

第 3 章 土的强度

3.1 概述

土与人类的关系十分密切。在人类文明发展进程的几千年历史中,挖沟筑堤,疏河开渠,奠基造房,首先涉及的都是土的强度问题。人们通过长期实践对土的强度的重要性有了深刻的理解。

土的强度理论研究甚至早于“土力学”学科的建立,亦即早于太沙基(Terzaghi)1925 年出版其著作 *Erdbaumechanik* 之前。1776 年,库仑在试验的基础上提出了著名的库仑公式,即

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (3-1)$$

1900 年莫尔(O. Mohr)基于土单元的主应力状态判断其破坏与强度。在土的破坏面上的抗剪强度是作用在该面上的正应力的单值函数:

$$\tau_f = f(\sigma_n) \quad (3-2)$$

并指出一个土单元的应力莫尔圆中的任意一个面上的剪应力达到了式(3-2),亦即莫尔圆与式(3-2)这样的包线相切,则该单元就达到了极限状态。这样,他揭示了土的强度的本质与机理,库仑公式(3-1)只是在一定应力水平下式(3-2)的线形特例。从而建立了著名的莫尔-库仑强度理论。

在随后的许多年中,人们针对莫尔-库仑强度理论中抗剪强度与中主应力无关的假设,进行了大量的中主应力对土抗剪强度影响的研究,并企图在土力学中引进广义米泽斯(Mises)和广义特雷斯卡(Tresca)强度理论,但它们与土的强度性质实在相差太大。只有到了 20 世纪 60 年代以后,随着计算机技术的发展及大型土木工程的兴建,广泛开展关于土的应力-应变-强度-时间关系,即本构关系的研究,人们才逐步认识到土的强度与土的应力-应变关系是密不可分的,土的破坏是土受力变形过程的最后阶段;并进一步认识到除剪切强度以外,还有拉伸强度、断裂及与孔隙水压力等有关的土的破坏问题。这样,人们相继提出了一些与土的本构模型相适应的土强度准则。同时人们也力图从微观机理上研究土的强度,并建立强度理论,以探索原状土、非饱和土、区域性土和老黏土等的强度问题。

由于土的碎散性、多相性是长期地质历史形成的,故土的强度呈现出一些特殊性。首先,由于土骨架是碎散颗粒的集合,土颗粒之间的相互联系是相对薄弱的,所以土的强度主要是由颗粒间的相互作用力决定,而不是由颗粒矿物的强度本身直接决定的。土的破坏主要是剪切破坏,其强度主要表现为颗粒间的黏聚力和摩擦力。其次,土由三相组成,固体颗粒与液、气相间的相互作用对于土的强度有很大影响,所以在研究时要考虑孔隙水压力、吸力等土力学所特有的影响土强度的因素。最后土的地质历史造成土强度突出的多变性、结

构性和各向异性。土强度的这些特性反映在它受内部和外部、微观和宏观众多因素的影响,成为一个十分复杂的课题。

不同的土试样(它一般是代表一个受力均匀的土单元)在不同条件下的加载试验,可得到不同的应力-应变关系,一般可表示为图 3-1 中的几种情况。对于不同的应力应变关系,确定土是否破坏的条件也是不同的。

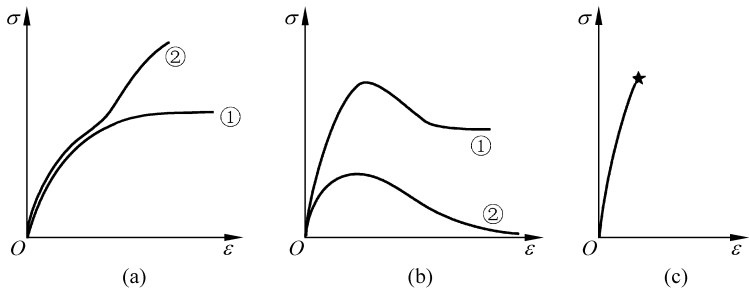


图 3-1 几种土的应力应变关系曲线

(a) 应变硬化; (b) 应变软化; (c) 断裂破坏

图 3-1(a)表示的是土试样应变硬化情况,亦即随着应变增加,其应力也不断增加,由于土变形的弹塑性特点,当用塑性理论描述土试样应变硬化情况时就是随着应变增加,应力空间中的屈服面不断扩大。图中曲线①表示松砂和正常固结黏土在固结排水试验中的曲线;曲线②一般表示饱和密砂和中密砂在不排水试验中的曲线。在这种情况下,通常以应变达到一定限度(例如 15%)来定义试样的破坏。图 3-1(b)表示的是应变软化。它一般表现为当应变达到一定值时,应力(或应力差)达到一个峰值点,随后应变再增加则应力减小,一般存在一个残余强度。在塑性理论中,在“软化”阶段,土试样在应力空间的屈服面是随应变而逐渐收缩的。其中曲线①表示密砂或超固结黏土在排水试验中的应力应变曲线;曲线②常表示松砂在固结不排水试验中的应力应变曲线。图 3-1(c)表示的是断裂破坏,即在很小的应变下,试样突然断裂,比如对硬黏土的无侧限压缩试验、黏土的拉伸试验等。这时由断裂应力确定土的强度,破坏状态比较容易确定。

从上述情况可见,土试样在一定的应力状态及其他条件下,失去稳定或者发生过大的应变就是发生了破坏。所谓土的强度是指土在一定条件下破坏时的应力状态。有时,土的强度的定义与土表观的“破坏”表观上并不一致,如土的残余强度、松砂不排水情况下的流滑等。同时,土的破坏和强度的确定存在一定的人为因素。定义破坏的破坏准则一般用数学表达式表示。基于应力状态的复杂性,破坏准则常常是应力的组合。土的强度理论是揭示土破坏机理的理论,它也以一定的应力的组合来表示。这样,强度理论与破坏准则的表达式常常是一致的。

从第 2 章关于土的屈服的概念可以发现,土的破坏与屈服并非总是同一概念。对于图 2-23(a)刚塑性应力应变关系和图 2-23(b)弹性-完全塑性应力应变关系,土屈服即意味着破坏;对于图 2-23(c)弹塑性应力应变关系,屈服与破坏是不同的概念,适用于不同的准则。

对于一个试样或土单元,其应力状态达到强度时,将发生很大变形(完全塑性与应变硬化情况)或者不能稳定(应变软化和断裂情况),这时即意味着试样破坏。对于刚塑性及完全塑性模型,一个边值问题的土体(如地基)中部分土体达到其强度(或发生完全塑性理论中的

屈服),只能说这部分土体达到了极限平衡条件(或称塑性区),整个土体或者与其相邻的结构不一定破坏。这时,塑性区土体的变形由与其相邻的弹性区边界条件决定。从变形的角度看,所谓土的强度就是处于某种应力状态,在这种应力状态下,微小的应力增量可引起很大的或不可确定的应变增量。这部分塑性区的土体,当应力增量增加时,产生的应变增量就无法用这部分土自身的变形特性确定。

图 3-2 表示的是用完全塑性理论分析地基承载力时,当地基中塑性区发展到一定深度时的情况。当塑性区最大深度 $z_{\max}$ 达到 $b/3$ 或者 $b/4$,其中 b 是基础的宽度,对应的荷载是设计所容许的,地基作为整体还远未失稳。这主要是由于达到强度(屈服)的部分土体被尚未达到强度的土体所包围,而变形主要由尚未屈服的土体所形成的边界条件决定。

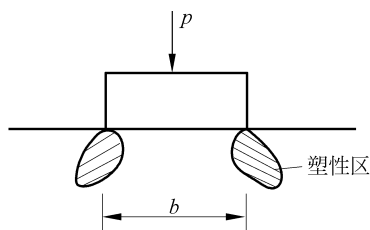


图 3-2 地基中塑性区的开展

图 3-3 表示一种厚壁筒内压扩张问题的计算分析。空心圆柱试样的内壁为一外包有橡皮膜的多孔钢管。试样首先在各向等压条件下固结,然后在竖向为平面应变条件下,外压 p_0 不变,逐渐增加内压 p_i 。如果用弹性-完全塑性模型分析计算(见图 3-3(a)),则发现内半壁(r_1)的土单元 a 路径很快达到强度线,并且继续沿着强度线移动,“等待”外半径(r_2)土单元 b 路径也达到强度线,这时试样发生整体破坏。如果用应变硬化的弹塑性模型分析(见图 3-3(b)),则内壁土单元 a 应力路径逐渐靠近破坏线,最后内外径一起达到破坏线而发生整体破坏。

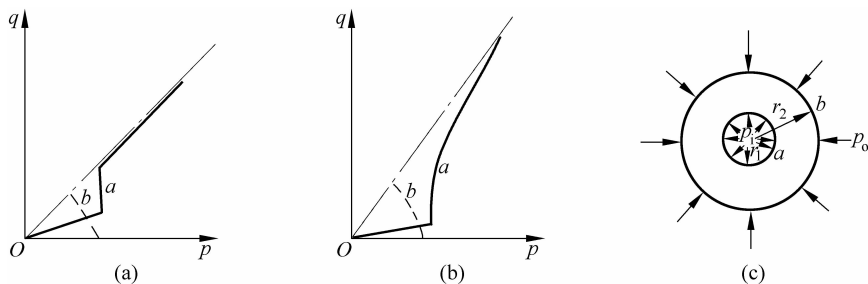


图 3-3 厚壁圆筒内压扩张问题

(a) 用弹性-理想塑性模型；(b) 用弹塑性模型；(c) 受力情况 $p_i > p_0$ 。

对于由应变软化土组成的土体(见图 3-1(b)),如土体内应力不均匀,应力大的点首先超过峰值强度出现软化,软化后强度降低,原先承担的剪应力超过了其目前的抗剪强度。这些超值的剪应力就转嫁给相邻的未软化的土单元,引起一部分土体剪应力增大,最终超过其峰值强度,随之也发生软化。这一过程持续进行,将导致整个土体的破坏,这一现象就是**渐进破坏**。渐进破坏常常会造成突发性事故与灾害。

以上分析表明,土的屈服与强度(破坏)并不总是完全一致的概念,它与人们所选择的理论模型有关,土体破坏与边值问题的具体边界条件有关。

土的强度和强度指标可通过室内外试验直接或间接测定。第 1 章所介绍的直剪仪和三轴仪是最常用的仪器。野外的十字板试验、旁压试验、现场剪切试验等是在现场测定原状土强度的手段。一些其他试验可测定更复杂应力状态和边界条件的土的强度。由

于试验中应力状态和应力路径的限制,所确定的土的强度理论或破坏准则不可能包含所有影响因素。

3.2 土的抗剪强度机理

如上所述,在一定应力范围内,莫尔-库仑强度理论见式(3-1)。

从式(3-1)中可见土的强度由两部分组成: c 和 $\sigma \tan \varphi$ 。前者为黏聚强度;后者为摩擦强度。实际上土的强度机理及影响因素十分复杂,其表现形式与实际机理往往不一致,不可能将二者截然分开。

无黏性土一般不存在严格意义上的黏聚力,但碎石、卵石在很密实的情况下,相互间紧密咬合,可在其中垂直开挖而不倒塌。对于干砂及静水下饱和砂土,只有坡度小于天然休止角 φ_r 时才能稳定。而对于稍潮湿及毛细饱和区砂土,同样可以垂直开挖一定深度而不坍塌,这是由于毛细吸力使砂土颗粒间产生正的压力,这种有效压应力在颗粒间产生摩擦强度,宏观上表现为“假黏聚力”。

饱和黏性土的不排水强度指标为 $c_u, \varphi_u=0$ 。实际上黏土颗粒间肯定存在摩擦强度,只是由于存在的超静孔隙水压力使所有破坏时的有效应力莫尔圆是唯一的,无法反映摩擦强度。正常固结黏土的有效应力强度包线过原点,似乎不存在黏聚力,而在一定围压下固结、具有一定密度的黏土也肯定具有黏聚力,只不过这部分黏聚力是固结应力的函数,即 $c=f(\sigma)$,宏观上被归入摩擦强度部分中。这种强度表现形式上与实际机理不一致的情况随处可见。所以我们将它们在形式上分为摩擦强度与黏聚强度只是基于分析和解决问题的方便。也有人不区分这两种强度,而直接使用抗剪强度 τ_f ,那也是可行的。

3.2.1 摩擦强度

黏性土摩擦强度微观机理比较复杂,这里只着重分析砂土的摩擦强度。砂土间的摩擦强度可分为两个部分:滑动与咬合。而后者又会引起土的剪胀、颗粒破碎和颗粒重定向排列,它们对土的强度有不同影响。

1. 固体颗粒间的滑动摩擦

固体表面间的滑动摩擦是沿着固体平面表面滑动产生的真正意义上的摩擦,它一般是土摩擦强度的主要部分,可以表示为

$$\mu = \frac{T}{N} = \tan \varphi_\mu \tag{3-3}$$

其中, N 为正压力; T 为表面摩擦力; μ 为摩擦系数,是一个材料常数; φ_μ 为滑动摩擦角。可见摩擦力 T 正比于正压力 N ,两物体间摩擦力与物体尺寸及接触面积无关。

固体颗粒间接触处的性质和影响因素十分复杂。即使是看起来“光滑的”固体表面也不真正是完全光滑的,其不平度在 $10 \sim 100\text{nm}$ 之间($1\text{nm}=10^{-9}\text{m}$),不平处的坡度大多为 $120^\circ \sim 175^\circ$ (见图3-4)。

看似光滑的石英矿物表面的凹凸不平可达到 500nm,而一些松散矿物颗粒的表面不平度可超过这个尺度 10 倍以上。即使是片状云母,其表面也有“波”动。因而所谓滑动摩擦也存在不规则表面的咬合和“自锁”作用。由于土中颗粒间的实际接触面积是非常小的,故接触点的应力非常大。太沙基认为材料一般在凸起的接触点可达到材料屈服,这样实际接触面积由材料屈服强度 σ_y 和法向荷载 N 决定,即

$$A_c = \frac{N}{\sigma_y} \quad (3-4)$$

在屈服区接触面积 A_c 上,抗剪强度为 τ_m ,则剪切荷载为

$$T = A_c \tau_m \quad (3-5)$$

摩擦系数为

$$\mu = \frac{\tau_m}{\sigma_y} \quad (3-6)$$

可见凸起处材料发生塑性屈服,产生塑性变形。滑动的切向力 T 取决于接触面积及接触处的抗剪强度。由于接触处颗粒间距离是单分子的尺度,所以此处会形成吸附引力,甚至会使局部矿物产生重结晶。这表明摩擦力又与土的黏聚力形成的机理相似。在这种情况下,静摩擦即启动时阻力,可能大于滑动以后的摩擦。

由于颗粒表面一般是不完全清洁的,固体表面总被一层吸附膜所覆盖(见图 3-5)。而这种吸附膜起润滑作用,这时实际接触面积会大大减小,即

$$T = A_c [\delta \tau_m + (1 - \delta) \tau_c] \quad (3-7)$$

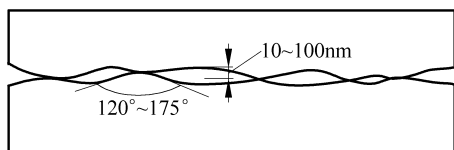


图 3-4 两“光滑”表面间的接触

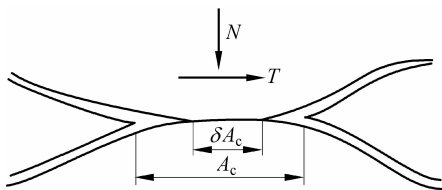


图 3-5 不平表面吸附膜的影响

其中, δ 为实际接触面积与总接触面积 A_c 之比; τ_m 及 τ_c 为固体间及吸附膜间的抗剪强度。 τ_c 要比 τ_m 小得多,所以小颗粒的黏性土的内摩擦角比粗颗粒小得多。对于非黏土矿物,其滑动摩擦角也受该吸附膜的影响。图 3-6 表示不同情况下石英表面的摩擦系数。表面没有经过化学清洁的非黏性矿物由于吸附膜的润滑作用,其摩擦角是很小的,在饱和情况下,由于水对吸附膜的破坏,大块的石英、长石和方解石等矿物的抛光表面的吸附膜将被溶解破坏,这样它们的滑动摩擦角有所提高,而对于片状矿物颗粒的土,水本身也可起润滑作用。化学清洁的、抛光的表面间的摩擦角是很大的。所以固体表面光不表示一定滑。在很粗糙的表面,表面清洁与否影响不大。表 3-1 是常见矿物的滑动摩擦角。

一般可以认为天然土中一般清洁的石英表面滑动摩擦系数 $\mu \approx 0.5$,摩擦角 $\varphi_\mu \approx 26^\circ$ 。

2. 咬合摩擦

由于土颗粒间不可能是平面接触。颗粒间的交错排列,使剪切面处的颗粒会发生提升错动、转动、拔出,并伴随着土体积的变化、颗粒的重新定向排列及颗粒本身的损伤断裂,见图 3-7。广义上讲,由于剪切引起的土体积变化称为剪胀,所以广义的剪胀包括剪胀和剪缩。但是一般讲剪胀是指剪切引起的土体积增加,剪胀的结果使颗粒从低势能状态变为高

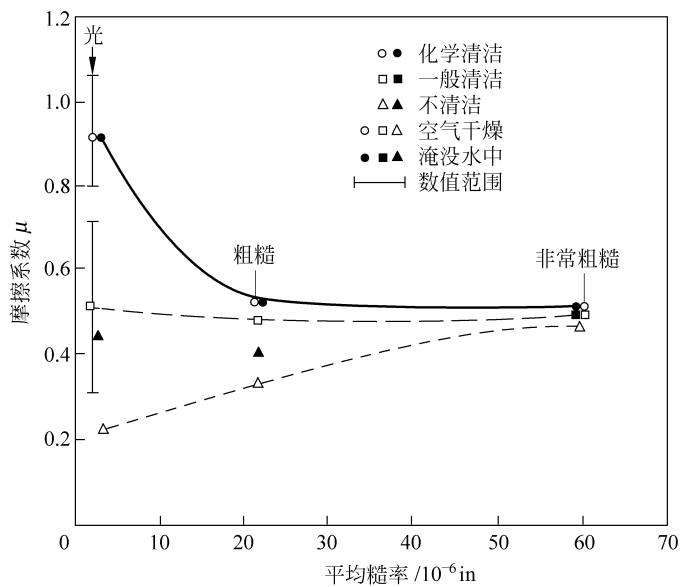


图 3-6 石英表面的摩擦系数

表 3-1 常见矿物的滑动摩擦角

矿物种类		滑动摩擦角
非黏土矿物	饱和石英	$22^{\circ} \sim 24.5^{\circ}$
	饱和长石	$28^{\circ} \sim 37.6^{\circ}$
	饱和方解石	34.2°
	饱和绿泥石	12.4°
黏土矿物	高岭石	12°
	伊利石	10.2°
	蒙脱石	$4^{\circ} \sim 10^{\circ}$

势能状态,要消耗额外能量。因而剪胀后的状态常常是不稳定的,在卸载时可部分恢复。一般而言,土剪胀时颗粒起动后对应着峰值强度,而剪胀稳定时对应着土的残余强度。

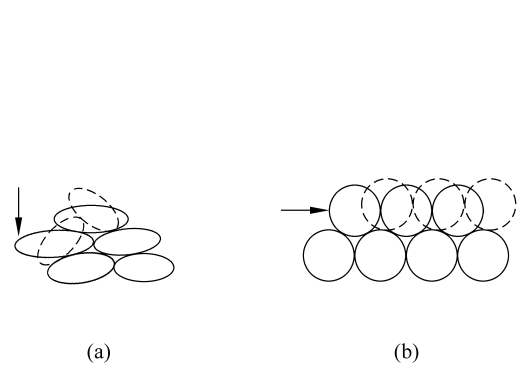


图 3-7 密实砂土的剪胀

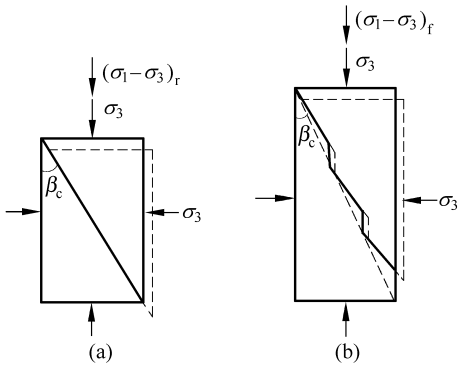


图 3-8 试样的剪胀模型

(a) 无剪胀, $D=1.0$; (b) 剪胀, $D>1.0$

图 3-8 表示了试样在有无剪胀时的破坏状态,图中

$$D = 1 - \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1} \quad (3-8)$$

图 3-8(a)表示无剪切体变情况 $D=1.0$,这时外荷载在单位体积上所做的功 w_r 为

$$w_r = \Delta\epsilon_1(\sigma_1 - \sigma_3)_r \quad (3-9)$$

在同样围压 σ_3 下,对于有剪胀情况,见图 3-8(b),单位体积外力做功 w_f 除包括式(3-9)中 w_r 外,还需要克服 σ_3 对体变的阻力做功:

$$w_f = \Delta\epsilon_1(\sigma_1 - \sigma_3)_f = w_r - \Delta\epsilon_v\sigma_3 = \Delta\epsilon_1(\sigma_1 - \sigma_3)_r - \Delta\epsilon_v\sigma_3 \quad (3-10)$$

其中, $\Delta\epsilon_v$ 是负值,即体胀。

由式(3-10)得

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_r - \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_1}\sigma_3 \quad (3-11)$$

由于两种情况下的 σ_3 相等,则

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_f = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_r - \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_1} \quad (3-12)$$

在破坏时

$$\tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_f}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_r}{2}\right) - \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_1} \quad (3-13)$$

由于 $\frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_1}$ 是负值(剪胀),所以在有剪胀情况下的内摩擦角 φ_f 比无剪胀时内摩擦角 φ_r 高。这是由于外力需克服 σ_3 对体胀的阻力,要额外做功。

土颗粒的重排列和颗粒破碎是由于土颗粒间咬合而发生的另两种现象。在较高围压下剪切时,粗粒土单位面积上接触点较少,接触点处局部应力集中,这样就可能产生颗粒接触点破碎屈服,棱角颗粒局部边角折断、剪断,这在高围压、大颗粒、弱矿物、针片状颗粒的情况下是很普遍的。这时试验前后的级配曲线表明,试验后的细颗粒含量明显提高。在一定围压下剪切发生的另一种现象是颗粒的重新定向和重新排列,尤以针片状颗粒在剪切带区内最为明显。这些颗粒破碎、颗粒重排列均需要外力额外做功,因而也提高了砂土的内摩擦角。从图 3-9 可见,滑动摩擦强度是线性的,剪胀提高了抗剪强度,剪缩(负剪胀)减少了抗剪强度。颗粒的破碎与重定向排列也增加了土的抗剪强度。但是应当看到,由于颗粒破坏,使断裂的颗粒残余部分更容易嵌入孔隙中,不易形成大孔隙,因而大大减少了土产生剪胀的可能性,甚至会发生剪缩。在高围压下,颗粒破碎量大,很少发生剪胀。颗粒的重排列往往会破坏土的原有结构,造成剪胀量减少。从这个角度来看,颗粒的破碎和重排列减少了土的剪胀,与不发生颗粒的破碎和重排列相比,实际上减少了土的剪胀性,也减小了土的摩擦强度。在图 3-9 中,①代表纯滑动摩擦强度包线;②表示纯粹由剪胀(+)与剪缩(-)引起的强度包线的变化;③表示包括颗粒滑动摩擦、剪胀(缩)、颗粒破碎与重排列的实际强度包线。

3.2.2 黏聚力

在有效应力情况下,将总抗剪强度扣除摩擦强度 $\sigma' \tan \varphi'$,即得到所谓的黏聚力。从另一个角度看,所谓黏聚力是破坏面没有任何正应力作用下的抗剪强度。由于大多数强度包

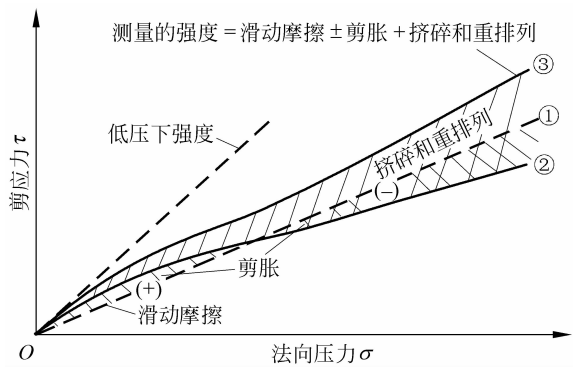


图 3-9 砂土的强度包线及影响因素

线都不是线性的,通过外延包线直线段找其截距确定黏聚力往往是不精确的。而在很多情况下,在很低围压甚至无围压(无正应力)的剪切试验很难准确地确定黏聚力。所以土的纯粹的黏聚力在数值上是难于精确测定的。

土的颗粒间存在着相互作用力,其中黏土颗粒-水-电系统间的相互作用是最普遍的。颗粒间的相互作用可能是吸引力,也可能是排斥力。土的黏聚力是由于土颗粒间的引力与斥力的综合作用。如在 2.8.4 节中所介绍,黏土中的引力主要包括以下几种。

1. 静电引力

静电引力包括库仑力和离子-静电力。由于黏土矿物颗粒是片状的,在平面部分带负电荷,而两端边角处带正电荷,边和面接触则会相互吸引。另外,由于黏土颗粒带负电,在水溶液中会吸附阳离子,两相邻颗粒靠近时,双电层重叠,形成公共结合水膜,通过阳离子将两颗粒相互吸引,见图 2-56。

2. 范德华力(van der Waals force)

范德华力是分子间的引力。物质的极化分子与相邻的另一个极化分子间可通过相反的偶极吸引;当极化分子与非极化分子接近时,也可能诱发后者,而与其反号的偶极相吸引。

3. 颗粒间的胶结

黏土颗粒间可以被胶结物所黏结,它是一种化学键。颗粒间的胶结包括碳、硅、铅、铁的氧化物和有机混合物。这些胶结材料可能来源于土料本身,亦即在矿物的溶解和重析出过程中生成,也可能来源于土中水溶液。由胶结物形成的黏聚力可达到几百千帕,这种胶结不仅对于黏土,而且对于砂土也会产生一定的黏聚力,即使含量很小,也明显改变了土的应力应变关系及强度包线。

4. 颗粒间接触点的化合价键

当正常固结黏土在固结后再卸载而成为超固结黏土时,其抗剪强度并没有随有效正应力的减小而按比例减小,而是保留了很大部分的强度。这是由于在这个过程中孔隙比减小,

颗粒间接触点形成了初始的化合键。这种化合键主要包括离子键、共价键和金属键，其键能很高。

5. 表观黏聚力

这种黏聚力并非来源于黏土颗粒间的胶结和各种化合键，实际上是摩擦强度表现为黏聚力。包括在非饱和土中毛细吸力引起的强度和粗粒土中咬合表观的强度。

在粗粒土中，由于颗粒的几何堆积，可以在无任何物理和化学引力的体系中引起表观黏聚力。粗糙表面的咬合可以说明这一点。在图 3-10 中，当不施加任何正应力时，由于咬合作用物体的重力也可产生抗剪的阻力。

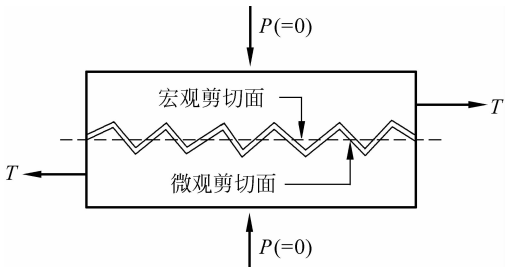


图 3-10 由于微观剪切面上咬合表现的似黏聚力

在上述各项中，除了胶结之外，黏聚力都来源于颗粒间由于各种内部吸引而产生的正应力。而抗剪强度则是由于这些吸引力而产生的粒间的摩擦。有人认为这种黏聚抗剪强度来源于“内部压力”。据测试分析表明，粒间吸引力引起的黏聚力较小，化学胶结力是黏聚力的主要部分。图 3-11 表示土中颗粒间作用力与颗粒尺寸间的关系。

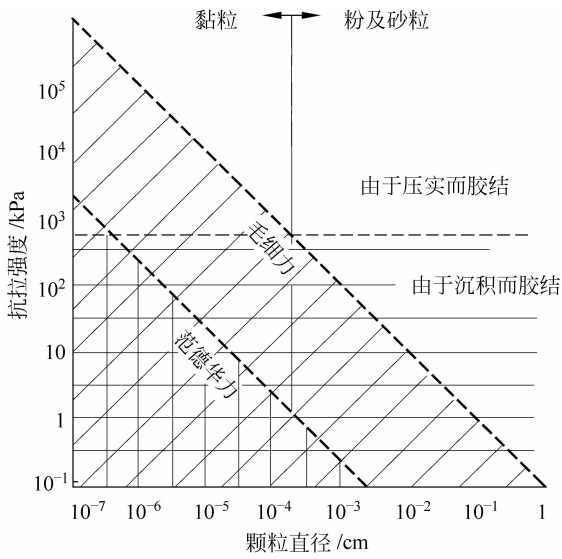


图 3-11 几种颗粒力对土强度的影响

值得注意的是土中水的冻结可以产生土的黏聚力。因而冻土(砂土、黏性土)具有抗拉强度、无侧限抗压强度和抗剪强度。对于冻土其抗剪强度可表示为

$$\tau_f = c(T) + \sigma \tan \varphi(T)$$

(3-14)

其中, $c(T)$ 为冻土的黏聚力, 是温度的函数。以无侧限压缩试验为例, 冻土的强度与土的性质、温度、加载速率和时间等因素有关。一般来讲, 温度越低, 强度越高; 瞬时强度明显高于蠕变强度; 干密度越大, 强度越高。冻结砂土的强度高于冻结黏土, 其中冻结细砂强度最高。另一个影响因素是围压。对于土, 一般讲抗剪强度总是随围压(或破坏面上正应力)增大而增大。但是冻土抗剪强度一般与围压无直线关系, 并且不是围压的单值函数。当围压达到某值后, 冻土中的冰开始融化, 这一围压叫冰融围压。当围压超过冰融围压时, 冻土的三轴剪切强度不增加反而下降。可见严格讲莫尔-库仑强度理论不适用于冻土, 亦即冻土抗剪强度与作用面上的正应力间不成单值函数关系。图 3-12 是冻结黏土的破坏线。可见冻结黏土不同程度地存在着抗剪强度随着围压增加而降低的现象, 且温度越低, 冰融围压越高。

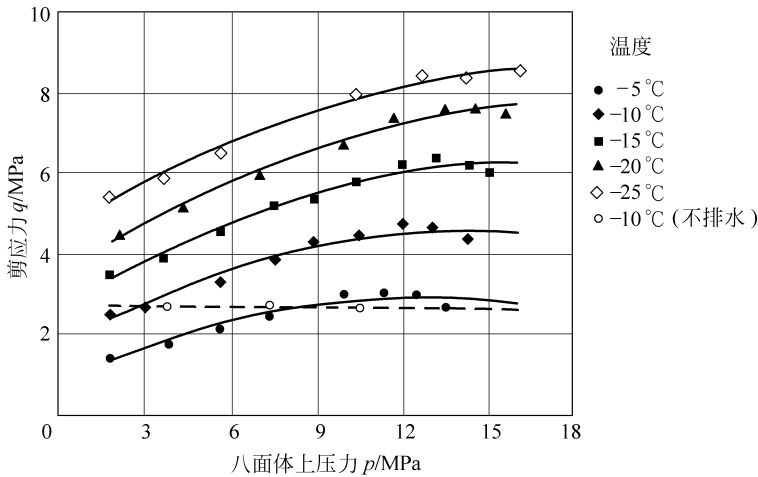


图 3-12 冻结黏土的强度

3.3 影响土强度的内部因素

3.3.1 土的强度与其物理性质的关系

影响土强度的因素很多, 土的抗剪强度及其影响因素的关系可以定性地表示为

$$\tau_f = f(e, \varphi, C, \sigma', c, H, T, \epsilon, \dot{\epsilon}, S)$$

(3-15)

其中, e 为土的孔隙比; C 为土的组成; H 为应力历史; T 为温度; ϵ 和 $\dot{\epsilon}$ 分别为应变和应变率; S 为土的结构; c 和 φ 分别为黏聚力和内摩擦角, c 和 φ 可以通过不同的试验确定, 因而也包含了排水条件、加载速率、围压范围、应力条件及应力历史等因素。可见式(3-15)只是一个一般表达式, 不可能写成具体的函数形式, 同时其中各种因素并不独立, 可能相互重叠。

纵观上式, 能够发现各种影响因素可以分为两大类, 一类是土本身的因素, 主要是其物理性质; 另一类是外界条件, 主要是应力应变条件。前者可称为内因, 后者可称为外因。