 曲线中卸载段和再压缩段平均斜率的绝对值,其数值一般比压缩指数 C_c 要小得多,一般黏性土的回弹指数 $C_e \approx (0.1 \sim 0.2) C_c$ 。但是,土体如经受多次重复卸荷加荷后, C_e 将接近 C_c ,乃至相等。

压缩模量 E_s ,又称侧限模量,是指土在完全侧限条件下在受压方向上的正应力与变形稳定时相应的正应变之间的比值,可由下式计算:

$$E_s = \frac{1 + e_0}{a} \quad (3-24)$$

式中 e_0 是土的天然孔隙比;其它符号意义同前。

压缩模量 E_s 是在室内用固结仪作压缩试验所得的资料求出的,所以是一维(单向)应力条件下的变形计算参数,适用于不考虑侧向变形的地基最终沉降计算中,如采用分层总和法、应力面积法等计算地基最终沉降时。

变形模量 E_0 是与压缩模量 E_s 相当的另一个常用的变形计算参数,它是指无侧限条件下在受压方向上的正应力与变形稳定时相应的正应变之间的比值。变形模量 E_0 一般在现场用载荷板试验及其所得的资料求出的,所以应适用于三维(空间)应力状态的地基最终变形计算,其估算公式为:

$$E_0 = \frac{pb\omega(1 - \mu^2)}{s} \quad (3-25)$$

式中 E_0 ——地基土的变形模量(kPa);

p ——荷载板底压力(kPa);

b ——方形荷载板边长,或圆形荷载板直径(cm);

μ ——土的泊松比(侧膨胀系数),无量纲,砂土可取0.20~0.25,黏性土可取0.25~0.45;

s ——对应于压力 p 的荷载板的沉降(cm);

ω ——沉降影响系数,与荷载板形状、刚度有关(无量纲)。对于圆形板 $\omega=0.79$;方形板 $\omega=0.88$ 。

工程实践和试验实测资料表明, E_0 和 E_s 的比值并不如线弹性理论关系所反映的只在0~1

之间变化,这说明理论比值与实测比值有相当大的出入。我国近20余年来的实测资料与经验总结表明, E_0 和 E_s 的理论比值与实测比值之间的差别随着土的种类和结构性的强弱而变化。我国常见典型土体的 E_0 和 E_s 的比值见表3-8所示。

我国典型土体的 E_0 和 E_s 经验值 表3-8

土的种类	E_0/E_s		频率
	一般变化范围	平均值	
老黏性土	1.45~2.80	2.11	13
红黏土	1.04~4.87	2.36	29
一般黏性土	$I_p > 10$	1.60~2.80	84
	$I_p \leq 10$	0.54~2.68	21
新近沉积黏性土	0.35~1.94	0.93	25
淤泥及淤泥质土	~1.05~2.97	1.90	25

进行土体变形(沉降)计算必须确立相应的应力-应变关系,在仍然将土体模拟为弹性体或弹性半空间的前提下,广泛采用材料力学中的广义虎克定律。因此,这里的压缩模量或变形模量均相当于虎克定律中的杨氏模量的地位和作用。换言之,在引用虎克定律的应力-应变关系式于土体变形计算时,只有压缩模量或变形模量(三维条件时还有土的侧膨胀系数即泊松比)等参数反映了土体这一特定材料的特性。但是土体毕竟不是理想弹性体,应力状态与大小(应力水平)和排水条件等的不同,均会使土的变形性质因而也使其大小发生变化,以致影响到这些参数的性质和大小以及产生相应的改变。因此就计算土体变形的“模量”这一参数而言,目前所及已不下5、6种,且分别适用于特定的变形性质和应力条件,详见表3-9所列。表中还给出室内外适用的测定这些模量的试验方法建议,可供实用参考。所以只用一种土的模量值(例如比较易于获得的压缩模量 E_s)于不同条件的土体变形计算中则显然既不合适也不合理。

各种不同条件下土的模量(变形计算参数) 表3-9

模量名称	适用于计算变形的性质	对应的应力条件	测定方法
压缩模量 E_s	一维单向应力的固结沉降(分层总和法、应力面积法)	一维竖向应力	室内常规压缩试验(包含了弹塑性变形)
变形模量 E_0	三维(空间)应力的固结沉降或载荷板试验的沉降(弹性理论公式的沉降计算方法)	三维(空间)应力状态	根据现场载荷板试验资料用弹性理论公式求取或在实测 $p-s$ 曲线上求取
弹性模量 E_d	用于计算瞬时荷载如风荷载下的地基沉降和倾斜、地震反应分析及交通道路的变形设计等。此类反复荷载每次作用时间都很短,土来不及产生固结变形,且大部分变形是可恢复的	三维(空间)应力状态的弹性应变与应力关系	可用静、动三轴试验测定,即分别得静弹模和动弹模。因应力与应变具非线性关系,故根据试验结果选值时应注意相应的应变的数量级
不排水模量 E_u	用于(考虑了侧向变形的)土体初始沉降即瞬时沉降计算。表达式仍引用弹性理论公式,相应的泊松比取0.5	三维(空间)应力条件	室内三轴不排水压缩试验(等向固结或不等向固结)
回弹模量 E_r	常应用于非线性本构模型中的弹性变形部分的计算;还用于粗略估计卸载回弹(或膨胀)量	一维或三维应力状态	常规三轴压缩试验所得的加卸荷试验,用加卸荷曲线回环的割线来求取

卸荷模量 E_{ur}	用于估计三维(空间)应力条件下卸载变形的计算, 如基坑开挖坑底隆起量计算等	三维(空间)应力状态	应力路径三轴压缩试验来求取
切线模量 E_t	非线性弹性本构模型中变非线性为短区间的线性弹性时的弹性常数之一(有时亦取割线模量)	一般是三维(空间)应力状态	常规三轴压缩试验所得的应力-应变曲线上求取或更多的是用解析式求解

(2) 土的固结理论及其计算指标

土体变形随时间的发展过程, 即土的固结, 是全面讨论土的变形问题的另一个重要内容。固结问题和固结特性是土体所特有及其区别于其它工程材料的又一个重要特点。

通常论及土体固结均针对饱和的二相土(孔隙中完全充满水)而言。在外荷载作用下土中孔隙水逐渐排出、孔隙压力(超静水压力)消散逐渐、有效应力增长并至终值, 相应地土体压缩并直至稳定的全过程是为固结。太沙基用有孔弹簧活塞模型形象地模拟和描述了这一过程, 并根据有效应力原理解释了固结过程中土体孔隙水压力和有效应力分担总应力及彼此相互转换的土体固结机理。

a. Terzaghi固结理论(一维)

基于饱和土体的线弹性假设、Darcy定律、渗流连续条件和荷载瞬时施加且不随时间变化等条件, Terzaghi建立了土体一维(竖向)固结微分方程:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3-26)$$

其中
$$C_v = \frac{k_v(1+e)}{a\gamma_w} \quad (3-27)$$

式中 C_v ——土的固结系数(cm^2/s), 是反映土体内超静孔压消散快慢的试验参数, 一般可通过室内固结试验求得。

t 、 z ——分别是固结时间(s)和竖向坐标值(m)。

γ_w ——孔隙中水的重度(kN/m^3)。

k_v 、 a 、 e ——分别是竖向渗透系数、压缩系数和初始孔隙比。

根据合适的初始条件和边界条件可求解土中任意点孔隙压力的分布式以及对工程实用具有意义的土层平均固结度(U_t)计算式。

平均固结度(U_t)是反映某一时刻 t 全压缩土层在初始孔隙压力($u_0=p$)作用下的压缩过程的平均完成程度, 也就是 t 时刻初始孔隙压力($u_0=p$)转化为有效应力(σ')过程的平均完成程度。最常用的一维条件下的固结度表达式为:

$$U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (3-28)$$

其中
$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (3-29)$$

式中 T_v ——时间因数, 无量纲;

H ——孔隙水的最大渗径(cm)。当可压缩土层为单面排水时, 渗径与土层厚度取同一数值; 双面排水时, 最大渗径取为土层厚度的一半。其余指标同前。

式(3-28)就是通常所说的基于Terzaghi固结理论建立的单向固结问题的固结度计算式。它适用的条件或模拟的工程实际情况相当于饱和和压缩土层表面作用着面积无穷大的超载或者基础荷载宽度远大于可压缩土层的厚度时(一般的建议认为宽度 B 大于4倍层厚 H 时), 相应

的附加应力沿土层深度不变，亦即初始孔压分布图形是矩形的情况。

当其它条件一定且相同时，达到某一固结度的时间只取决于时间因数 T_v 。因此，若有两个性质相同的土层(或对于在某个土层中取出的用于室内作试验的土样)，其渗径分别为 H_1 和 H_2 ，则它们达到同一固结度所需的时间 t_1 和 t_2 ，将与其渗径之间存在如下关系：

$$\frac{t_1}{H_1^2} = \frac{t_2}{H_2^2} \quad (3-30)$$

显然，上式的建立将有助于在实用上虽然粗略但却能迅速简便地根据室内试验测定的结果进行实际土层固结度的判断和估算。

b. Biot固结理论(三维)

Terzaghi固结理论只在一维固结情况下是精确的，对二维和三维问题并不精确。Biot在考虑了固结过程中土体平均总应力随时间变化的同时，基于连续介质力学的基本方程，从较严格的固结机理出发，推导建立了下列能准确反映孔隙水压力消散与土骨架变形相互关系的饱和土体三维固结方程组：

$$\left. \begin{aligned} -G \cdot \nabla^2 \omega_x + \frac{G}{1-2\mu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G \cdot \nabla^2 \omega_y + \frac{G}{1-2\mu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \\ -G \cdot \nabla^2 \omega_z + \frac{G}{1-2\mu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \\ \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{1}{\gamma_w} \cdot \left(k_x \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-31)$$

$$\text{其中} \quad \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (3-32)$$

$$\varepsilon_v = - \left(\frac{\partial \omega_x}{\partial x} + \frac{\partial \omega_y}{\partial y} + \frac{\partial \omega_z}{\partial z} \right) \quad (3-33)$$

式中 G 、 μ ——分别为土体的剪切模量和泊松比；

ω_x 、 ω_y 、 ω_z ——分别为 x 、 y 、 z 方向的土体位移；

ε_v ——体积应变，无量纲；

k_x 、 k_y 、 k_z ——分别为 x 、 y 、 z 方向的土体渗透系数；

u 、 γ ——分别为计算点处的孔隙水压力和土体重度。其余指标同前。

Biot固结理论比Terzaghi固结理论较为合理完整，但计算过程比较复杂，往往需要采用数值解法。运用Biot固结理论有限单元法可以处理各种复杂边界条件、复杂计算域，将土体的弹性矩阵和渗透系数矩阵采用切线模量和变渗透系数后还可以处理土的非线性应力应变问题以及非Darcy渗流问题，使得Biot固结理论的应用范围更加广泛。

3. 基坑土体的变形特性

土体作为一种典型的黏弹塑性体，其力学特性不

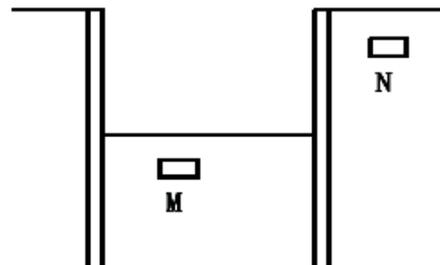


图3-4 基坑工程示意图

仅取决于物质组成和最初及最终的应力状态，也与应力路径、应力历史和受荷时间等因素密切相关。基坑开挖、隧道及顶管工程等均涉及大量的土体卸载问题，土体的加荷过程与卸荷过程是两种完全不同的应力路径，造成加荷与卸荷条件下土体的变形性状有显著差别。因此，在当前基坑工程设计中，应该考虑这一本质问题的影响。

在基坑开挖的过程中，地基土体主要经受的是卸荷过程，其被动区和主动区的土体可分别用M、N单元表示(见图3-4)，两单元的典型应力路径为：单元M为竖向卸荷，水平向受力可能不变，也可能减小或者略有增大；单元N为竖向荷载不变，水平向卸荷。

受到开挖卸荷的影响，土中任一点的变形模量与卸荷大小、土中应力状态、土性参数等因素相关，其数值并非常数。曾国熙等根据大量试验研究指出：在卸荷条件下，土体的应力-应变关系与应力路径有着密切关系，近似可以用双曲线描述，并据此提出了不排水条件下考虑应力路径的模量计算公式。在图3-4的单元M和单元N应力路径下，相应的卸荷切线模量 E_t 可分别表示为：

$$E_t = \bar{E}_i \sigma'_0 (1 - R_f S)^2 \quad (3-34a)$$

$$E_t = 2\mu_t \bar{E}_i \sigma'_0 (1 - R_f S)^2 \quad (3-34b)$$

其中破坏比 R_f ：

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (3-35)$$

式中 \bar{E}_i ——归一化应力-应变曲线的初始切线斜率；

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ ——破坏时的偏差应力和极限偏差应力；

S ——剪应力水平，等于 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ ；

σ'_0 ——有效固结应力；

μ_t ——切线泊松比；

刘国彬等根据上海地区典型粘土的应力路径加、卸荷试验，提出了 K_0 固结条件下卸荷模量计算公式，指出软土的卸荷模量远大于加荷模量，并和平均固结压力及应力路径密切相关。土体的初始切线模量 E_{ur} 一般随平均固结应力 σ_0 的增加近似呈线性增加。辛金珉等指出不排水侧向卸荷试验得到的割线模量 E_{50r} 要大于轴向加荷试验得到的割线模量 E_{50} ，对于南京原状黏性土大约为 $E_{50r} = 1.7E_{50}$ 。何世秀等根据武汉地区粉质黏土的平面应变不排水侧向卸荷试验结果认为，当竖向压力不变，侧向卸荷时，其应力-应变关系随固结压力的增加，由应变硬化型向应变软化型转化；固结压力较低时，表现为剪胀，固结压力较高时，表现为先剪缩，后剪胀。矫德全等发现当三轴排水试验中的轴向荷载增加继而减小时，某些土的体积是收缩而不是膨胀的，这主要是土体各向异性作用的结果。如果土样承受主应力比 σ_1/σ_3 比较大，则土的次生各向异性更明显，试验表明，当 $\sigma_1/\sigma_3 > 2.6$ 后就会发生卸荷体缩。另外卸荷体缩与卸荷时轴向应变的大小成正比，且随有效强度指标和应力比 σ_1/σ_3 的增大而增大，随围压和塑性指数的减小而增大。

迄今为止，国内外对土的力学性质研究，大部分是针对加载方式进行的；对于卸载条件下土的力学性研究，虽然也取得了一些成果和进展，但相对前者而言则显得微不足道。况且目前国内外关于土的卸载试验研究，大都是在低应力水平下进行的，只能为一般建筑物深基坑等近地表开挖工程提供工程地质基础参数和理论分析。土体的加荷过程与卸荷过程是两种完全不同的应力路径，而应力路径与土体的强度、变形特性密切相关，这就使得目前卸荷工程的设计计算与实际情形有较大差异，同时它也是塌方、滑坡、支护结构破坏等工程事故发生的重要原因之一。掌握土体在卸荷状态下的工程性质，根据卸荷的各项强度指标进行卸荷

工程设计,可减小与实际情况的误差,并可采取有针对性措施,预防事故的发生,避免重大人身伤亡和巨大的经济损失。

3.3.4 土的强度特性

一、土的抗剪强度理论(Mohr-Coulomb强度理论)

土的强度是土的重要力学性质之一,通常是指在外力作用下土体抵抗破坏(剪切破坏)的极限能力。土体抗剪强度是岩土工程中许多工程对象稳定与安全分析的基础条件,如基坑工程中围护墙上的土压力、地基承载力以及土坡稳定性等,均与土的强度特性相关联。因此,计算结果的可靠性在很大程度上取决于抗剪强度的正确确定。

就目前的工程应用水平,土体的强度破坏与稳定仍是沿用传统的塑性力学的方法,取强度极限控制条件作为依据而尚未有机地反映土体变形特性的结合。所以其破坏准则甚至包括屈服条件都是引用经典弹塑性理论中已经被理想化了的几种强度理论,如Mohr-Coulomb准则、Von Mises准则和Tresca准则等等。尽管在诸多岩土工程的非线性分析与研究中已有不少对于其它非常用的破坏准则如Drucker-Prager准则等的引用或应用,但在具体工程实用的计算中仍以Mohr-Coulomb准则的使用最为普遍,且常被选作各级各类工程设计规范制定相应规定条款的依据。

Mohr-Coulomb强度理论认为:土的破坏是剪切破坏;一旦土体内任一平面上的剪应力达到了土的抗剪强度,土就发生破坏;而任一平面上的抗剪强度 τ_f 只是该面上法向应力 σ 的函数。这个函数所定义的曲线为一条微弯的曲线,称为莫尔破坏包线或抗剪强度包线(图3-5)。在在应力水平不很高的情况下,这一函数关系可用下列线性方程,即Coulomb方程表达:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (3-36)$$

式中 c 、 φ ——总应力强度指标,分别为土体的黏聚力(kPa)和内摩擦角($^\circ$)。它们的几何意义可见图3-5所示。由图中可见,强度指标 c 和 φ 只是抗剪强度包线(Mohr破坏包线)在 τ - σ 直角坐标系统中的纵轴截距和倾角。作为强度指标,在实用中它们都是视作常数。

当用有效应力表示时,为:

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi' + c' \quad (3-37)$$

相应的破坏准则为:

$$\begin{aligned} \sigma'_{1f} &= \sigma'_3 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2c' \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \\ \sigma'_{3f} &= \sigma'_1 \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) - 2c' \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \end{aligned} \quad (3-38)$$

式中 c' 、 φ' ——有效应力强度指标,分别为土体的有效黏聚力(kPa)和有效内摩擦角($^\circ$)。

根据土的Mohr-Coulomb强度理论,黏性土的抗剪强度主要是由两部分所组成的,即摩擦强度和黏聚强度。而对于无黏性土(粗粒土),由于土颗粒较粗,颗粒的比表面积较小,土颗粒间没有黏聚强度,其抗剪强度主要来源于粒间的摩擦阻力。摩擦强度主要由土粒之间的表面摩擦力和由于土粒之间的连锁作用而产生的咬合力(土粒相对滑动时将嵌在其他颗粒之间的土粒拔出所需的力)所引起的,而后者又是诱发土的剪胀、颗粒破碎和颗粒重定向排列等的主要原因;黏聚强度则主要是由土粒间水膜受到相邻土粒之间的电分子引力以及土中化合物的胶结作用而形成的。

土的抗剪强度,首先取决于其种类和自身的性质,包括土的物质组成、土的孔隙比、土

的结构和构造等。其中土的物质组成是影响土强度的最基本因素，它又包括土颗粒的矿物成分、颗粒大小与级配、含水率、饱和度、黏性土的粒子和胶结物种类等因素。其次，土的强度又与它所形成的沉积环境和应力历史等因素有关。另外，土的强度还与其当前所受的应力状态、应变状态、加荷条件和排水条件等因素密切相关。这些因素对于土的抗剪强度的影响十分复杂，有些是目前仍需要进一步研究的课题。

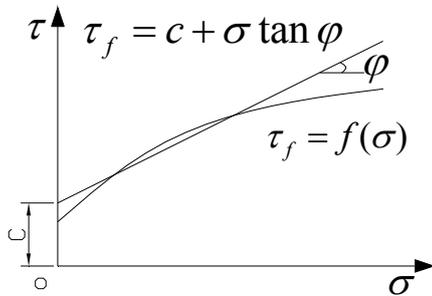


图3-5 c 、 φ 的几何意义

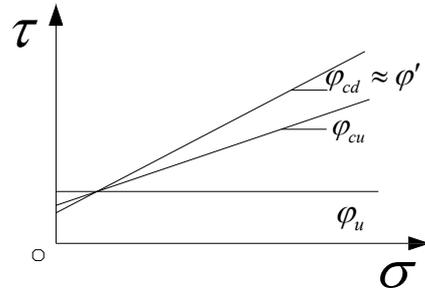


图3-6 不同试验方法的 φ 角比较

2. 抗剪强度指标的试验测定方法与选择

(1) 抗剪强度指标的试验测定方法

土体本质上是多相体，最一般的工程条件下也是二相饱和介质。土中孔隙水的存在与否将对其性质产生多种影响，使得土的强度指标有所谓总应力指标和有效应力指标之区分，相应的分析方法有总应力分析法和有效应力分析法。有效应力强度指标描述的是抗剪强度随破坏面上的有效应力变化的关系，总应力强度指标描述的是抗剪强度随破坏面上的总应力变化的关系。理论上，对于密度和含水率都给定的某一种土来说，其抗剪强度指标应该是不变的，即土的抗剪强度与有效应力之间存在一一对应关系。有效应力指标被认为概念明确，指标稳定，是土体的一种固有属性。而对于总应力方法的强度而言，不同的排水控制条件和应力路径会产生相应不同的强度及其指标，换言之，此时的土体强度与外荷载无一一对应关系，它是随试验条件(首先是排水控制条件)的不同而有不同的结果。

土的抗剪强度主要由粘聚力 c 和内摩擦角 φ 来表示。土的抗剪强度指标主要依靠土的室内剪切试验和土体原位测试来确定。测试土的抗剪强度指标时所采用的试验仪器种类和试验方法对土的总应力抗剪强度指标的试验结果有很大影响，但对有效应力强度指标影响甚微。根据实际工程中不同的排水条件和施工速率，一般地可以引出六种不同的室内试验方法及其相应的总应力指标。这就是对于直剪试验的快剪、固结快剪、慢剪和对于三轴试验的不固结不排水剪、固结不排水剪、排水剪，而且三者与后三者及其结果又是两相对应的。换言之，直剪是试验中的“快”与“慢”实际是三轴剪切时的“不排水”与“排水”的同义语，而不是纯粹为了讨论剪切速率对强度的影响。三轴试验过程中的土体内孔隙水压力 u 及含水量 ω 的变化见表3-10所示。对于岩土工程师，了解不同试验方法这一既有关又有别的特点将大有助于在工程设计和应用中对强度指标的取舍和选定而不致处于盲目状态。

三轴试验过程中的孔隙水压力 u 及含水量 ω 的变化

表3-10

试验方法 \ 加荷情况	施加围压 σ_3	施加法向应力增量 $\sigma_1 - \sigma_3$
不固结不排水剪 (UU)	$u_1 = \sigma_3$ (不固结) $\omega_1 = \omega_0$ (含水量不变)	$u_2 = A(\sigma_1 - \sigma_3)$ (不排水) $\omega_2 = \omega_0$ (含水量不变)
固结不排水剪 (CU)	$u_1 = 0$ (固结) $\omega_1 < \omega_0$ (含水量减小)	$u_2 = A(\sigma_1 - \sigma_3)$ (不排水) $\omega_2 = \omega_1$ (含水量不变)
固结排水剪	$u_1 = 0$ (固结)	$u_2 = 0$ (排水)

(CD)	$\omega_1 < \omega_0$ (含水量减小)	$\omega_2 < \omega_1$ (正常固结土排水) $\omega_2 > \omega_1$ (超固结土吸水)
------	-------------------------------	-------------------------------------------------------------------

对于不同的试验方法, 由于其排水条件不同, 而土体排水固结将要对抗剪强度作出不同程度的贡献, 因而就内摩擦角 φ 而言, 一般地(或者对于正常固结土), 固结排水剪结果的 φ_d 大于固结不排水剪的 φ_{cu} (总应力指标), 又大于不固结不排水剪的 φ_u 值, 如图3-6的示意。理论上, 排水剪的 φ_d 应与固结不排水剪(测孔压)所得到的有效指标 φ' 相同, 实际上两者相近已令人满意。所以有效应力指标测定除了可以用固结不排水剪(测孔压)的方法求取外, 也可用直剪慢剪或三轴排水剪试验结果近似表示。必须指出, 土体内摩擦角 φ 的大小顺序规律并不适用于另一个强度指标黏聚力 c 。因为虽然 c 值在几何上表现为库仑强度破坏线在纵轴上的截距, 但迄今的研究已经表明, 库仑破坏线不是一条自始至终的直线, 而是受应力历史、应力水平等的影响。由此可见, 土体的总应力强度参数随排水情况、应力历史的不同而差异甚大, 在实际工程计算中, 应注意选择符合实际情况的试验方法来测定强度参数。如果强度参数选择不当, 就不可能得出正确的稳定计算结果。

(2) 抗剪强度指标的选择

讨论土的抗剪强度指标的最重要目的乃是为在工程实践中有针对性地选用相应条件下的抗剪强度指标, 以进行基坑、地基或土工构筑物的稳定和安全的估计与控制。所以, 在选择和测定土的强度指标时, 原则上应使试验的模拟条件尽量符合土体在现场的实际受力和排水条件。例如, 按一般的考虑, 当采用有效应力方法(如稳定性分析的有效应力法, 考虑土体固结使强度增长的计算等)进行设计时, 宜使用有效强度指标; 对于可能发生快速破坏的正常固结土内的基坑或软土地基或路堤土体等均认为应用快剪试验指标或不固结不排水剪试验指标进行整体稳定验算控制; 对于渗透性较低的深厚软土而施工速度又较快的工程的施工期和竣工期的稳定验算宜采用不固结不排水剪试验指标, 如沿海深厚软基上的预压堆载、筒仓、冶金矿料和煤场等的地基稳定控制设计等; 反之, 分级加载施工期的稳定验算或者土层较薄、渗透性较大和施工速度较慢等的工程的竣工和使用期的验算等一般都可采用固结不排水剪试验指标等等。诚然, 上述的这些情况并不是具有很准确的概念的, 例如快慢、厚薄、大小以及荷载施加速度等都没有定量的数值, 所以事实上在不同工程中均得配合以实际类似工程经验或地区经验。

在基坑工程中, 土压力的计算、不同稳定性工况的验算等对计算方法和相应抗剪强度指标的要求常视土类、工况、挖深及其平面形状(包含了工程的重要性在内)、地下水位、地区经验(习惯用法)等而异。从工程实用的角度出发, 对于土压力的计算, 目前国内有关基坑工程设计的几本规范(包括行业标准和地方标准), 都同时提出了水土分算和水土合算两种计算方法。对于黏性土中这两种计算方法的合理性、可行性以及相应抗剪强度指标的选择, 已引起岩土工程界的广泛关注和讨论, 出现了多种不同的学术观点, 不同规范的有关规定也有明显不同。

在学术界, 砂类土中土压力计算方法及其强度指标选择并不存在分歧。但对于黏性土中土压力计算方法及其强度参数的选择, 则有多种不同的观点和不同的处理方法。从理论上来说, 采用有效应力法和有效应力强度指标计算土压力, 将水、土分开考虑, 概念比较清楚。但是, 由于实际工程中难以准确测定有效应力及其强度指标, 有关学者认为也可用总应力法计算土压力。总应力法在分析基坑工程问题时, 使用固结不排水剪或不固结不排水剪强度指标, 将超静孔隙水压力的影响通过这些强度指标进行反映。但是, 对于采用总应力指标的水土合算法计算土压力, 李广信认为常规试验测定的这些总应力指标无法考虑开挖卸载引起的负超静孔隙应力, 且无法反映静孔隙水压力与稳定渗流的孔隙水应力的影响, 因此该法在概念上是含糊的, 在机理上也有许多不明之处, 还有待进一步研究。魏汝龙在论证了水土分算计算方法中采用总应力指标的合理性基础上, 建议采用有效重度和固结不排水总应力指标计

算土压力,再加上全部的静水压力。同时,还在有效应力和总应力法以外,提出了有效固结应力法的概念。这种用总应力指标的水土分算方法对于认识土在沉积过程作用强度的形成以及认识在开挖卸载时主要由土体自重产生的土体极限状态和土压力的概念是有意义的。陈愈炯则认为基坑工程设计中采用固结不排水强度指标是不合理的,应采用不固结不排水强度指标来计算围护墙体上的土压力。沈珠江基于有效固结应力理论推导了采用三轴固结不排水强度指标计算土压力的公式,并认为除非用不排水指标 ϕ_u 和 c_u 的总应力法,不管是有效应力强度理论还是总应力强度理论,都应按“水土分算”法进行土压力计算。在计算指标选择的问题上,国内学术界出现了观点与处理方法的主要分歧,目前这些不同意见还远远没有达到基本的一致。

我国目前几本典型行业和地区规范对此的规定综合于表3-11中。由表3-11国内相关的几本典型规范的规定可以看出,各标准对于水土合算计算土压力时计算指标选择方面的规定没有原则性的差别,多是规定采用三轴固结不排水剪试验测得的总应力强度指标,有可靠经验时,也可采用直剪固结快剪试验测得的强度指标;但对于采用水土分算法确定土压力时,对于计算指标选择的规定出现了较大的差异。上海市标准《基坑工程设计规程》(DBJ08-61-97)和建设部行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)规定采用三轴固结不排水剪试验的总应力指标,有经验时也可采用直剪固结快剪试验的强度指标。而冶金部行业标准《建筑基坑工程技术规范》(YB9258-97)和多数地方标准多规定采用有效应力强度指标进行计算。

我国典型规范中土压力计算方法及其抗剪强度指标选择的有关规定

表3-11

	行业规程(建设部)	行业规程(冶金部)	上海规程	深圳规程	武汉指南
合算适用条件	粉土、黏性土	黏性土(有经验时)	不透水黏土层、水泥土围护结构	黏性土	黏性土
合算计算指标	天然重度总应力指标 ^①	饱和重度总应力指标 ^②	天然重度、固结快剪峰值指标或经验土压力系数	饱和重度、总应力指标 ^①	饱和重度总应力指标 ^①
分算适用条件	碎石土、砂土	普遍适用	砂土、粉土、粉质黏土	碎石土、砂土、粉土	砂类土
分算计算指标	天然重度总应力指标 ^①	浮重度有效应力指标 ^③	水下重度总应力指标 ^④	有效重度有效应力指标	浮重度有效应力指标
水压力计算	小于静水压力	区别有无渗流	区别有无渗流	静水压力	考虑坑内外水头差

注:①一般宜采用三轴固结不排水剪试验,有可靠经验时,也可采用直剪固结快剪试验;

②一般取三轴固结不排水剪试验的总应力强度指标,并应乘以0.7的折减系数;

③当无法获得有效应力强度指标时,也可采用三轴固结不排水剪试验的总应力强度指标;

④一般可采用三轴固结不排水试验或直剪固结快剪试验峰值指标,一级基坑宜采用三轴固结不排水剪有效应力指标或直剪慢剪指标。

另外,在承受水平荷载为主的基坑支护结构物设计中,现有的各种计算方法在计算墙前被动土压力和墙后主动土压力时多采用相同的抗剪强度指标,忽略了不同应力历史和应力路径对抗剪强度指标的影响。实际上,基坑开挖是一个卸载过程,与简单加载情况相去甚远。卸载产生负的超静孔隙水压力,而常规三轴固结不排水加载破坏时孔压是正的,由于这两个孔压之间的差异就使得加载和卸载强度及其总应力指标有很大的区别。根据有关试验研究结果,固结卸载不排水剪试验测得的总应力内摩擦角与固结加载不排水剪的试验结果差别较大。因此,在用总应力法计算土压力时,不应简单套用常规三轴指标,在条件允许时,宜采

用符合基坑实际卸载情况的应力路径试验来测定相应的抗剪强度指标。

3. 土的天然强度及其增长

土体强度特性的一个重要内容是强度因土体固结而增长。这里包括了两方面的含义。其一是土的天然强度及其确定；另一则是强度增长。

(1) 土的天然强度

土的天然强度通常是指天然状态下的不排水强度。天然状态是指土的结构、物理状态和土中应力状态都保持天然的原始的状态而没有发生变化的情况。天然强度是讨论强度变化的基础(基数)，这是不言而喻的，尤其是在涉及基坑卸载或者地基加固的工程问题中。目前，常采用的天然强度确定方法大体有4种，即室内的三轴不固结不排水剪试验、无侧限抗压强度试验和直剪快剪试验等测定的强度(常写成 c_u 以泛指)以及野外十字板剪切试验测定的强度(常表示为 S_u)。其中以十字板强度在实际工程中用得最多，而且被认为在均质软土和高灵敏性黏土中更宜适用。由于十字板试验测定结果一般具有较好的规律性，在正常固结黏土层中，其强度值 S_u 常随土层深度近似成线性变化(图3-7)，因而常可据此整理成如下述之经验表达式以方便使用：

$$S_u = S_0 + \lambda z \quad (3-39)$$

式中 S_0 ——十字板强度分布线的直线段延至地面处的强度值(kPa)，即在地面线上的截距值；

λ ——直线段的斜率。

(2) 土的强度变化估算

土的强度增长是以天然强度为基数。在实际工程附加荷载作用下，地基土在固结过程中的某一时刻的总的抗剪强度 τ_{ft} 可用下式表示：

$$\tau_{ft} = \eta(\tau_0 + \Delta\tau_c) \quad (3-40)$$

式中 τ_0 ——土的天然强度(kPa)；

$\Delta\tau_c$ ——由于固结而增长的强度增量 (kPa)。

η ——考虑蠕变效应及其他影响因素的经验折减系数。

直至目前，估算这个强度增量 $\Delta\tau_c$ 的方法也是有多种，在此不拟作一一列举，仅择其常用者分述于后。

a. 用有效应力强度指标估算

$$\Delta\tau_c = \Delta\sigma_1 \cdot U_t \cdot \frac{\sin \varphi' \cdot \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (3-41)$$

式中 $\Delta\sigma_1$ ——最大主应力增量 (kPa)；

U_t ——土体的固结度；

φ' ——土的有效内摩擦角。其余符号同前。

b. 根据天然强度与竖直应力(或先期固结压力 p_c)关系式的估算方法

这种简化和近似的方法的核心是以天然强度($\tau_0=c_u$)与原位竖直应力 p_0 (对于正常固结土，有效应力 p'_0 将已等于总应力 p_0 ，因此也包含有先期固结压力 p_c 的含义)的比值同某些土性指标或参数的关系代入下式进行强度增长的估算：

$$\Delta\tau_c = \Delta\sigma_z \cdot U_t \cdot \left(\frac{c_u}{p_0}\right) \quad (3-42)$$

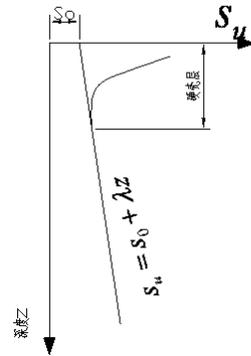


图3-7 十字板强度随深度的变化

式中 $\Delta\sigma_z$ ——竖直应力的增量(kPa)。

其它符号意义同前。

目前, 比值 c_u/p_0 可由多种方法予以估算和取值, 例如

(a) 根据天然强度与室内有效强度指标的如下关系式估算:

$$\frac{c_u}{p'_0} = \frac{\sin \varphi' [K'_0 + A_r(1 - K'_0)]}{1 + (2A_r - 1)\sin \varphi'} \quad (3-43)$$

式中 K'_0 ——有效静止侧压力系数;

A_r ——剪破时的孔隙压力系数。

其余符号意义同前。

(b) 由现场十字板试验获得的关系式来估算。式(3-39)可经简单换算得下列关系式:

$$S_u = S_0 + np'_0 \quad (3-44)$$

式中 S_0 ——与 c_u 等价;

p'_0 ——有效原位竖直应力(kPa);

n ——十字板强度 S_u 与原位有效竖直应力 p'_0 关系中直线段的斜率。

(c) 根据Skempton总结出之下述经验公式近似估算, 即

$$\frac{c_u}{p'_0} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p \quad (3-45)$$

式中 I_p ——塑性指数。作出这个经验关系式时, 所收集的土的塑性指数的变化范围很大, 即 $I_p = 10 \sim 120$ 。由于此式应用简便, 故国内外直至目前仍在采用。

c. 魏汝龙提出的黏性土卸荷后的不排水抗剪强度计算公式,

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{02}} \right)_{OC} / \left(\frac{S_u}{\sigma'_{01}} \right)_{NC} = OCR^m \quad (3-46)$$

式中 $(S_u/\sigma'_{02})_{NC}$ 、 $(S_u/\sigma'_{01})_{OC}$ ——分别为正常固结(开挖前)和超固结(开挖后)土的不排水强度与其相应的有效固结应力之比;

OCR ——超固结比;

m ——计算参数, 在数值上等于 $1 - C_e/C_c$, 可以通过强度试验或固结试验进行确定, 无试验资料时, 可近似取0.64;

C_c 、 C_e ——分别为土的压缩指数和回弹指数。

目前对于土的卸荷强度的研究发现, 卸荷后黏性土的强度表现出类似超固结土的强度特征。黏性土在开挖后任一超固结比时的不排水强度可以近似用式(3-46)进行估算。

3.3.5 土的流变特性

1. 土的流变性及其影响因素

土体作为一种典型的黏弹塑性体, 在荷载作用下, 一方面因土颗粒表面所依附的水(气)的黏滞性及其与土粒之间的摩擦力, 会导致颗粒的重新排列和土骨架体的错动具有时间效应, 使得土体变形与时间有关; 另一方面, 土体变形受到边界约束, 这种约束有抵消蠕变变形趋势, 因此土体内部应力必须调整, 也与时间有关。在不考虑土体内超静孔压水压力变化的前提下, 土体变形和应力随时间变化的现象称为土的流变性。土体的流变特性要求我们在研究土体应力、应变状态随时间而变化的规律时, 应将时间作为独立参数出现在土的基本应力和应变关系式中。

土的流变变形分为压缩与剪切两大类。沉降分析中主要考虑土受压时的流变特性，强度问题则主要研究土受剪时的流变特性。工程实践中，土的流变特性主要包括如下几个方面：

- (1) 蠕变特性，即恒定应力作用下变形随时间增长的现象。
- (2) 松弛特性，即变形恒定情况下应力随时间衰减的现象。
- (3) 流动特性，即当时间一定时，土体的应变速率随应力变化的现象。
- (4) 长期强度，即在长期荷载作用下，强度随受荷历时增长而降低的现象。

流变性质是土的重要工程性质之一，它受到许多因素的影响，在不同的条件下，显示出不同的性状。①黏粒含量和矿物成分：土中黏粒含量愈多，蒙脱石或有机质等的含量愈高，塑性指数愈大，土的活动性越强，则流变性质愈显著；②含水率及孔隙水性质：流变性通常会随含水率的增大和孔隙水粘滞性的增大而增强；③应力大小：软土的蠕变特性与其应力水平有密切关系，当剪应力小于某一临界值时，蠕变现象逐渐减弱，应变速率也随之逐渐减小，而不会发生破坏，称为衰减型阻尼蠕变。当剪应力大于该临界值时，土体将发生蠕变破坏，而且荷载越大，土体破坏越快，称为非衰减型蠕变，见图3-8（图中 $\tau_1 > \tau_2 > \tau_3 > \tau_4 > \tau_5 > \tau_6 > \tau_7$ ）；④温度：当温度变化时，孔隙水的粘滞性和压力都将发生变化，诱发土的强度和变形发生改变，从而影响土的流变性质；⑤土的结构：无论砂土还是黏土都具有一定的流变性质，但呈片架结构的沿海软黏土，具有更显著的流变性质；⑥应力路径：土的流变性质与应力路径有密切关系，如在相同的偏应力条件下，不排水常规三轴压缩蠕变的应变值要小于侧向减压三轴压缩蠕变的应变值。

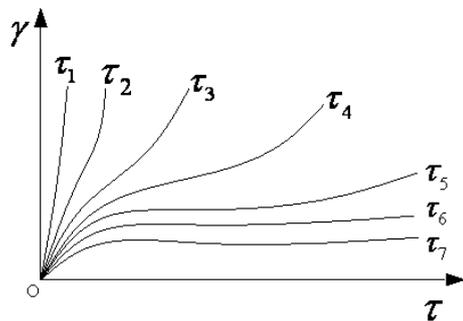


图 3-8 土在不同应力水平下的蠕变曲线

目前关于土流变特性的研究，主要分为两个方面：一是将土视为一个整体，采用某种直观的流变模型从宏观上模拟土骨架结构，解释土的流变现象，建立起土骨架与时间有关的应力—应变关系数学表达式，并与实际观测的试验资料相比较，这即是通常所说的宏观流变学或称现象流变学；另一种则是从土的内部结构及其物质组成来说明土体的流变特性，称为微观流变学，它从分子、大分子、分子团等微观结构层次洞察物体流变性质的由来。关于土的宏观流变学研究得较多，在工程中也得到了很多成功的应用，常见的宏观流变模型见第十九章。而土的微观流变学研究得相对较少，在理论上还不完备，大多只能作定性的说明。

2. 基坑工程中土流变性的影响

无论是在无粘性土还是粘性土中，都存在着流变问题，在软粘土中尤甚。在基坑开挖过程中，土体处于逐步卸载状态。卸荷应力路径下软土特性研究表明，土体(特别是软土)的流变特性对土的应力应变关系的影响显著。因此，在工程实践中考虑土体的流变特性对基坑工程的影响是很有必要的。

(1) 土的流变性对土压力的影响

由于土的流变性，土体的内力和作用在围护墙上的土压力会随时间而变化。大量实测资料表明：当进行基坑开挖时，由于土体的应力松弛特性，随着时间的延长，土的抗剪强度会出现衰减，主动区土体作用在围护墙上的土压力会逐渐增大，而被动区作用在围护墙上的土压力会逐渐减小。同时，随着土体蠕变变形和围护墙体位移变形的发展，主动区土压力会逐渐减小，而被动区土压力会逐渐增大。通常，当基坑暴露时间较长时，应力松弛对土压力的影响会占优势，此时随基坑施工周期和暴露时间的增加，主动区土压力要大于主动土压力，而被动区土压力则小于被动土压力。而常规计算中主动区土压力采用主动土压力而被动区土压力采用被动土压力，未考虑土压力是随时间而变化的函数，将会使基坑的安全性随着时间

的延长而逐渐降低。对于深大基坑，主动区和被动区土压力的取值应结合开挖进度和坑底暴露时间考虑土体流变性的影响。

在基坑工程中，围护墙主动区的土压力经历了这样一个过程：首先围护墙上受到的是静止土压力；开挖后，由于土体的自身承载能力得以发挥，主动区土压力逐渐减小，到某一时间，土压力达到最小值；此后，随着时间的继续增加，土体由于应力松弛和蠕变的共同作用，土自身的强度出现衰减，导致围护墙主动区的土压力增加。而被动区土压力随时间的变化过程与此刚好相反。因此，作用在围护墙上的土压力大小，与土体强度发挥的程度、围护墙位移的大小、位移速度以及土体本身蠕变和应力松弛速度等，均有关系。围护墙主动区和被动区土压力随时间的变化情况和最后数值的大小要视土的种类及基坑暴露时间长短而定。因此，在实际基坑开挖过程中，应尽量不要拖延软粘土中开挖的工程进度，并及时进行相应的支撑施工和坑底大底板的混凝土浇注。

(2) 土的流变性对基坑变形的影响

对于深大基坑，开挖后土的应力水平较高，此时如果不及时进行支撑或者坑底暴露时间过长，由于土的流变性影响，作用在围护墙上的土压力会随时间变化，导致基坑围护结构和坑底土体会产生明显的位移和变形，也会促使墙后土体沉降持续发展，进而影响到基坑本身和周围设施的变形和稳定。开挖深度越深，开挖面积越大，流变对基坑围护结构变形和周围环境的影响就越大。基坑工程大多处于房屋和生命线工程密集的位置，周围环境对基坑变形提出了更加严格要求，因此，在基坑工程设计和施工中，应结合土体流变特性考虑时空效应的影响。

3.4 土的本构关系

一般而言，描述土在各类荷载作用下变形和强度变化的过程，不仅需要满足质量守恒方程、动量守恒方程、动量矩守恒方程和能量守恒方程等场方程，而且需要满足反映岩土宏观性质的本构方程。土的本构方程主要包括土的力学本构方程和反映水在土中流动规律的本构方程；土的力学本构关系即通常所指的土的应力应变关系，其数学方程式即为本构模型。土体，作为天然地质材料在组成及构造上呈现高度的各向异性、非均质性、非连续性和随机性，在力学性能上表现出强烈的非线性、非弹性和黏滞性，其应力应变关系非常复杂，它与应力路径、强度发挥程度以及土的状态、组成、结构、温度、赋存环境等因素密切相关。

描述土的应力应变关系的本构模型有很多，较常使用的有非线性弹性模型、弹塑性模型和黏弹塑性模型。对于模型的选择需要根据土的特性和问题本身的复杂程度来确定。

3.4.1 非线性弹性模型

非线性弹性模型中土的切线模量和切线泊松比不是常量，而是随着应力状态而改变。因此在非线性弹性模型中，描述土体的本构关系实际上采用的是增量形式的广义虎克定律。在各种非线性弹性模型中，Duncan-Chang 模型是一种目前被广泛应用的增量弹性模型。

Kondner 根据大量常规三轴试验结果，于 1963 年提出可以用双曲线来拟合一般土的三轴试验结果，即：

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (3-47)$$

式中 ε_1 ——常规三轴试样的轴向应变；

a 、 b ——拟和常数，其意义如图 3-9。

基于常规三轴试验，Duncan 等人在上述

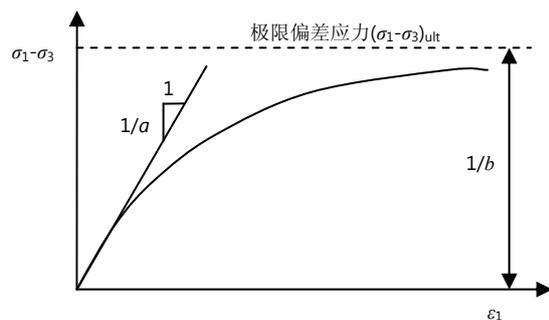


图 3-9 土的应力应变的双曲线关系

公式的基础上提出模型中切线变形模量 E_t 和切线泊松比 μ_t 的计算公式:

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \varphi)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \cos \varphi} \right]^2 \quad (3-48)$$

$$\mu_t = \frac{G - F \lg(\sigma_3/p_a)}{\left\{ 1 - \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \varphi)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \cos \varphi} \right]} \right\}^2} \quad (3-49)$$

其中破坏比 R_f :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (3-50)$$

式中 p_a ——标准大气压, 等于101.4kPa;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ ——破坏时的偏差应力和极限偏差应力;

K 、 n 、 G 、 F 、 D ——试验常数, 可通过常规三轴试验结果确定。其余参数同前。

当在基坑工程中采用 Duncan-Chang 模型时, 其卸载模量可通过常规三轴压缩试验的卸载-再加载试验确定, 这个过程中应力应变关系表现为一个滞回圈, 所以可以用此滞回圈的平均斜率 E_{ur} 表示卸荷模量, E_{ur} 的大小仅取决于侧限压力 σ_3 的大小, 而与 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 无关。但是由于基坑主动区和被动区的应力路径明显不同, 在实际应用中, 卸荷模量宜根据基坑不同位置出土体的应力路径通过应力路径试验来进行测定。

尽管邓肯-张模型在加载卸载时使用了不同的变形模量, 从而反映土变形的不可恢复部分, 但它毕竟不是弹塑性模型, 在复杂应力路径中如何判断加卸载就成为一个问题, 另外, 也无法反映土体的剪胀性、软化、各向异性和平均主应力对剪应变的影响等问题, 目前主要是一些经验的判断准则。

3.4.2 弹塑性模型

在非线性弹性模型中, 土中发生的变形被认为是完全弹性的。但是事实上在超过一定应力范围后, 土中的变形有很大一部分属于不可恢复的塑性变形。弹塑性模型中则提出利用虎克定律计算弹性部分变形, 而利用塑性理论计算塑性变形。下面简单介绍一下在基坑工程中常用的几种弹塑性模型。

1. Mohr-Coulomb 模型

Mohr-Coulomb模型是理想塑性模型, 具有一个固定屈服面的本构模型。固定屈服面指的是由模型参数完全定义的屈服面, 不受(塑性)应变的影响。

空间 Mohr-Coulomb 屈服准则由下述六个屈服函数组成:

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= (\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \\ f_2 &= (\sigma_3 - \sigma_2) + (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \\ f_3 &= (\sigma_3 - \sigma_1) + (\sigma_3 + \sigma_1) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \\ f_4 &= (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_3 + \sigma_1) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \\ f_5 &= (\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \\ f_6 &= (\sigma_2 - \sigma_1) + (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-51)$$

Mohr-Coulomb 准则的最大优点是它既能反映岩土材料的抗压强度不同的 S-D 效应(拉

压的屈服与破坏强度不同) 和对静水压力的敏感性, 而且简单实用, 材料参数 c 和 φ 可以通过各种不同的常规试验仪器和方法测定。因此在岩土力学弹塑性理论中得到广泛应用, 并且积累了丰富的试验资料与应用经验。但是 Mohr - Coufomb 准则不能反映单纯的静水压力可以引起岩土屈服的特性, 而且屈服曲面有棱角, 不便于塑性应变增量的计算, 这就给数值计算带来了困难。作为弹-理想塑性模型的 Mohr-Coulomb 模型, 其卸载和加载模量相同, 应用于基坑开挖时往往导致不合理的坑底回弹, 只能用于基坑的初步分析。

2. 修正剑桥模型

土弹塑性模型中最具有代表性的模型为剑桥模型。该模型通过 $e-p-q$ 之间的关系来建立土的应力应变关系。

剑桥模型是由剑桥大学 Roscoe 等人提出, 后来经过发展形成了修正剑桥模型, 主要应用于描述正常或弱超固结黏土的应力应变关系。试验证明, 土中的应力状态 (p, q) 和土的孔隙比 (e) 之间的关系是唯一的。剑桥模型中假定土的屈服只与 p 和 q 两个应力分量有关, 和第三主应力无关。在三轴应力状态下, 平均主应力 p 和偏应力 q 分别为:

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \\ q &= \sigma_1 - \sigma_3 \end{aligned} \right\} \quad (3-52)$$

这样, 在破坏状态, 土单元内的应力分量之间有如下关系:

$$q = Mp \quad (3-53)$$

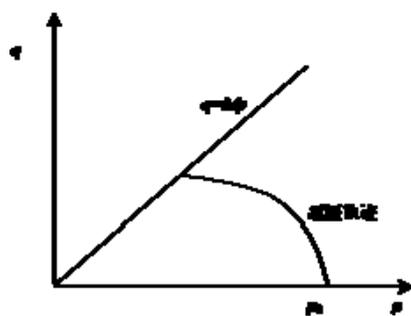


图3-10 修正剑桥模型中的屈服轨迹

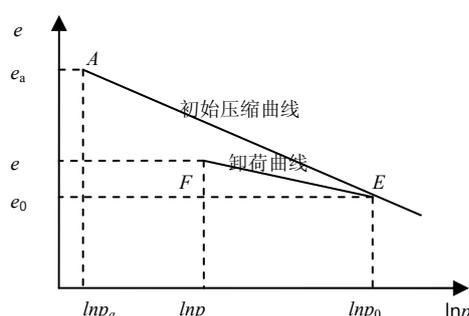


图3-11 $e-\ln p$ 曲线

修正剑桥模型认为在屈服状态土中应力分量之间有如下关系:

$$\left(1 + \frac{q^2}{M^2 p^2} \right) p = p_0 \quad (3-54)$$

式中 p_0 ——初始状态时的应力(kPa);

式(3-53)在 $p-q$ 空间内则可以表示为图 3-10 中的屈服轨迹。

孔隙率 e 和 p 之间可以通过 $e-p$ 或者 $e-\ln p$ 曲线来进行描述, 简单起见, 采用如图 3-11 中的 $e-\ln p$ 曲线加以表达。临界状态线在 $e-\ln p$ 坐标平面内投影为直线, 斜率为 k_1 。由正常固结线退荷时可得到不同应力比的回弹曲线, 这些曲线在 $e-\ln p$ 平面内也是相互平行的直线, 斜率为 k_2 。假设初始压缩曲线和卸荷回弹曲线的斜率分别为 k_1 和 k_2 , 则 p_0 可以表示为:

$$p_0 = p_a e^{\left(\frac{1+e_a}{k_1-k_2} \varepsilon_a^p \right)} \quad (3-55)$$

式中 ε_a^p ——从初始状态 (A点) 到目前状态 (E点) 之间的体积压缩应变;

e_a ——初始状态的孔隙比；

p_a ——初始应力，最小值取大气压力，若为超固结土，则为前期固结压力。

修正剑桥模型采用等向硬化法则，即屈服面在随着塑性变形的扩张过程中形状不变，只是大小发生改变，且只与塑性体积应变相关。用硬化参数 p_0 表征屈服面大小。参数 k_1 和 k_2 可用各向等压试验确定， M 可由常规三轴压缩试验确定。

这样，完整的修正剑桥模型可以表示为：

$$\left(1 + \frac{q^2}{M^2 p^2}\right) p = p_a e^{\left(\frac{1+e_a}{k_1-k_2} \varepsilon_a^p\right)} \quad (3-56)$$

修正剑桥模型由于刚度依赖于应力水平和应力路径，应用于基坑开挖分析时能得到较弹-理想塑性模型更合理的结果。修正剑桥模型能够较好地反映剪缩，但是不能反映剪胀特性。修正剑桥模型公式简单，参数少，物理意义明确并易于用常规试验确定，可以模拟正常固结土和弱固结土在各种应力路径下的应力应变关系，应用广泛，但修正剑桥模型是建立在室内饱和重塑粘土基础上，对模拟复杂应力条件下粘土和天然粘土方面也存在着许多缺陷。修正剑桥模型不能描述粘土的各向异性；由于修正剑桥模型采用临界状态理论，土在屈服面内只存在弹性变形，而事实上土具有显著的非线性，因此不能很好地模拟屈服面内剪切应变；修正剑桥模型在模拟超固结土时，主要的问题是不能准确地描述小应变时的变形特性，有大量的试验均说明超固结土在小应变是具有非常明显的非线性和塑性特性，而修正剑桥模型在此时均定义超固结土的变形为弹性变形。

3. Plaxis Hardening-Soil 模型

Hardening-Soil 模型是一个可以模拟包括软土和硬土在内的不同类型的土体行为的弹塑性模型，它考虑了土体的剪胀性，引入了一个屈服帽盖，土体刚度是应力相关的。

构造 Hardening-Soil 模型的基本思想是三轴加载下竖向应变 ε_1 和偏应力 q 之间为双曲线关系。标准排水三轴试验往往会得到如下表示的曲线：

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}, \quad \text{对 } q < q_f \quad (3-57)$$

式中 q_a ——抗剪强度的渐进值；

E_{50} ——主加载下围压相关的刚度模量，可用下式计算：

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3-58)$$

式中 E_{50}^{ref} ——对应于参考围压 P_{50}^{ref} 的参考模量。

极限偏应力 q_f 定义为：

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3-59)$$

q_a 与 q_f 关系为 $q_a = \frac{q_f}{R_f}$ ，破坏比 R_f 为小于 1 的数。

卸载和再加载的应力路径使用的模量为：

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3-60)$$

式中 E_{ur}^{ref} ——卸载和再加载的参考杨氏模量。

在标准排水三轴试验中考虑应力路径时，Hardening-Soil 模型本质上给出了方程(3-57)中的双曲应力应变曲线。相应的塑性应变来自于屈服函数如下：

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (3-61)$$

式中 \bar{f} 、 γ^p ——应力和塑性应变的函数。

$$\left. \begin{aligned} \bar{f} &= \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \\ \gamma^p &= -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \end{aligned} \right\} \quad (3-62)$$

对于硬化参数 γ^p 的一个给定的常数值，屈服条件 $f=0$ 可以以屈服轨迹的形式在 p - q 平面上可视化。屈服轨迹的形状依赖于幂指数值 m 。

Hardening-Soil 模型比 Mohr-Coulomb 模型的优越之处在于其应力-应变关系为双曲线，以及对于应力水平依赖性的控制。当使用 Mohr-Coulomb 模型时，必须为杨氏模量选择一个固定的值，对于真实土体而言，这个值依赖于应力水平。因此必须估计土体中的应力水平，以得到合适的刚度值，而在 Hardening-Soil 模型中，取而代之的是对一个参考小主应力定义一个刚度模量 E_{ur}^{ref} 。

3.4.3 黏弹塑性模型

饱和软黏土流变以黏塑性为主，黏弹性是次要的，可简化为弹黏塑性体。流变过程在岩土工程中经常遇到，基坑工程中时空效应问题就与土的六边形密切相关。

黏弹塑性模型，主要是研究应力-应变关系随时间的变化规律。在黏弹性模型中，主要通过一个理想弹性模型和黏滞模型的组合来描述土体的变形特征。较常用的黏弹塑性模型有 Maxwell 模型和 Kelvin 模型。

Maxwell 模型是通过一个弹性元件和黏滞阻尼器串联而组成的结构模型。因此当单元受拉时，弹性元件和黏滞阻尼器中的应力是相等的。这时，单元时间内，整个系统的变形等于两个元件变形的和：

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (3-63)$$

式中 E ——弹簧单元的弹性模量；

η ——黏滞单元的黏滞系数。

Kelvin 模型是通过一个弹性元件和黏滞阻尼器并联而组成的结构模型。因此当结构单元受拉时，每个原件的变形是一致的，等于结构单元的总伸长。这时，结构单元的荷载由两个原件共同承担：

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (3-64)$$

对于以上两个模型之间的区别，可以用图3-12加以说明。从图中可以看出，Maxwell 模型中的变形主要受弹性黏滞单元的影响，无法确切描述土体的蠕变特性。而 Kelvin 模型中，随着变形的增大，单元的变形越来越显示出弹簧单元的特性，能够较好地表现土体介质的蠕变性状。但是当这两个模型的应用于工程实际时，则需要根据土的具体特性进行修正。

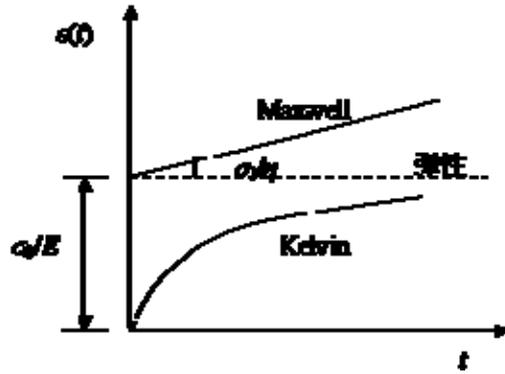


图3-12 Maxwell单元和Kelvin单元应变随时间的变化

参 考 文 献

- [1] 陈永福,曹名葆. 上海地区软粘土的卸荷—再加荷变形特性[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2):9-17
- [2] 陈愈炯. 总强度指标的测定和应用[J]. 土木工程学报, 2000, 33(4):32-41
- [3] 陈愈炯,温彦锋. 基坑支护结构上的水土压力[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(2):139-143
- [4] Fredlund D G, Rahardjo H. 非饱和土土力学[M]. 陈仲颐, 张在明, 陈愈炯, 等译. 北京: 中国建设工业出版社, 1997.
- [5] 何世秀,朱志政等. 基坑土体侧向卸荷真三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(6):869~872
- [6] 胡中雄. 土力学与环境土工学[M]. 上海:同济大学出版社, 1997
- [7] 黄文熙主编. 土的工程性质[M]. 北京:水利电力出版社, 1983
- [8] 矫德全,陈愈炯. 土的各向异性和卸荷体缩[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(4):9-16
- [9] 李广信. 基坑支护结构上水土压力的分算与合算[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(3):348-352
- [10] 李广信主编. 高等土力学[M]. 北京:清华大学出版社, 2004
- [11] 李家平,李永盛,高大钊, 取土卸荷形成的似超固结度对强度的影响[J]. 勘察科学技术, 2005 (1): 6-9
- [12] 刘国彬,侯学渊. 软土的卸荷模量[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(6):18-23
- [13] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 1997
- [14] 卢肇钧. 粘性土抗剪强度研究的现状与展望[J]. 土木工程学报, 1999, 32(4):3-9
- [15] 钱家欢,殷宗泽合编. 土工原理与计算(第二版) [M]. 北京:水利电力出版社, 1994
- [16] 上海市勘察设计协会主编. 上海市标准. 基坑工程设计规程(DBJ08-61-97). 上海, 1997.
- [17] 深圳市勘察研究院主编. 深圳市标准. 深圳地区建筑深基坑支护技术规程(SJG 05-96) [S]. 深圳, 1997.
- [18] 沈珠江. 基于有效固结应力理论的粘土土压力公式[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(3):353-356
- [19] 孙福,魏道焱主编. 岩土工程的勘察设计与施工[M]. 北京:地质出版社, 1996
- [20] 魏道焱,胡中雄. 上海浅层地基土的前期固结压力及有关压缩性参数的试验研究[J]. 岩土工程学报, 1980, 2(4):13-22
- [21] 魏汝龙. 正常压密粘性土在开挖卸荷后的不排水抗剪强度[J]. 水利水运科学研究, 1984, (4):39-43
- [22] 魏汝龙. 总应力法计算土压力的几个问题[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(6):120-125
- [23] 魏汝龙. 再论总应力法及水和土压力[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4):509-510

- [24] 武汉基础工程协会主编. 武汉市标准. 武汉地区深基坑工程技术指南(WBJ 1-7-95) [S]. 武汉, 1996.
- [25] 冶金部建筑研究总院主编. 中华人民共和国行业标准. 建筑基坑工程技术规范(YB9258-97) [S]. 北京, 1998.
- [26] 张文慧,王保田.应力路径对基坑工程变形的影响[J]. 岩土力学,2004,25(6):964~966
- [27] 周健,刘文白,贾敏才. 环境岩土工程[M]. 北京:人民交通出版社, 2004
- [28] 周健,王亚飞,池永,廖雄华. 现代城市建设工程风险与保险[M]. 北京:人民交通出版社, 2005
- [29] 周健,王浩.卸荷对软土伸长强度的影响分析[J]. 同济大学学报,2002,30(11):1285~1289
- [30] 中国建筑科学研究院主编. 中华人民共和国行业标准. 建筑基坑支护技术规程(JGJ120-99) [S]. 北京, 1999.