

## 第9章 土钉墙及复合土钉墙的设计与施工

### 9.1 土钉墙的起源与发展概况

国外土钉墙技术起源有二：一是 20 世纪 50 年代形成的新奥地利隧道开挖方法（New Austrian Tunnelling Method），简称新奥法（NATM），二是 60 年代初期最早在法国发展起来的加筋土技术。70 年代，德国、法国、美国、西班牙、巴西、匈牙利、日本等国家几乎在同一时期各自独立开始了现代土钉墙技术的研究与应用<sup>[1]</sup>。国际上有详细记载的第一个土钉墙工程是 1972 年法国在凡尔塞附近的一处铁路路堑的边坡支护工程，德国 1979 年在斯图加特建造了第一个永久性土钉墙工程，美国有详细记载的一个工程是 1976 年在俄勒冈州波特兰市一所医院扩建工程的基础开挖。1979 年巴黎地基加固国际会议之后，由于各国信息交流，改变了以前各自独立研究状态，使得土钉墙技术得到迅速发展和应用，1990 年在美国召开的挡土结构国际学术会议上，土钉墙作为一个独立的专题与其它支挡形式并列，成为了一个独立的地基加固学科分支。

国内土钉墙技术的起源也有二<sup>[2]</sup>：一是国外的土钉墙技术，二是在国内地下工程中应用广泛的喷锚技术。有记载的首例工程是山西太原煤矿设计院王步云 1980 年将土钉墙用于山西柳湾煤矿的边坡支护。90 年代以后国内深基坑工程大规模兴起，有学者尝试着将土钉墙技术用于基坑，目前了解到的首例工程为 1991 年胡建林等人完成的金安大厦基坑，位于深圳市罗湖区文锦南路，周长 100m，开挖深度 6~7m。半年后（1992 年）开挖深度达 12.5m 的深圳发展银行大厦基坑采用土钉墙获得成功<sup>[3]</sup>，引起了岩土工程界的极大兴趣与广泛重视。之后土钉墙技术异军突起，得到了广泛而迅猛的应用与研究。90 年代中期以后，多个国家、行业及地方规范标准的相继出台，使土钉墙技术得到了进一步的普及与提高。

人们在应用土钉墙的过程中逐渐意识到，土钉墙由于自身固有的缺陷在某些场合不适用，需要与其它支护构件联合使用，这样复合土钉墙技术便应运而生。法国 1985 年在蒙彼利埃歌剧院深 21m 的基坑开挖临时支护中采用角钢击入钉上部加一排锚杆，德国 1983 年建造慕尼黑地铁时在一处 18m 深的临时性土钉墙支护中采用注浆帷幕处理地下水取得成功，不过国外并没有刻意强调复合支护这一概念。国内程良奎 1989 年在深圳卷烟厂边坡工程中成功应用了土钉墙与锚杆的联合支护，杨志银在 1996 年 1 月完工的深圳兴华广场基坑工程中成功应用了土钉墙与深层搅拌桩的联合支护。90 年代中后期国内逐步建立了复合土钉墙概念，这是较大的突破，不仅有实际的工程意义，而且复合支护理论也促成、指导了更多新技术的形成。进入 21 世纪之后因种种原因，国内多个城市陆续对土钉墙的应用进行了限制，这种情况下突出复合土钉墙的概念更是极具现实意义。

土钉墙技术在我国已成为基坑支护主要技术之一。尽管起步较晚，但设计施工水平已经在世界上处于领先地位，部分理论研究成果也属于先进行列，其中有一些独特的成就，如：①突出了复合土钉墙技术，可适用于绝大多数复杂的地质条件及周边环境，甚至在流塑状淤泥等极软弱土层中也有很多成功的案例。②发明或改进了许多施工设备、施工技术、施工方法，如洛阳铲成孔、人工滑锤打入、潜孔锤打入等，大幅度降低了工程造价，使土钉墙技术得以迅速普及。③应用的工程规模、工程量很大，喷射混凝土 1 万  $m^2$ 、土钉总长度 10 万 m 以上的工程已屡见不鲜。2002 年完成的深圳市长城盛世家园二期，基坑开挖 21.7m，最大垂直开挖深度 19m，采用锚索复合土钉墙获得成功，标志着土钉墙技术已经达到了很高水平<sup>[4]</sup>。不足之处在于：①国内的研究工作以小型的现场测试为主，室内试验、数值模拟、理论分析等工作做得不多，整体理论水平不高，缺乏有国际影响力的理论研究，缺少大规模、足尺寸的试验研究、全面的准确的现场测试，也缺乏具有广泛应用价值的数值模拟分析。②工程中

存在着不管适合不适合就盲目应用现象。此外，由于土钉数量众多，难以监控，施工质量难以保证，毋庸讳言，这是近些年来土钉墙工程事故屡见不鲜的主要原因。

经过数十年的工程实践，土钉墙在房屋建筑、市政、交通、港口、水利水电、电力、机场、矿山、人防、煤炭、国防等多个工程领域得到普遍应用<sup>[5]</sup>，本书主要介绍其在基坑工程中的应用。

## 9.2 土钉墙的类型、特点及适用条件

### 9.2.1 土钉墙的概念

土钉墙是近 30 多年发展起来的用于土体开挖时保持基坑侧壁或边坡稳定的一种挡土结构<sup>[6]</sup>，主要由密布于原位土体中的细长杆件—土钉、粘附于土体表面的钢筋混凝土面层及土钉之间的被加固土体组成，是具有自稳能力的原位挡土墙，可抵抗水土压力及地面附加荷载等作用力，从而保持开挖面稳定。这是土钉墙的基本形式。复合土钉墙是近 10 多年来在土钉墙基础上发展起来的新型支护结构，土钉墙与各种止水帷幕、微型桩及预应力锚杆等构件结合起来，根据工程具体条件选择与其中一种或多种组合，形成了复合土钉墙。本书中“土钉墙”一词一般指基本型，在不会产生歧义的情况下有时也泛指复合型。

### 9.2.2 土钉墙的基本结构

除了被加固的原位土体外，土钉墙由土钉、面层及必要的防排水系统组成，其结构参数与土体特性、地下水状况、支护面角度、周边环境（建构筑物、市政管线等）、使用年限、使用要求等因素相关。

#### 1. 土钉类型

土钉即置放于原位土体中的细长杆件，是土钉墙支护结构中的主要受力构件。常用的土钉有以下几种类型：

(1) 钻孔注浆型。先用钻机等机械设备在土体中钻孔，成孔后置入杆体（一般采用 HRB335 带肋钢筋制作），然后沿全长注水泥浆。钻孔注浆钉几乎适用于各种土层，抗拔力较高，质量较可靠，造价较低，是最常用的土钉类型。

(2) 直接打入型。在土体中直接打入钢管、角钢等型钢、钢筋、毛竹、圆木等，不再注浆。由于打入式土钉直径小，与土体间的粘结摩阻强度低，承载力低，钉长又受限制，所以布置较密，可用人力或振动冲击钻、液压锤等机具打入。直接打入土钉的优点是不需预先钻孔，对原位土的扰动较小，施工速度快，但在坚硬粘性土中很难打入，不适用于服务年限大于 2 年的永久支护工程，杆体采用金属材料时造价稍高，国内应用很少。

(3) 打入注浆型。在钢管中部及尾部设置注浆孔成为钢花管，直接打入土中后压灌水泥浆形成土钉。钢花管注浆土钉具有直接打入钉的优点且抗拔力较高，特别适合于成孔困难的淤泥、淤泥质土等软弱土层、各种填土及砂土，应用较为广泛，缺点是造价比钻孔注浆土钉略高，防腐性能较差不适用于永久性工程。

#### 2. 面层及连接件

(1) 面层。土钉墙的面层不是主要受力构件。面层通常采用钢筋混凝土结构，混凝土一般采用喷射工艺而成，偶尔也采用现浇，或用水泥砂浆代替混凝土。

(2) 连接件。连接件是面层的一部分，不仅要把面层与土钉可靠地连接在一起，也要使土钉之间相互连接。面层与土钉的连接方式大体有钉头筋连接及垫板连接两类，土钉之间的连接一般采用加强筋。

#### 3. 防排水系统

地下水对土钉墙的施工及长期工作性能有着重要影响，土钉墙要设置防排水系统。

### 9.2.3 土钉墙的特点

与其它支护类型相比,土钉墙具有以下一些特点或优点:①能合理利用土体的自稳能力,将土体作为支护结构不可分割的部分,结构合理;②结构轻型,柔性大,有良好的抗震性和延性,破坏前有变形发展过程。1989年美国加州7.1级地震中,震区内有8个土钉墙结构估计遭到约0.4g水平地震加速度作用,均未出现任何损害迹象,其中3个位于震中33km范围内。2008年5月12日四川汶川8.0级大地震中,据目前调查发现,路堑或路堤采用土钉或锚杆结构支护的道路尚保持通车能力,土钉或锚杆支护结构基本没有破坏或轻微破坏,其抗震性能远远高于其它支护结构<sup>[7]</sup>;③密封性好,完全将土坡表面覆盖,没有裸露土方,阻止或限制了地下水从边坡表面渗出,防止了水土流失及雨水、地下水对边坡的冲刷侵蚀;④土钉数量众多靠群体作用,即便个别土钉有质量问题或失效对整体影响不大。有研究表明<sup>[8]</sup>:当某条土钉失效时,其周边土钉中,上排及同排的土钉分担了较大的荷载;⑤施工所需场地小,移动灵活,支护结构基本不单独占用空间,能贴近已有建筑物开挖,这是桩、墙等支护难以做到的,故在施工场地狭小、建筑距离近、大型护坡施工设备没有足够工作面等情况下,显示出独特的优越性;⑥施工速度快。土钉墙随土方开挖施工,分层分段进行,与土方开挖基本能同步,不需养护或单独占用施工工期,故多数情况下施工速度较其它支护结构快;⑦施工设备及工艺简单,不需要复杂的技术和大型机具,施工对周围环境干扰小;⑧由于孔径小,与桩等施工方法相比,穿透卵石、漂石及填石层的能力更强一些;且施工方便灵活,开挖面形状不规则、坡面倾斜等情况下施工不受影响;⑨边开挖边支护便于信息化施工,能够根据现场监测数据及开挖暴露的地质条件及时调整土钉参数,一旦发现异常或实际地质条件与原勘察报告不符能及时相应调整设计参数,避免出现大的事故,从而提高了工程的安全性;⑩材料用量及工程量较少,工程造价较低。据国内外资料分析,土钉墙工程造价比其它类型支挡结构一般低1/3~1/5。

### 9.2.4 复合土钉墙的类型及特点

#### 1. 复合土钉墙类型

复合土钉墙早期称为“联合支护”,如土钉与预应力锚杆联合支护、土钉与深层搅拌桩联合支护等,后来国内又陆续出现了“止水型土钉墙”、“结合型土钉墙”、“加强型土钉墙”、“新型土钉墙”、“超前支护喷锚网”等称呼,近几年来逐渐统称为“复合土钉墙”或“复合土钉”。

与土钉墙复合的构件**主要**有预应力锚杆、止水帷幕及微型桩3类,或单独或组合与土钉墙复合,形成了7种形式,如图9-1所示。

#### (1) 土钉墙+预应力锚杆

土坡较高或对边坡的水平位移要求较严格时经常采用这种形式。土坡较高时预应力锚杆可增加边坡的稳定性,此时锚杆在竖向分布较为均匀;如需限制坡顶的位移,可将锚杆布置在边坡的上部。因锚杆造价较土钉高很多,为降低成本,锚杆可不整排布置,而是与土钉间隔布置,效果较好,如图9-1a所示。这种复合形式在边坡支护工程中应用较为广泛。

#### (2) 土钉墙+止水帷幕

降水容易引起基坑周围建筑、道路的沉降,造成环境破坏,引起纠纷,所以在地下水丰富的地层中开挖基坑时,目前普遍倾向于采用帷幕隔水,隔水后在坑内集中降水或明排降水。土钉墙与止水帷幕的复合形式如图9-1b所示。学者们早期只是把止水帷幕作为施工措施,以解决软土、新近填土或含水量大的砂土开挖面临时自稳问题,认为止水帷幕具有隔水、预加固开挖面及开挖导向(沿着帷幕向下开挖容易形成规整的竖向平面)作用,后来逐渐发现,止水帷幕对提高基坑侧壁的稳定性、减少基坑变形、防止坑底隆起及渗流破坏等问题上也大有帮助。止水帷幕可采用深层搅拌法、高压喷射注浆法及压力注浆等方法形成,其中搅拌桩止水帷幕效果好,造价便宜,通常情况下优先采用。在填石层、卵石层等搅拌桩难以施工的

地层常使用旋喷桩或摆喷桩替代，压力注浆可控性较差、效果难以保证，一般不作为止水帷幕单独采用。这种复合形式在南方地区较为常见，多用于土质较差、基坑开挖不深时。

### (3) 土钉墙+微型桩

有时将第 2 种复合支护形式中两两相互搭接连续成墙的止水帷幕替换为断续的、不起挡水作用的微型桩，如图 9-1c 所示。这么做的原因主要有：地层中没有砂层等强透水层或地下水位较低，止水帷幕效用不大；土体较软弱，如填土、软塑状粘性土等，需要竖向构件增强整体性、复合体强度及开挖面时自立性能，但搅拌桩等水泥土桩施工困难、强度不足或对周边建筑物扰动较大等原因不宜采用；超前支护减少基坑变形。这种复合形式在地质条件较差时及北方地区较为常用。

### (4) 土钉墙+止水帷幕+预应力锚杆

第 2 种复合支护形式中，有时需要采用预应力锚杆以提高搅拌桩复合土钉墙的稳定性和限制其位移，从而形成了这种复合形式，如图 9-1d 所示。这种复合形式在地下水丰富地区满足了大多数工程的实际需求，应用最为广泛。

### (5) 土钉墙+微型桩+预应力锚杆

第 3 种复合支护形式中，有时需要采用预应力锚杆以提高支护体系的稳定性及限制其位移，从而形成了这种复合形式，如图 9-1e 所示。这种支护形式变形小、稳定性好，在不需止水帷幕的地区能够满足大多数工程的实际需求，应用较为广泛，在北方地区应用较多。

### (6) 土钉墙+搅拌桩+微型桩

搅拌桩抗弯及抗剪强度较低，在淤泥类软土中强度更低，在软土较深厚时往往不能满足抗隆起要求，或者不能满足局部抗剪要求，于是在第 2 种支护形式中加入微型桩构成了这种形式，如图 9-1f 所示。这种形式在软土地区应用较多，在土质较好时一般不会采用。

### (7) 土钉墙+止水帷幕+微型桩+预应力锚杆

这种支护形式如图 9-1g 所示，构件较多，工序较复杂，工期较长，支护效果较好，多用于深大及条件复杂的基坑支护。

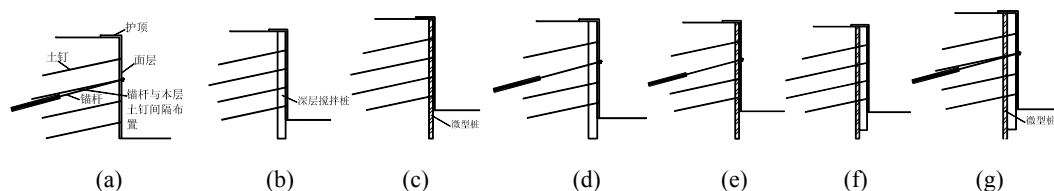


图 9-1 7 种复合土钉墙形式

## 2. 复合土钉墙特点

复合土钉墙机动灵活，可与多种技术并用，具有基本型土钉墙的全部优点，又克服了其大多缺陷，大大拓宽了土钉墙的应用范围，得到了广泛的工程应用。目前通常在基坑开挖不深、地质条件及周边环境较为简单的情况下使用土钉墙，更多时候采用的是复合土钉墙。其主要特点有：①与土钉墙相比，对土层的适用性更广、更强，几乎可适用于各种土层，如杂填土、新近填土、砂砾层、软土等；整体稳定性、抗隆起及抗渗流等各种稳定性大大提高，基坑风险相应降低；增加了支护深度；能够有效地控制基坑的水平位移等变形。②与桩锚、桩撑等传统支护手段相比，保持了土钉墙造价低、工期快、施工方便、机械设备简单等优点。

## 3. 复合土钉墙分类的几点探讨

### (1) 超前注浆加固

为防止开挖面在土钉施工前发生剥落或坍塌，有时采取注浆等手段进行超前加固，有些学者将之也视为复合土钉墙的一种。笔者认为，注浆对稳定的有利影响很难定量，一般设计上不予计算，只作为安全储备，故将之归类于施工措施更为妥当一些。

### (2) 土钉墙与排桩组合支护

近些年来,为了在基坑安全性与工程造价之间取得较好的平衡,一些开挖较深的基坑采用了土钉墙与排桩组合支护的形式,按布置形式大体可分为3类:①上部分土钉墙或复合土钉墙,下部分排桩(桩锚或桩撑);②土钉墙单元与排桩(桩锚或桩撑)单元左右间隔布置;③土钉与锚杆混合在一起的桩锚支护。第1、3种支护形式见本书其它章节,第2种见本节后面所述。笔者不太赞同将这3类支护形式归为复合土钉墙,因为复合土钉墙强调的仍是土钉墙技术,即以土钉为主要受力体,而这3种混合支护形式中,排桩均起了重要的作用,与土钉同等重要甚至更为重要,尽管排桩与土钉墙之间有着相互作用的机制,但其工作机理、设计理论等已与土钉墙相差甚远,视为组合结构似更为妥当。

### (3) 微型桩复合支护

微型桩严格意义上指直径不大于250mm的小直径钢筋混凝土灌注桩,也称作树根桩、小桩等。复合土钉墙中所谓的微型桩是一种广义上的概念,泛指这些构件或作法:直径不大于400mm的混凝土灌注桩,受力筋可为钢筋笼或型钢、钢管等;角钢、工字钢、H型钢、方钢等各种型钢;钢管;注浆钢花管;竖向锚杆;木桩;预制钢筋混凝土桩;在止水帷幕中插入型钢或钢管等劲性材料(例如SMW工法),等等。预制管桩由于造价低、施工快等优点,近年来在复合土钉墙中得到了越来越多的应用,尽管其直径较大,一般300~550mm,但因抗剪强度较低,如果在复合土钉墙中作为竖向增强构件起辅助作用,也可将之归类于广义微型桩的一种。

微型桩的刚度及强度对复合作用影响很大。刚度及强度越大,复合支护体越具有桩锚支护的破坏形态及力学特征,可用上述组合支护的原理进行分析计算;越小,则越接近土钉墙,可参照土钉墙的设计原理。然而,什么情况下可视为桩锚结构或桩锚混合结构,什么情况下可视为土钉墙,以及都有哪些因素起重要作用,目前尚不清楚。从目前的工程实践来看,采用刚度及强度较大的微型桩(如直径大于250mm的钢筋混凝土桩、型号大于12的工字钢及插入12号及以上H型钢的SMW工法等)时,协调作用的效果较差,如果采用本章中所介绍的复合土钉墙设计理论,其抗剪强度要大打折扣,否则会偏于不安全。此时也可考虑采用桩锚设计理论进一步复核,或采用有限元等数值分析方法辅助计算。

## 9.2.5 土钉与锚杆的比较

对预应力锚杆(索)的介绍详见本书其它章节。本章中将预应力锚杆(索)简称为锚杆,由锚头、自由段及锚固段组成。土钉也称为全长粘结型锚杆,全长与土体粘结,不分自由段与锚固段,与预应力锚杆之间有着很大的区别<sup>[9]</sup>:①拉力分布:锚杆自由段不与土体接触,剪力 $\tau$ 为零,拉力 $\sigma$ 在自由段内保持不变;锚固段与周边土体粘结相互作用产生剪应力来平衡拉力,拉力在锚固段内是变化的,从与自由段交界处向尾端单调递减,如图9-2a所示。土钉全长与土体相互作用产生方向相反的剪应力 $\tau$ <sup>[10]</sup>,拉力 $\sigma$ 沿全长中间大、两头小,如图9-2b所示;②对土体的约束机制:锚杆安装后,通常施加预应力,主动约束挡土结构的变形;而土钉一般不施加预应力,须借助土体产生小量变形使土钉被动受力,是一种被动受力构件;③密度及施工质量要求:锚杆密度小,一般每6~9m<sup>2</sup>设置一根,每根都是重要的受力部件;而土钉密度大,靠土钉的相互作用形成复合整体作用,个别土钉发生破坏或不起作用,对整体支护结构影响不大,在施工质量和精度上不需锚杆那么严格;④设计承载力与锚头结构:锚杆的设计承载力较大,一般大于200kN,为防止与锚头接触处的挡土结构物产生冲切或局部受压破坏,锚头构造较为复杂;而土钉设计承载力较小,一般不大于120kN,最大压力传递不到锚头,锚头受力较小,结构简单;⑤施工规模:锚杆长度一般不小于15m;直径一般不小于130mm,施工机械设备较大较重;而土钉的长度一般较短,直径较小,施工机械体轻灵便;⑥挡土墙工作机理:锚杆挡土墙将库伦破裂面前的主动区土体作为荷载,通过锚杆传递到破裂面后稳定区土内;土钉墙的作用机理大体可视为:通过加筋等作用将最

危险滑移面内的主动区的土体改良为具有一定稳定性的复合土体，同时将复合土体作为荷载，通过土钉传递到最危险滑移面后的稳定土层以获得安全储备，使土钉长度范围内的复合土体具有足够的自稳能力及抗附加荷载能力；⑦施工顺序：土钉墙一般要求随土方开挖自上而下分层分段施工，锚杆挡土墙根据不同类型，可能采用自上而下或自下而上两种施工顺序；⑧注浆工艺：为获得较高的承载力，锚杆通常在锚固段进行二次高压注浆，注浆压力不小于 2.5MPa；而土钉通常采用常压重力式一次注浆，注浆压力不超过 0.6MPa；⑨墙底压力：土钉对面层的反作用力的垂直分量较小，并且能更均匀地分布，故不需像肋板式锚杆挡墙那样在面层立柱下设置基础；⑩筋杆长度：土钉长度较锚杆短，减少了对挡土墙外侧空间的需求。

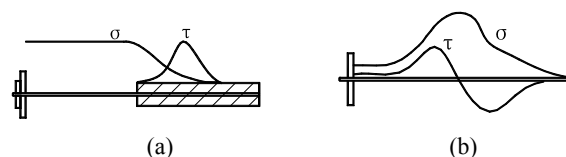


图 9-2 预应力锚杆与土钉的内力分布

(a)预应力锚杆；(b)土钉

### 9.2.6 土钉墙与重力式挡土墙的比较

重力式挡土墙通过墙身自重来平衡墙后的土压力以保持墙体稳定。重力式挡墙破坏形式分为墙身强度破坏及稳定性破坏两大类，其中失稳破坏有 4 种形式：a.墙体平面滑移；b.绕墙趾倾覆；c.地基沉降及不均匀沉降；d.挡墙连同土体整体失稳。在早期，国内外很多学者将土钉墙视为原位土中的加筋土挡墙，其作用机理类似于重力式挡墙，认为土体在加筋及注浆等作用下得到加固，与土钉共同形成复合结构，即“复合土体挡土墙”，利用其整体性来承受墙后的土压力以维持边坡的稳定，故也存在着这些失稳破坏形式，如图 9-3 所示，认为挡土墙设计时需对这些不同的破坏形式分别进行稳定性分析，称之为外部稳定性分析，同时为了区别，将破裂面部分或全部穿过了土钉墙内部时的整体稳定性称之为内部稳定性。

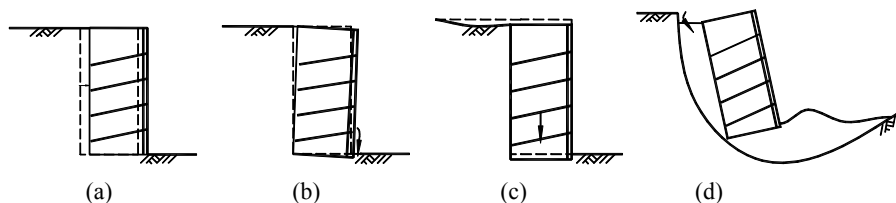


图 9-3 学者们早期认为土钉墙可能存在的外部破坏形式

(a)滑移；(b)倾覆；(c)沉降；(d)整体失稳

但土钉墙毕竟不是重力式挡墙，越来越多的学者怀疑按照重力式挡土墙理论去分析土钉墙尚缺乏足够的证据。目前业界普遍认为重力式挡土墙与土钉墙之间存在着较大的差别：①重力式挡土墙及加筋土挡土墙均是先构筑挡墙后填土，而土钉墙先有土后开挖，施工顺序不同导致了土压力的分布及结构内力分布均不同，能否采用相同的受力模型需要更深入的理论研究及工程实践。②重力式挡土墙一般被视为刚性体，在外力作用下不发生变形或变形微小可以忽略，这才可能出现整体性的滑移、转动、沉降等破坏形式。而土钉墙是柔性复合结构，达不到重力式挡墙那样的整体刚度及强度。③重力式挡土墙墙趾压力较大是沉降乃至倾覆的重要原因之一。导致压力较大的原因主要有二：一是挡土墙材料一般为浆砌毛石或钢筋混凝土，密度比土大 25~50%；二是墙后土压力产生的倾覆力矩导致基底压力偏心，加大了墙趾压力。而土钉墙不同。土钉墙几乎没有增加土的密度（增加幅度一般 1%~3%）；土钉墙底较宽，基底的偏心距很小，即便因偏心力矩导致墙趾压力增加，其增加量也很小，故土钉墙墙趾压力较天然状态并不会显著增加，一些工程实测数据对此给予了证实。

土钉密度越大，土体的复合模量也越大，土钉墙受力后的变形也就越带有重力式挡土墙

平移、转动及墙底应力增加等特征，但是，尚未有研究成果表明土钉的密度达到何种程度后土钉墙才可能产生滑移、倾覆及沉降破坏，实际工程中土钉也远远没有密集到能够成“墙”。国内外近年来的工程实践及研究试验成果证实这些破坏形式发生的机率极低，仍缺乏此类破坏的工程实例。这类破坏也许根本就不会发生，因为在发生这类破坏之前，土钉墙应该已产生了内部失稳破坏，参见 9.4 节的算例。为概念清晰，作者认为，不宜将滑移、倾覆及沉降等破坏模式笼统地称为外部稳定破坏，外部稳定破坏应仅指图 9-3d 所示的破坏模式。

总之，从结构构造、作用机理、破坏模式等各方面，土钉墙与重力式挡土墙均存在着本质的差异，这是两种不同类型的挡土结构，不能采用重力式挡土墙的设计理论进行土钉墙的设计计算。作为一种作用原理、工作机制尚不十分清晰的较为新型的支挡结构，将土钉墙视为“类重力式挡土墙”进行抗滑移、抗倾覆及墙底压力验算有利于工程的安全，但若以此作为设计原则则是危险的。土钉墙存在着外部整体失稳破坏模式，但不仅是土钉墙，其它支护方法也存在着同样的破坏模式，这已经是与支护方法无关的素土边坡整体稳定问题了。

### 9.2.7 土钉墙与疏排桩—土钉墙复合支护技术的比较

疏排桩—土钉墙复合支护技术是在排桩与土钉墙的基础上发展起来的一种较新的组合技术<sup>[1]</sup>，通常由间距较大的排桩（疏排桩）、桩上的预应力锚杆（或支撑）、桩间的土钉墙（或复合土钉墙）组成，如图 9-4 所示。图 9-4a、b 所示为主要结构形式，疏排桩每组可为单根或两根桩，桩体一般为灌注桩，桩间距为 2~6 倍桩径，可以在桩身布置几排锚杆，桩间采用土钉墙。其受力机理为：疏排桩（拱脚桩）及锚杆承受桩后土水压力及桩间由土拱作用传递过来的土水压力的合力，土钉墙承受桩间土的部分土压力，将土拱前自由区的土压力传递到土拱及土拱后稳定土体上，同时对土拱及拱后土体进行加固。

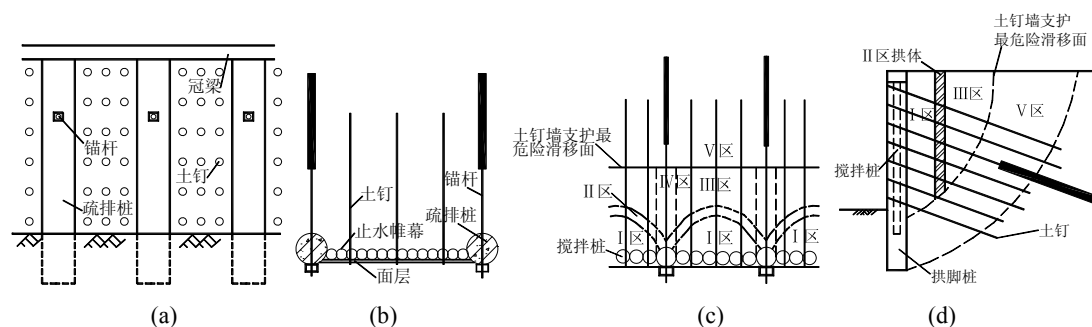


图 9-4 疏排桩—土钉墙支护体系简图

(a)立面图；(b)平面图；(c)受力平面图；(d)受力剖面图

土拱是用来描述应力转移的一种现象，这种应力转移是通过土体抗剪强度的发挥而实现的。土拱的形成过程为：在荷载或自重的作用下，土体发生压缩和变形，从而产生不均匀位移，致使土颗粒间产生互相“楔紧”的作用，于是在一定范围土层中产生“拱效应”。土拱的形成改变了介质中的应力状态，引起应力重新分布，把作用于拱后或拱上的压力传递到拱脚及周围稳定介质中去。随着基坑内土体的开挖，土体逐步被卸荷并发生主动位移，由于排桩和土钉墙在土压力作用下的受力机理不同，即排桩为被动受荷支护，土钉墙为主动受荷支护，其变形存在差异，会导致土体剪切位移和应力传递的空间成拱形分布，即发生土拱效应。由于土拱效应的存在，导致土压力重新分布，构成了土拱-排桩-土钉墙相互作用的受力支护体系，如图 9-4c、d 所示。这一体系最为直接的荷载传递路径为土拱在拱体前后土压力的作用下平衡，在土拱拱脚处由疏排桩提供反力，形成局部桩-拱作用体系，而拱前土压力主要由土钉墙承担，起到拱身范围内的支护作用，即土压力最终是由排桩和土钉墙分担的，而土拱起到了土压力的分配作用。疏排桩-土钉墙复合结构充分地利用了土体抗压能力强的特点，将水平支护与竖向支护相结合，为土拱效应的发挥提供了条件，将桩间土压力转化为拱的内

力,传到拱脚桩上以后相互抵消大部分,从而充分挖掘了排桩、土钉等支护构件的承载性能。

与土钉墙相比,疏排桩—土钉墙复合支护体系有以下一些特点:①由于桩间土拱的作用,改变了主动土压力滑移面的形状。根据滑移面及拱的传力路径可将桩后土体分为5个区:自由区(I区)、拱区(II区)、桩间滑移区(III区)、桩后滑移区(IV区)及稳定区(V区),如图9-4c、d所示;②桩间距是影响桩间土拱效应的重要因素之一,桩间距越小,土拱效应就越明显,也就意味着有更多的荷载从土体传递到桩上;③土体抗剪强度越高,土拱效应越明显,而软弱土层的土拱效应较弱,效果不好;④靠近坑底时,土拱效应减弱,土钉受力特征与土钉墙中土钉受力特征基本相同,即内力沿土钉全长表现为中间大,两端小;而基坑上半部分土拱效应明显,土钉内力在距面层一定范围内(主要为主动区内)变化不大;⑤工序上先施工灌注桩,再施工土钉墙,通过灌注桩的超前支护作用,在早期开挖过程中控制土体变形并提高基坑的稳定性,这与搅拌桩(微型桩)复合土钉墙作用机理类似。土钉墙的位移主要发生在每层土方开挖后至该层土钉施工完成前这段时间,有桩超前支护可大大减少这部分的位移,而且,由于灌注桩有较深的插入深度和较高的刚度,加强了边界约束,削弱了土体内部的塑性变形;⑥稳定性分析思路为:视疏排桩为拱脚,两桩之间的土钉墙视为拱的变形体,整体稳定可按桩锚体系计算,内部稳定性按拱的要求和土钉墙模型计算;⑦疏排桩—土钉墙复合支护体系将基于被动制约机制的桩板墙式支护体系与基于主动制约机制的土钉墙支护体系有机地结合起来,利用了各自的优点又克服了各自的缺点:利用桩锚支护体系刚性大控制变形好的优点,克服了其造价高的缺点;利用土钉墙体系造价低的优点,克服了其柔性支护控制位移能力较弱及支护深度不足的缺点,在经济性与适用性中取得了较好的平衡。

## 9.2.8 土钉墙及复合土钉墙的适用条件

### 1. 土钉墙的适用条件

土钉墙适用于地下水位以上或经人工降水后的人工填土、粘性土和弱胶结砂土的基坑支护或边坡加固,不适合以下土层:①含水丰富的粉细砂、中细砂及含水丰富且较为松散的中粗砂、砾砂及卵石层等。丰富的地下水易造成开挖面不稳定且与喷射混凝土面层粘接不牢固;②缺少粘聚力的、过于干燥的砂层及相对密度较小的均匀度较好的砂层。这些砂层中易产生开挖面不稳定现象;③淤泥质土、淤泥等软弱土层。这类土层的开挖面通常没有足够的自稳时间,易于流鼓破坏;④膨胀土。水分渗入后会造土钉的荷载加大,易产生超载破坏;⑤强度过低的土,如新近填土等。新近填土往往无法为土钉提供足够的锚固力,且自重固结等原因增加了土钉的荷载,易使土钉墙结构产生破坏;

除了地质条件外,土钉墙不适于以下条件:①对变形要求较为严格的场所。土钉墙属于轻型支护结构,土钉、面层的刚度较小,支护体系变形较大。土钉墙不适合用于一级基坑支护;②较深的基坑。通常认为,土钉墙适用于深度不大于12m的基坑支护;③建筑物地基为灵敏度较高的土层。土钉易引起水土流失,在施工过程中对土层有扰动,易引起地基沉降;④对用地红线有严格要求的场地。土钉沿基坑四周几近水平布设,需占用基坑外的地下空间,一般都会超出红线。如果不允许超红线使用或红线外有地下室等结构物,土钉无法施工或长度太短很难满足安全要求。随着中华人民共和国物权法的实施,人们对地下空间的维权意识越来越强,这将影响土钉墙的使用;⑤如果作为永久性结构,需进行专门的耐久性处理。

### 2. 复合土钉墙的不适用范围

复合土钉墙需谨慎用于以下条件:①淤泥质土、淤泥等软弱土层太过深厚时;②超过20m的基坑;③土钉墙上述第3、4款限制条件;④对变形要求非常严格的场地。

## 9.2.9 关于土钉墙这一术语的说明与探讨

### 1. 对土钉墙术语的探讨



土钉墙 (Soil Nail Wall) 支护有时也称为土钉 (Soil Nail) 支护, 在国内各行业之间、同行业之内尚没有明确的统一的名称。土钉的历史名称有锚杆、锚管、土锚、锚筋、锚钉、插筋、加筋等, 土钉墙支护的名称有土钉支护、锚钉支护、喷锚支护、锚喷支护、喷锚网支护、锚喷网支护、锚杆喷射混凝土支护、土钉喷锚网支护、锚钉墙支护、插筋补强护坡技术、原位土加筋等, 大体可分为“土钉”及“喷锚”两类。名称的混乱主要是由于土钉墙的发展历史造成的, 不同的国家、不同的学派、不同的行业几乎同时独立开始研究土钉墙技术并加以发展, 技术的起源、研究方法、研究重点、应用领域等各不相同, 对技术的理解也各不相同, 所以产生了不同的名称。不同流派学者的固执己见与利益之争, 也使名称迟迟不能统一。

名称的不同尤其表明了对土钉墙工作原理认识的不一致。不妨简单地把“土钉”一类的名称理解为国外名词的翻译, 而“喷锚”一类的名称理解为国内学者的创造性应用。很多学者认为虽然名称不同, 但含义基本相同, 但也有不少学者认为不同的名称实际上代表了不同的技术。主要分歧有:

#### (1) 土钉墙支护技术是不是土钉支护技术

分歧的关键在于如何理解“土钉墙”。主张土钉支护不同于土钉墙支护的观点把本章中阐述的土钉墙支护称为土钉支护, 而认为“土钉墙”则是土钉形成的“墙”: 在外部形态上, “土钉墙”支护中的土钉具有等长、短而密的结构特征, 结构的不同导致了作用机理的不同, “土钉墙”的作用机理类似于重力式挡土墙, 即土钉与被加固土体形成了复合挡土墙, 墙后面的土体产生主动土压力并作用在墙上, 墙依靠自身的重力平衡主动土压力, 防止产生平移、倾覆等外部稳定破坏, 其内部稳定靠土钉维持。这种观点认为“土钉支护”的主要特征为土钉长度不一、长度相对较长、密度相对较小, 作用机理类似于锚杆挡土墙。

在土钉墙研究使用初期、对其工作机理一片空白的情况下, 对土钉墙的这种认识较为广泛, 但随着对土钉墙技术的深入研究实践, 学术界已经普遍认识到重力式挡土墙理论不适合土钉墙, 如本节前面所述。土钉墙技术从诞生起, 在土钉的空间布置上就存在着两种倾向: 一种布置土钉长度较短而密度较大, 另一种较长而疏。在国内, 短而密的道路没走多远, 就很快向长而疏的方向转移了。因为学者们在工程实践中发现, 在土钉总工作量相同、即土钉总长度不变的情况下, 采用长而疏空间布置的土钉墙安全性更好, 详见 9.4 节算例, 且因土钉数量相对较少, 施工更为方便、快捷。国外采用等长土钉更多是机械化作业原因, 土钉等长利于施工, 很难归结为是技术原因而刻意这么做的。正如重力式挡土墙通常为上窄下宽的变截面墙一样, 土钉墙也无需上下等宽 (即上下排土钉等长)。等长土钉的安全经济性价比一般不好, 国内目前较少采用, 这与国外目前的作法存在着一定的差别。故上述这种认为因单元土钉的长度及密度不同而导致了作用机理不同的观点有失偏颇。

#### (2) 土钉墙技术是不是喷锚技术

视为同种技术的观点认为: 锚杆喷射混凝土技术已使用了半个多世纪, 广泛地应用于各种地下洞室、边坡及堤坝等岩土工程, 基坑工程不过是喷锚技术的又一个应用领域而已; 认为不是同一种技术的观点认为: 应用于基坑工程中的土钉墙技术是独立发展起来的, 支护结构的工作原理与以新奥法为代表的喷锚技术存在着很大的差别, 故不能归类于同一种技术。

实际上, 锚杆喷射混凝土技术有两个层次上的意义: 一个是施工工艺层次的, 另一个为支护理论层次的。就施工工艺而言, 土钉墙工程所采用的网喷混凝土工艺是喷射混凝土工艺中的一种, 采用的土钉工艺是锚杆工艺的一种, 可以认为土钉墙技术是喷锚技术中的一种并无不妥; 就支护理论而言, 土钉墙支护理论与用于围岩稳定的喷锚支护理论确实存在着一定差别。喷锚支护技术最早在地下围岩工程中应用, 工作机理大体为: 以维持围岩稳定为目的, 围岩是承载的主体, 要充分发挥其自承自稳作用; 支护既是稳定及加固围岩的手段, 也承受围岩荷载; 支护结构与围岩形成一体共同作用。围岩支护中喷射混凝土主要承受压力, 这与土钉墙混凝土面层的受力状况截然不同, 主要是因为被加固的介质及使用环境不同, 前者为

岩，后者为土，前者支护面较狭小，空间效应明显，后者支护面宽广，空间效应微弱。正因为如此，围岩喷锚根据围岩的类别，可使用素喷混凝土支护、网喷混凝土支护、素喷锚支护及喷锚网支护等形式，而前3种支护形式不能应用于基坑工程。

## 2. 对土钉墙这一术语命名的说明

对土钉墙的理解还有其它一些不同观点。故有必要对土钉墙的概念进行明确。笔者认为土钉墙应具备“土、钉、墙”三个特征：①土：适用的地质条件为广义上的“土”，包括各种类型的土及全风化、强风化岩石、破碎及极破碎的中风化岩石，不包括较破碎及以上的中风化、微风化岩石；②钉：除非为了与面层连接可能设置短小自由段外，土钉沿全长与周边土体粘结。土钉长度可长可短，根据实际需要确定，长度是否相等并不是土钉墙的特征，布置成短而密或长而疏也不是土钉墙的特征，是否施加了微小的预应力也不是土钉墙的特征；③墙：将面层视为薄“墙”。土钉墙由原位土、钉及墙组成，其它构件、防排水系统等无需必备。用于基坑支护时面层通常为介质连续分布的墙、板。

笔者认为用于较破碎以上的中风化、微风化岩石支护时，因工作性状、设计分析方法等已有所不同，不宜再称之为“土钉”，叫“岩钉”或锚杆更适合一些。为了区别以便于应用，笔者建议：土钉墙一词指应用于土质或“类土”质边坡及基坑侧壁支护的喷锚技术；当用于围岩稳定、较破碎以上的岩质边坡或基坑侧壁支护时，仍称为喷锚支护。

国内目前称“喷锚”及“喷锚网”等已越来越少，逐渐统一采用“土钉墙支护”或“土钉支护”术语。笔者在本书中采用了“土钉墙”这一术语而没有采用“土钉”，原因为：①土钉是土钉墙中的主要受力构件，但不是必须的唯一构件。将面层视为薄墙，面层尽管是次要受力构件，但不可或缺，且在软土中的作用很大。国内在专业术语命名时习惯上将不可缺少的主要构件均列入其中，如“桩锚”、“桩撑”、“锚杆挡墙”、“加筋土挡墙”等等，“土钉墙”一词符合这种习惯，更体现了面层的重要性及与土钉的协调共同作用；②土钉是支护结构中的一个构件，如采用“土钉支护”一词，土钉有时指单一构件，有时又指支护体系，对于非专业人士，容易产生混淆。

作者在这里无意讨论哪个术语好还是不好，加以说明的目的是想尽量让读者对这些术语所表示的实质意义有个较为准确全面的了解，以便更好地区别应用。

## 9.3 土钉墙的作用机理与工作性能

### 9.3.1 土钉墙的作用机理

#### 1. 整体作用机理

土体的抗剪强度较低，抗拉强度几乎可以忽略，但土体具有一定的结构强度及整体性，土坡有保持自然稳定的能力，能够以较小的高度即临界高度保持直立，当超过临界高度或者有地面超载等因素作用时，将产生突发性整体失稳破坏。传统的支挡结构均基于被动制约机制，即以支挡结构自身的强度和刚度，承受其后面的侧向土压力，防止土体整体稳定性破坏。而土钉墙通过在土体内设置一定长度和密度的土钉，与土共同工作，形成了以增强边坡稳定能力为主要目的的复合土体，是一种主动制约机制，在这个意义上，也可将土钉加固视为一种土体改良。土钉的抗拉及抗弯剪强度远远高于土体，故复合土体的整体刚度、抗拉及抗剪强度较原状土均大幅度提高。

土钉与土的相互作用，改变了土坡的变形与破坏形态，显著提高了土坡的整体稳定性。试验表明，直立的土钉墙在坡顶的承载能力约比素土边坡提高一倍以上，更为重要的是，土钉墙在受荷载过程中一般不会发生素土边坡那样突发性的塌滑。土钉墙延缓了塑性变形发展阶段，而且明显地呈现出渐进变形与开裂破坏并存且逐步扩展的现象，即把突发性的“脆性”破坏转变为渐进性的“塑性”破坏，直至丧失承受更大荷载的能力，一般也不会发生整体性塌

滑破坏。试验表明，荷载  $P$  作用下土钉墙变形及土钉应力呈 4 个阶段，如图 9-5 所示。

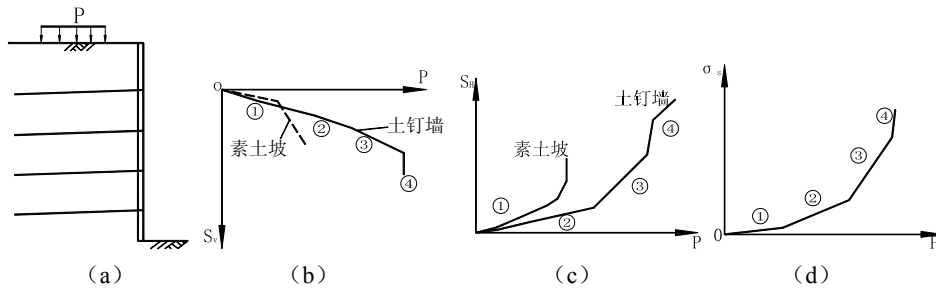


图 9-5 土钉墙试验模型及试验结果

(a)试验模型；(b) $P$  与沉降  $S_v$  关系；(c) $P$  与水平位移  $S_h$  关系；(d)  $P$  与土钉钢筋应力  $\sigma_s$  关系

①弹性阶段；②塑性阶段；③开裂变形阶段；④破坏阶段

有限元模拟分析表明：基坑开挖后，在坡顶产生拉应力，在坡脚产生剪应力集中<sup>[12]</sup>；随着开挖深度的增加，坡顶拉应力增大，拉张区逐渐扩大，出现塑性区，沿水平及竖向扩散；坡脚剪应力增大，出现塑性区，塑性区也逐渐向周边扩大；坡脚塑性区向上扩散，最终与坡顶塑性区相互贯通，塑性破坏带贯穿边坡，边坡发生整体坍塌，如图 9-6a 所示。土体中加入土钉后，由于土钉的应力分担、扩散及传递，土体的拉张区及塑性区滞后出现且范围明显减小，坡脚尽管依旧剪应力集中，但集中区的范围及集中程度明显减小减弱，塑性区范围缩小且发展延缓，如图 9-6b 所示，贯穿整体边坡的破坏带的发生滞后，且滑移面的半径增大，即意味着边坡的稳定性提高，或者可以使边坡开挖得更深<sup>[13]</sup>。

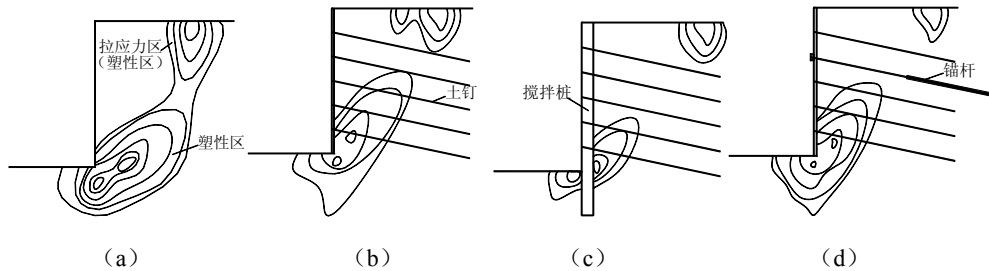


图 9-6 基坑开挖拉张区与塑性区发展示意图

(a)无支护；(b)土钉墙支护；(c)搅拌桩复合支护；(d)锚杆复合支护

## 2. 土钉的作用

土钉在挡土墙结构中起主导作用。其在复合土体的作用可概括为以下几点：

(1) 箍束骨架作用。该作用是由土钉本身的刚度和强度以及它在土体内的分布空间所决定的。土钉制约着土体的变形，使土钉之间能够形成土拱从而使复合土体获得了较大的承载力，并将复合土体构成一个整体。

(2) 承担主要荷载作用。在复合土体内，土钉与土体共同承担外来荷载和土体自重应力。由于土钉有较高的抗拉、抗剪强度以及土体无法比拟的抗弯刚度，所以当土体进入塑性状态后，应力逐渐向土钉转移，延缓了复合土体塑性区的开展及渐进开裂面的出现。当土体开裂时，土钉分担作用更为突出，这时土钉内出现弯剪、拉剪等复合应力，从而导致土钉体中浆体碎裂，钢筋屈服。

(3) 应力传递与扩散作用。依靠土钉与土的相互作用，土钉将所承受的荷载沿全长向周围土体扩散及向深处土体传递，复合土体内的应力水平及集中程度比素土边坡大大降低，从而推迟了开裂的形成与发展。

(4) 对坡面的约束作用。在坡面上设置的与土钉连成一体钢筋混凝土面板是发挥土钉有效作用的重要组成部分。坡面鼓胀变形是开挖卸荷、土体侧向变位以及塑性变形和开裂发展的必然结果，限制坡面鼓胀能起到削弱内部塑性变形，加强边界约束作用，这对土体开

裂变形阶段尤为重要。土钉使面层与土体紧密接触从而使面层有效地发挥作用。

(5) 加固土体作用。地层常常有裂隙发育，往土钉孔洞中进行压力注浆时，按照注浆原理，浆液顺着裂隙扩渗，形成网状胶结<sup>[14]</sup>。当采用一次常压注浆时，宽度 1~2mm 的裂隙，注浆可扩成 5mm 的浆脉，不仅增加了土钉与周围土体的粘结力，而且直接提高了原位土的强度。有资料表明，一次压力注浆最大可影响到土钉周边 4 倍直径范围内的土体。对于打入式土钉，打入过程中土钉位置的原有土体被强制性挤向四周，使土钉周边一定范围内的土层受到挤压，密实度提高，一般认为挤密影响区半径约为土钉半径的 2~4 倍。

### 3. 面层的作用

(1) 面层的整体作用。①承受作用到面层上的土压力，防止坡面局部坍塌——这在松散的土体中尤为重要，并将压力传递给土钉；②限制土体侧向膨胀变形，如前所述；③通过与土钉的紧密连接及相互作用，增强了土钉的整体性，使全部土钉共同发挥作用，在一定程度上均衡了土钉个体之间的不均匀受力程度；④防止雨水、地表水刷坡及渗透，是土钉墙防水系统的重要组成部分。

(2) 喷射混凝土面层的作用<sup>[15]</sup>。①支承作用。喷射混凝土与土体密贴和粘结，给土体表面以抗力和剪力，从而使土体处于三向受力的有利状态，防止土体强度下降过多，并利用本身的抗冲切能力阻止局部不稳定土体的坍塌；②“卸载”作用。喷射混凝土面层属于柔性，能有控制地使土坡在不出现有害变形的前提下，进入一定程度的塑性，从而使土压力减少；③护面作用。形成土坡的保护层，防止风化及水土流失；④分配外力。在一定程度上调整土钉之间的内力，使各土钉受力趋于均匀。

(3) 钢筋在面层中的作用。①防止收缩裂缝，或减少裂缝数量及限制裂缝宽度；②提高支护体系的抗震能力；③使面层的应力分布更均匀，改善其变形性能，提高支护体系的整体性；④增强面层的柔性；⑤提高面层的承载力，承受剪力、拉力和弯矩。

### 4. 土钉墙受力过程

荷载首先通过土钉与土之间的相互摩擦作用，其次通过面层与土之间的土-结构相互作用，逐步施加及转移到土钉上。土钉墙受力大体可分为四个阶段<sup>[16] [17]</sup>：①土钉安设初期，基本不受拉力或承受较小的力。喷射混凝土面层完成后，对土体的卸载变形有一定的限制作用，可能会承受较小的压力并将之传递给土钉。此阶段土压力主要由土体承担，土体处于线弹性变形阶段。②随着下一层土方的开挖，边坡土体产生向坑内位移趋势，主动土压力一部分通过钉土摩擦作用直接传递给土钉，一部分作用在面层上，使面层在与土钉连接处产生应力集中，对土钉产生拉力，此时土钉受力特征为：沿全长离面层近处较大，越远越小；最下 2~3 排土钉离开挖底面较近，承担了主要荷载，有阻止土体应力及位移向上排土钉传递的趋势，故位置越高土钉受力增量越小。土钉通过应力传递及扩散等作用，调动周边更大范围内土体共同受力，体现了土钉主动约束机制，土体进入塑性变形状态。③土体继续开挖，各排土钉的受力继续加大，土体塑性变形不断增加，土体发生剪胀，钉土之间局部相对滑动，使剪应力沿土钉向土钉内部传递，受力较大的土钉拉力峰值从靠近面层处向中部(破裂面附近)转移，土钉通过钉土摩擦力分担应力的作用加大，约束作用增强，下排土钉分担了更多的荷载，在深度方向上土钉受力最大点向下转移，土钉拉力在水平及竖直方向上均表现为中间大、两头小的枣核形状(如果土钉总体受力较小，可能不会表现为这种形状)。土体中逐渐出现剪切裂缝，地表开裂，土钉逐渐进入弯剪、拉剪等复合应力状态，其刚度开始发挥功效，通过分担及扩散作用，抑制及延缓了剪切破裂面的扩展，土体进入渐进性开裂破坏阶段。④土体抗剪强度达到极限不再增加，但剪切位移继续增加，土体开裂剩残余强度，土钉承担主要荷载，土钉在弯剪、拉剪等复合应力状态下注浆体碎裂，钢筋屈服，破裂面贯通，土体进入破坏阶段。

### 9.3.2 土钉墙工作性能的试验研究

国内外已对土钉墙进行了大量的试验研究工作,其中不乏一些大规模的模型试验及实际工程现场测试,获得了许多有价值的信息。国外的试验多在土钉墙的性能研究上,而国内多在复合土钉墙上,且模型较小。现介绍几项典型试验。

#### 1. 德国斯图加特一处永久性土钉墙工程的实测情况

该工程测试了 M1、M2 及 M3 三个剖面。M3 剖面尺寸为:坡面角度  $80^\circ$ , 坡高 13.3m, 坡顶上设有约 1:5 的斜坡。坡顶以下为 0.8m 厚回填土,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\gamma=19\text{kN/m}^3$ ; 下部为 8.0m 厚粉质粘土,  $\varphi=27.5^\circ$ ,  $c=4.8\sim 9.6\text{kPa}$ ,  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ ; 底部为粘土岩,  $\varphi=23^\circ$ ,  $c>48\text{kPa}$ ,  $\gamma=21\text{kN/m}^3$ 。在坡顶处设置第一排土钉, 上 2 排土钉长度 6m, 钢筋直径 25mm, 排距 1.08m, 下 11 排土钉长度 8m, 钢筋直径 28mm, 排距 0.98m, 水平间距均为 1.1m。面层为 250mm 厚的挂网喷射混凝土, 施工时每步挖深约 1.0m。离坡顶 1m、3m 及 7m 处分别设置 20m 深测斜仪孔观测变形, 大约有 5% 的土钉逐一加载到 200kN 进行非破坏性检验, 并在这一设计荷载下停留约 15min 观察徐变。试验及量测结果表明: ①土钉墙最大位移出现在墙顶, 水平位移随深度向下增加而逐渐变小。开挖面以下的土体也发生水平位移, 受影响的深度约为开挖深度的 20~60%, 具体与底部土体的强度有关。离开墙面愈远, 墙体内土体的水平位移愈小, 但 M3 剖面在离墙面 7m 远处, 最大的水平位移仍有 13mm; ②土钉墙的变形由剪切变形、弯曲变形以及墙体底部土体变形所引起; ③最大位移比(墙体最大水平位移与当时挖深的比值)约为 1‰~3.6‰, 平均 2.5‰。位移比与当时挖深之间不呈现规律性; ④土钉受拉, 其拉力值沿土钉长度方向分布不均匀, 一般呈现中间大、两端小的纺锤形, 最大拉力值出现在破裂面附近。在竖向上土钉的受力也呈中部大、顶部小的形态, 潜在破裂面与中下部土钉最大拉力值位置的连线大体重合; ⑤土钉拉力随着开挖深度增加而增加, 但当挖至一定深度后, 几乎不再增加, 即超过一定深度后继续向下开挖对上部土钉内力的影响不大; ⑥开挖到不同深度时测得的面层变形曲线形状均相似。

#### 2. 法国 CEBTP 的大型试验

在法国 CEBTP (国家建筑与公共工程试验中心) 内进行了 Clouterre 研究项目中的三个大型土钉墙试验。土体是每隔 20cm 厚夯实堆积而成的, 然后从上到下建造土钉墙。所用砂土的级配均匀, 堆积后相当于中密砂,  $\varphi=38^\circ$ ,  $c=3\text{kPa}$ , 标准贯入击数在 1m 处为 8 击, 6m 深处为 15 击。1 号墙高 7m, 宽 7.5m, 用铝管作为土钉的筋体, 管径 16~40mm, 壁厚 1~2mm, 土钉孔径 63mm, 管外低压注浆, 土钉的水平间距为 1.15m, 竖向间距 1.0m, 共 7 排, 墙体分步修建, 每步挖深 1.0m。选用铝管作土钉是为了能同时提供拉力和弯矩。为保证发生预定的土钉抗拉强度破坏, 设计使土钉有足够长度并将强度的安全系数降到 1.1, 从顶部加水使土体逐步饱和引起破坏。开挖到最后一步(第 7 步)时, 第一排土钉断裂。试验结果表明: ①随着自上向下开挖深度的增加, 土钉墙的水平位移明显增加; ②开挖结束时, 最下排土钉拉力为零, 由于土体徐变, 开挖完成三个月后测得的各排土钉拉力值要比开挖刚结束时增加 15%, 最下排土钉开始受拉; ③土钉内最大拉力沿高度呈现上下小、中间大的形态。上排土钉拉力接近或超出按静止土压力算出的数值, 而下部土钉拉力远低于按主动土压力算出的数值; ④土钉墙建造三个月后, 进行破坏试验。水从土钉墙顶面加入, 逐渐使土体饱和。砂土的粘聚力消失并且自重增加, 然后土体沿破裂面滑动, 面层下沉 0.27m, 顶部水平位移 0.09m, 下部水平位移 0.17m, 破坏面与地面相交点距面层约 0.35 倍墙高; ⑤第 3 排土钉端部拉力随着开挖深度的增加而增加。土钉端部受力较小, 与钉内最大拉力的比值在土钉刚置入后约为 1, 随着向下开挖, 这一比值降低; ⑥土钉拉力在土体开挖支护 2~3 步的过程中增加很多, 再往后增加较小。一是说明了基坑开挖引起的应力增量主要施加在临近 2~3 开挖步的土钉中, 二是说明了土钉的界面摩擦力的充分发挥仅需要较小的相对位移; ⑦土钉在使用阶段主要受拉, 临近破坏时抗弯刚度才起作用, 弯剪作用对于提高支护承载能力的贡献甚少, 但对

防止快速破坏有好处；⑧最大水平位移与最大竖向位移大体相等；⑨最大位移比与安全系数有关。安全系数越大，最大位移比越小；⑩极限平衡分析方法能够估计土钉支护破坏时的承载能力。

### 3. 德国 Karlsruhe 大学岩土研究所的大型试验

这是国际上最早进行的大型土钉墙试验，共有 7 个墙体，高 6m 及 7m，边坡具有一定的坡角，打 5 排土钉支护，上 3 排 3m 长，下 2 排 3.5m 长。该试验研究了土钉内力、面层土压、支护变形、破坏机构，以及土钉长度、间距等参数对支护稳定性的影响，所用土体包括松砂、中密砂、粉砂和粘土，采用地表加载造成破坏。研究表明：①由地表加载引起的土钉墙面层倾斜与由土自重引起的形状不同。由土自重引起的水平位移呈现为“探头”形状，即坡顶最大，坡底最小，大体自下而小递减；而由地表加载引起的水平位移上下小，中间大，即呈现为“鼓肚”形状；②自重产生的土侧压力坡顶、坡底小，中间大，呈现为“鼓肚”形；而地表加载引起的土侧压力上小下大；③面层背后实测的土压力合力为按自重作用下三角形分布的库仑土压力计算值的 50%，地表荷载增加时，面层下土压力增加也较小，约为库仑值的 70%；④继续增加荷载做破坏试验时，底部土压力最后突然增大，最下一排土钉拔出；⑤随着荷载的加大，土钉墙下半部分土钉沿全长轴力从枣核形逐渐转变为离面层处大、尾端小，上半部分土钉沿全长受力仍保持枣核形不变，峰值位置也大体保持不变；⑥最大位移比约为 0.15~0.22%；⑦由于实际工程中土钉墙主要受重力作用，所以加大地表荷载造成的破坏不能准确反映出土钉墙支护的实际工作性能；⑧土钉墙受地面交通动载试验的结果表明，土钉墙抗动载性能优良，其稳定性和变形不受振动影响。

### 4. 中冶建筑研究总院有限公司（原冶金部建筑研究总院）部分研究成果

程良奎、杨志银等人 1992 年开始，结合工程实践，对土钉墙及复合土钉墙技术做了大量现场测试、室内试验、数值分析及理论研究、机械设备研制、施工工艺试验等工作，取得了不少重要成果，部分成果如下：①竖向的土侧压力并非总是表现为鼓肚形分布，有时也呈现上部小、下部大的分布曲线，将之简化为梯形（即土压力的上半部分为三角形，下半部分为矩形）更准确一些。这与传统的库仑土压力三角形分布不同，但总的土压力与之相接近。这种形状在基坑上半部分土质较好、下半部分土质较差时容易出现，且与土钉的设置参数有关。当基坑的下半部分为软土、含水量丰富的砂土及松散填土等不良土质，或裂隙发育的残积土、全风化、强风化土层，如果主要结构面与基坑侧壁的走向、倾向大体一致，或有两组结构面的交线倾向侧壁，下层土体在重力等因素作用下易产生崩塌、剥落等平面或楔形破坏，以及地下水位维持在较高水平时，都可能出现这种形状。当出现这些地质条件时，土钉墙沿竖向的变形也可能呈现鼓肚形，而非通常的上大下小。变形呈现“踢脚”形、即底部的水平位移最大时，往往是基坑失稳的前兆；②有些工程土钉的拉力值及基坑变形在基坑完成后基本稳定，而有些要持续较长时间，即便在较好的土层中。某工程土质为花岗岩残积土，土钉墙完工 6 个月后内力及变形才趋于稳定。这与土的性质密切相关，主要可能是由于土体的徐变或流变所致，尚不能准确判断。增加的幅度也可能较大，最大值能够达到基坑刚刚完成开挖的 2 倍。雨水、坡顶荷载等因素均会加大土钉的拉力及基坑变形；③土钉内力重分布过程中能够在一定程度上自行调节所受荷载的大小，即刚度、强度大的土钉可分担更多的荷载。这对土钉墙的整体安全性非常重要，假定局部有土钉失效，周边的土钉可分担本该失效土钉承担的荷载，体现了土钉靠群体共同作用的工作性能；④通常情况下，最大破裂面与坡顶的距离不固定，主要受土质影响，土质较好且较为单一时，约为 0.3~0.35 倍开挖深度。

### 9.3.3 土钉墙的工作性能

通过对国内外土钉墙工程的实际测试资料及大型模拟试验结果的分析，可以将土钉墙的工作性能归纳为以下几点<sup>[18] [19]</sup>：①土钉墙的最大水平位移一般发生于墙体顶部，在深度方

向越往下越小，即呈“探头”型，在水平纵向离墙面越远越小。水平位移在开挖面以下的开展深度有时较深，最大可达到开挖深度的 0.3~0.4 倍。变形受土质影响较大，较好土层中最大水平位移比一般 0.1%~0.5%，有时可达 1%，软弱土层中较大，有时高达 2%以上。对于较好土质，这种数量级的位移值通常不会影响工程的适用性和长期稳定性，不构成控制设计的主要因素，但在软土中则要慎重考虑。土钉的设计参数是控制位移的主要因素，土钉间距、长度、刚度、孔径、倾角注浆量、浆液强度等对位移均有影响；施工方法，如土方开挖的快慢、每步开挖高度、开挖面暴露时间的长短等均对位移有影响；此外，一些外界条件，如地面超载、地下水位变化、振动及挤压等，也会对位移产生影响。开挖完成后位移仍有一定的增长，增长量与土的性状密切相关，也与土钉的蠕变、内力的重分布等因素相关，软弱土层中随时间增加的幅度相对较大且延续的时间相对较长；②土钉内的拉力分布是不均匀的，一般呈现沿全长中间大、两端小的枣核形规律，反应了土钉对土的约束。最大拉力一般位于土钉中部，临近破裂面处。实际破裂面位置不唯一确定，主要由土钉墙设计参数决定。土钉刚安装时，一般位于边坡的底部，边坡土体受紧邻基底土的约束，变形和应变很小，沿土钉周边产生的钉-土界面剪力较小，不足以使土钉产生较大拉力，故土钉仅受较小的力甚至不受力，且最大受力点靠近面层。随着土方开挖，土钉的内力逐步增大，但拉力增大到一定程度后增速变缓；最大受力点逐步向尾部转移，土钉位置越往下，最大受力点越靠近面板。这样，在竖向上土钉最大受力也大体呈现在中部大、在顶部及底部小的鼓肚形规律。最大拉力值连线与最危险滑移面并不完全重合，最危险滑移面是土钉、面层与土相互作用的结果。土体产生微小变位即能使土钉受力，大量拉拔试验表明，几毫米至二、三十毫米的相对位移往往就能使钉土粘结力达到极限；③由于测量面层所受荷载的难度很大，测量数据质量差难以采信，故人们对面层的受力状况尚不十分清楚。对土钉的监测数据表明在面板附近土钉头受力不大，锚头的荷载总是小于土钉最大荷载，对土钉墙较上部分中承受最重荷载的土钉，锚头的荷载一般也仅约为土钉最大荷载的 0.4~0.5 倍。实际工程中也并未发现在土钉墙整体破坏之前喷射混凝土面板和钉头已产生破坏现象，故设计中一般对面层不作特殊设计，结构满足构造要求即可；④面层后土压力分布接近于三角形，由于受基底土的约束，在坡角处土压力减少，不同于传统认为的上小下大的三角形。测量数据表明土压力合力约为库仑土压力的 60~70%；⑤一般认为，破裂面将土体分成了两个相对独立的区域，即靠近面层的“主动区”及破裂面以外的“稳定区”，如图 9-7 所示。在主动区，土作用在土钉上的剪应力朝向面层并趋于将土钉从土中拔出；在稳定区，剪应力背离面层并趋于阻止将钢筋拔出。土钉将主动区与稳定区连接起来，否则，主动区将产生相对于稳定区向外和向下的运动而引起破坏。为了达到稳定，土钉的材料抗拉强度必须足够大以防止被拉断，抗拔能力必须足够大以防止被拔出，锚头连接强度必须足够大以防止面层与土钉脱落。

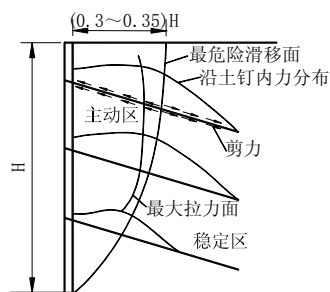


图 9-7 典型的土钉内力分布图

### 9.3.4 复合土钉墙的作用机理与工作性能探讨

止水帷幕、微型桩及预应力锚杆等构件的存在，使复合土钉墙与土钉墙有着不同的工作机理，受力工作机理更为复杂多变。构件的性能各异，不同的复合形式工作机理必然不同，

不可能用一个统一的模式进行分析研究，这里仅提出一些肤浅的认识。

从结构组成、受力机理、使用条件及范围等方面出发，复合土钉墙大体可分为三个基本类型，即止水帷幕类复合土钉墙、预应力锚杆类复合土钉墙及微型桩类复合土钉墙，其它类型的复合土钉墙可视作这三类基本型的组合型。这三种类型中，又分别以深层搅拌桩复合土钉墙、预应力锚索复合土钉墙及钻孔灌注微型桩复合土钉墙为代表。

### 1. 深层搅拌桩与土钉墙的复合支护

#### (1) 结构特征

与土钉墙相比，搅拌桩复合土钉墙在构造上存在几个特点：①搅拌桩在土体开挖之前就已经设置，而土钉墙构件只能在土体开挖之后设置；②搅拌桩与喷射混凝土面层形成复合面层，较单纯混凝土面层的刚度提高数倍；③搅拌桩通常插入坑底有一定的深度，而土钉墙墙底与坑底基本持平；④搅拌桩通常连续布置，两两相互搭接成墙。

#### (2) 搅拌桩在复合支护体系中的作用<sup>[20][21]</sup>

①增加复合抗剪强度。与土相比，搅拌桩具有较高的抗剪强度，通常比土体高几倍甚至高出一个数量级，这对复合支护体系的内部整体稳定性具有一定的贡献，在基坑较浅或土质较差时，这种贡献不可小觑。②超前支护，减少变形。某层土体开挖后至该层土钉墙施工完成前的一段时间内，土体水平位移及沉降均会迅速增大，该突变量在总变形量中占有较大的比例，有研究表明能占到总位移的 50%。设置了搅拌桩后，搅拌桩随开挖即刻受力，承担了该层土体释放的部分应力并通过桩身将之向下传递到未开挖土体及向上传递给土钉，约束了土体的变形及减少了变形向上层土钉的传递，从而减少了支护体系的总变形量。③预加固开挖面及土体开挖导向。软土、新填土及砂土等自立能力较差，开挖面易发生水土流失或流变，搅拌桩连续分布且预先设置，防止了此类破坏，增加了开挖面临时自稳能力，且能够使开挖面保持直立。④帷幕止水。不少人顾名思义，想当然认为设置了止水帷幕后，就应该能完全阻隔住基坑外的地下水向基坑内的渗流及地下水位的下降。实际上做不到。搅拌桩帷幕的防治水作用有三点：a. 无止水帷幕时，土钉墙施工前，坑外的地下水在土方开挖时从开挖面流入坑内；土钉墙完成施工后，坑外地下水会从土钉墙与坑底土的交界面、土钉孔及喷射混凝土面层中的薄弱点等处向坑内渗透，主要从坡脚逸出，坑外水位下降较多，浸润线较长，降水漏斗较大，基坑起到了一个巨大的降水井的作用，对周边环境影响较大。有止水帷幕时，尽管土钉施工期间及完成施工后，地下水仍会沿着土钉孔向坑内渗透，但帷幕阻止了地下水向坑内的自由渗流，改变了流线轨迹，减缓了地下水的渗流速度，减少了渗流量，同时防止了地下水从坡脚逸出，提高了地下水位，从而缩短了浸润线，缩小了降水漏斗半径，缩小、减轻了对周边环境的影响。b. 坡面涌水量较大时，止水帷幕限制了出水点的位置，容易封堵或导流，如果没有止水帷幕则很难治理。c. 地下水降低了喷射混凝土与面层的粘结强度，边坡表面地下水渗出严重时，喷射混凝土与土体甚至不能粘结。对已经成型的混凝土面层，如果土层的渗透系数大，土体中裂隙是地下水渗透的通道，在水头作用下地下水从混凝土面层下渗出，携带走混凝土面层下细小土颗粒，使混凝土面层下出现空隙。空隙越来越多、越来越大，渗进去的水量也越来越多，携带走的土粒也就越来越多，使混凝土面层与土体逐渐脱离，最终失去防护作用，时间越久这种机率越大。搅拌桩防止了此类破坏的发生。⑤扩散应力。搅拌桩的刚度较大，限制了钉土之间的相对位移，削弱了土钉之间的土拱效应，承担了部分土压力，使土钉受力减小。与土钉墙通过钉土的摩擦作用传力相比，搅拌桩刚度较大且传力直接，在竖向上能更好地协调上下排土钉的内力分配，能调动更远处的土钉、土钉的更远端及更深处（最深约 1 倍开挖深度）未开挖的土体参与共同受力，减小了坡顶拉张区及塑性区的范围，扩大了滑移面的半径，如图 9-6c 所示，增加了土体稳定性。⑥稳固坡脚。土钉墙坡脚是剪应力集中带，常因积水浸泡、修建排水沟或集水井、开挖承台或地梁等原因受到扰动破坏，降低了支护结构的稳定性。搅拌桩减少了应力集中程度及范围，阻止了



塑性区在坡脚的内外连贯,防止了这类扰动破坏对支护体系造成不良影响。⑦抵抗坑底隆起。基坑开挖过程是坑底开挖面卸载的过程,卸荷和应力释放造成坑内土体向上位移。基坑开挖较浅时,坑底只发生弹性隆起,开挖到一定深度后,基坑内外土面高差形成压力差,引起基坑底面以下的支护结构向基坑内变位,挤推支护结构前面的土体,坑底产生向上的塑性隆起,并引起地面沉降,严重时会造成基坑失稳。弹性隆起量在基坑中央最大,而塑性隆起量最大值靠近基坑边。坑底隆起与多种因素有关,如基坑面积、开挖深度、支护结构的入土深度、降水、工程桩、渗压等。支护结构入土深度从三个方面改善了基坑抗隆起稳定性: a. 支护体有一定的刚度和强度,能够阻挡土体从基坑外流向基坑内,因而减小了隆起量; b. 在正常固结的土体中,有效应力随深度增加而增加,土的强度相应增加,因而在滑动面上发挥了更高的抵抗力; c. 支护结构与被动区土体间具有一定的摩阻力,可减少隆起量。故在一定深度范围内,支护结构入土越深,抵抗隆起的效果越好。搅拌桩复合土钉墙较土钉墙加深了支护结构的入土深度,抗隆起稳定性得到提高。

### (3) 工作机理及性能

土钉墙的面板为柔性,搅拌桩复合土钉墙的面板为半刚性且有一定的入土深度,这种结构上的差异导致了受力机理不同。①基坑刚开挖时,搅拌桩呈悬臂状态独自受力,桩身外侧(背基坑侧)受拉,墙顶变形最大<sup>[22]</sup>; ②随着土钉的设置及土方的开挖,土钉开始与搅拌桩共同受力,由于搅拌桩承担了部分压力,土钉受力较土钉墙明显减小,水平位移逐渐增大,在竖向上呈现上大下部小的特点,但顶部水平位移较土钉墙明显减小,搅拌桩受土钉拉结,弯矩曲线在土钉拉结处局部出现反弯; ③基坑继续加深,搅拌桩上部几乎不再受力,传递到基坑上部的力主要由上排土钉承担,上排土钉的内力增大,顶部水平变形继续增加,搅拌桩下部与土钉继续共同受力; 基坑继续加深,土钉内力继续增大,上排土钉的拉力基本与不设搅拌桩时相同,拉力峰值向土钉中后部转移,支护结构表现为土钉墙的受力特征,即仍为土钉受力为主,但土钉拉力的峰值降低,沿深度的水平变形仍表现为顶部大底部小,搅拌桩上部受拉区逐渐转化为受压区; ④基坑进一步加深,支护结构表现出桩锚支护结构的特征,上排土钉拉力增加缓慢,搅拌桩顶部水平位移不再增加且在离桩顶一定距离内产生反向弯曲,新增加的土压力由搅拌桩的下部及下排土钉承担,由于搅拌桩顶部所受的侧向荷载较中下部小,搅拌桩刚度较大,类似于弹性支撑的简支梁,受压后产生弯曲变形,故搅拌桩中部水平变形增大,使竖向的水平位移呈现出鼓肚形状,同时,搅拌桩下部拉压力继续增大,在坑底附近弯矩及剪力达到最大。上述过程如图 9-8 所示。

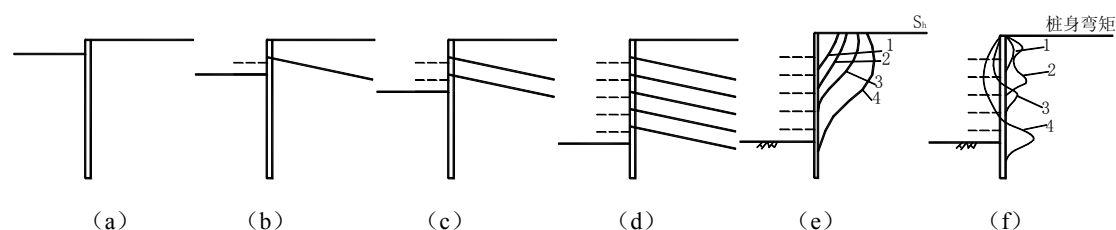


图 9-8 搅拌桩复合支护变形及受力

(a)~(d)开挖步骤; (e)水平位移  $S_h$ ; (f)搅拌桩弯矩

搅拌桩复合土钉墙有如下工作性能: ①变形曲线与土钉墙不同。土钉墙的变形特征与素土边坡类似,一般表现为:沿深度的水平位移呈探头形,坑外沉降曲线坡顶最大,向远处单调递减,如图 9-9a 中曲线 1、2 所示。搅拌桩复合土钉墙的变形特征一般表现为:沿深度的水平位移中部大,顶底两头小的鼓肚形,如图 9-9b 中曲线 1 所示,鼓肚的位置不确定,主要与土质状况及土钉参数有关,但距坡面一定距离后仍表现为上大下小<sup>[23]</sup>,如图 9-9b 中曲线 3 所示;坑外沉降曲线表现为锅底形,如图 9-9b 中曲线 2 所示,沉降影响范围(锅的直径)一般为 1~2 倍的基坑深度,锅底的位置大约为坑深的 0.5~1.0 倍处,随着基坑的开挖不

断远离坡顶，沉降量很难估计。这种形状主要是搅拌桩造成的，搅拌桩桩顶几乎不沉降，也减缓了相邻土体的沉降。搅拌桩复合土钉墙可使总位移量减少 20~30%，地表沉降量小于土钉墙，沉降速率也较缓，也易趋于稳定。②土钉受力沿全长方向仍表现为中部大，两端小，但峰值向挡墙一侧移动，且位于峰值与挡土墙之间的拉力与土钉墙相比增大了，上排土钉尤为明显。③土钉刚度越大，对减少水平位移越有效，尤其是上排土钉，如果刚度较大可明显减少土钉墙的水平位移。④第一排土钉加长对控制桩顶变形的效果不明显，这与土钉墙不同，可能是因为搅拌桩的刚度对桩顶变形的影响更大的缘故。⑤搅拌桩刚度增加，可有效减少深度方向上的最大水平位移且变形速率减缓，但对减少桩顶水平位移效果不明显；可降低下排土钉拉力，位置越低的土钉受影响越明显；可减少地面沉降量。但刚度过大，可能会使最上排土钉受力增加。⑥搅拌桩入土深度加长，可减少基坑水平位移、沉降、坑底隆起量及减少土钉拉力，搅拌桩嵌固存在临界深度，桩长超过临界深度后有利影响不再加大。临界深度和土质有关，土质越差越深，故在软弱土层中需适当加深桩长。⑦搅拌桩提供的抗剪强度是个相对固定值，土体的下滑力及抗滑力总量随着基坑的加深而增加，所以基坑较浅时，搅拌桩对稳定计算所做的贡献较大，基坑较深时，所起的作用相对较小。搅拌桩抗剪强度所提供的抗滑力矩在总抗滑力矩中通常能占到 5~40%。⑧高压喷射注浆桩因造价高，使用少，缺少对其专项研究。其强度较搅拌桩高一些，可视为搅拌桩进行设计计算。

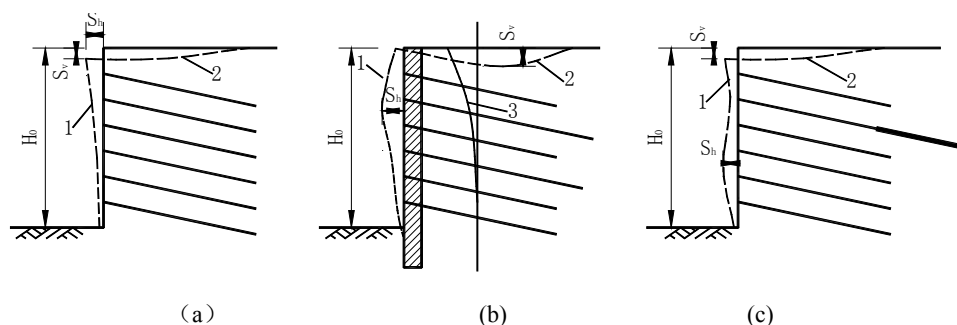


图 9-9 复合土钉墙与土钉墙的变形比较

(a) 土钉墙；(b) 搅拌桩复合土钉墙；(c) 锚杆复合土钉墙

#### (4) 地表裂缝分析

搅拌桩复合土钉墙施工及暴露期间地表会产生裂缝。根据裂缝产生原因及时期可分为三组<sup>[24]</sup>，如图 9-10 所示：①基坑开挖后不久，就会在搅拌桩背后与土体之间出现一条裂缝。该条裂缝沿基坑走向通长发展，深度较浅，宽度一般不超过 10~20mm，土质越差宽度越大。其原因主要是搅拌桩与土的刚度相差较大、搅拌桩受力后位移及土钉注浆所致。该组裂缝施工完 2~3 排土钉后一般不再扩大，对基坑的整体稳定性影响不大。基本型土钉墙偶尔也会在墙后 0.3~0.8m 距离内出现这组裂缝，情况类似。②随着基坑的开挖，地表距墙顶一定距离处出现较小裂缝。这为第二组，表明土的抗剪强度基本充分发挥，是土体压力从静止土压力向主动土压力转变的外在表现。如果没有土钉的存在，这组裂缝即潜在破裂面。因为土钉的存在，破裂面至临空面（主动区）的土体不会沿该破裂面滑动，而是随着基坑的挖深，通过塑性区的不断向后扩展把破裂面向后传递，在更远处相继出现多条裂缝，原有裂缝可能同时在加宽、加长、加深。第二组裂缝在土钉墙及复合土钉墙中普遍存在，长度不等，从几米至几十米均有可能，深度较浅，宽度宽窄不一，与土体开挖状况及土钉墙施工周期密切相关。第二组裂缝也可能在基坑开挖结束后出现，且往往不只一条，有几条基本平行发展，潜在破裂面处一般会出现裂缝，但受多种因素影响，其它位置也可能出现。③在土钉末端附近可能产生第三组裂缝。此时上排土钉拉力已传递到尾端，土体强度得到充分调动，部分土钉拉力峰值基本达到极限状态，裂缝至坑边的土体有整体滑移的趋势。该组裂缝较长，一般在十几米以上，裂缝继续发展，两侧土体错动出现高差，搅拌桩桩身出现水平剪切裂缝，如被剪

断则上半部分桩向坑内滑出，土钉弯折，基坑侧壁达到极限平衡开始失稳破坏。

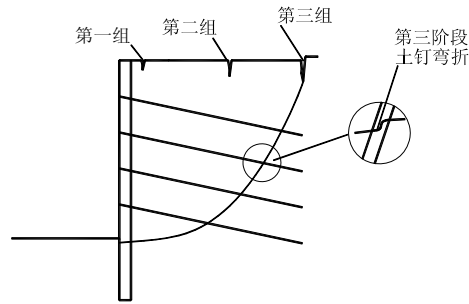


图 9-10 搅拌桩复合土钉墙的地表裂缝

## 2. 微型桩与土钉墙的复合支护

微型桩复合土钉墙的工作机理与性能与搅拌桩复合支护类似。不同之处在于：①微型桩因不连续分布，与搅拌桩相比存在几方面不足：a. 不能起到止水帷幕作用；b. 因在软土、松散砂土等土层中很难形成土拱效应，桩间水土容易挤出流失；c. 在软土中抵抗坑底隆起效果不明显。故在软土地区较少采用这种复合支护形式；②微型桩复合土钉墙的破坏模式有两种：a. 类似于搅拌桩复合土钉墙的整体剪切失稳破坏，桩被剪断，土钉被拔出或弯断，面层被撕裂成几块。b. 非整体性破坏，主要表现为土体剪切破坏后，土方从桩间坍塌，微型桩未被破坏，或被坍塌土方冲剪折断破坏。目前尚不清楚这两种破坏形式的产生条件，但经验表明微型桩与土体的刚度比是个重要因素。刚度比较小、即微型桩刚度较小或土质较硬时，常常表现为第 1 种破坏形式，刚度比较大时常常表现为第 2 种；③搅拌桩连续分布，对桩后土约束极强，迫使桩后复合土体与搅拌桩几乎同时剪切破坏，而微型桩断续分布，不能强迫桩后土体与之同时变形，且因其含金属构件，刚度更大，抗剪强度更高，其抗剪强度不能与土钉、土体同时达到极限状态，与面层的复合刚度越大受力机理越接近于桩锚支护体系；④微型桩刚度较大时，可显著地减少坡体的水平位移及地表沉降；⑤微型桩种类繁多，采用不同的作法对复合支护结构的影响差异较大。

## 3. 预应力锚杆与土钉墙的复合支护

### (1) 工作机理及性能

预应力锚杆与土钉的相同之处，在于起到了与土钉相同的作用，即成为土体骨架、分担荷载、传递与扩散应力、约束坡面、加固土体等；与土钉的不同之处有二：①额外提供了预加应力；②其刚度通常比土钉大很多。

土钉需借助土体的微小变形被动受力，锚杆如果不施加预应力，其工作机理及性能大体上等同于土钉，施加了预应力之后锚杆主动约束土体的变形，改变了复合支护体系的性能。锚杆锁定时会有瞬间预应力损失，有时较大，导致锁定后预应力比张拉时预应力要小。张拉完成后，随着锁具、承压构件及其下卧土体变形趋于稳定，锁定的预应力值基本稳定。锚杆或土钉正常工作时，在某一状态下，需要为保持土体稳定而提供的最小拉力本章称之为真值，锚杆或土钉能提供的极限抗力如果小于真值则土体失稳。锁定值与真值的关系对锚杆与土钉复合作用的性能有重大影响。随着时间的推移，锁定值仍会因钢材的松弛、土体的徐变等因素继续损失，但这是一个长期的过程，不影响研究锚杆与土钉的复合作用机理。

研究表明：①锚杆施加预应力会导致周边 1~3 排的土钉的内力下降，施加的预应力越大，土钉内力下降的程度越大，影响的距离也越远，受影响的土钉排数也越多<sup>[25]</sup>。②随着基坑的开挖、土压力的增加，锚杆受到的土压力增大，如果锁定值小于真值，锚杆受到的压力大于锁定值后，锚杆拉力开始增加，直至增加到真值；如果锚杆锁定值大于真值，则锚杆的拉力不再增大。③随着基坑的开挖、土压力的增加，土钉的内力不断增大。土钉内力的增幅受到相邻锚杆的锁定值的影响，如果锁定值小于真值，土钉内力增加较快、较大，距离锚杆较

远的土钉内力可增加至该排土钉内力真值；如果锚杆锁定值大于真值，土钉内力增加较慢、较小，一直达不到该排土钉内力真值。④锚杆的锁定值小于真值时，锚杆的拉力与土钉拉力并不同步增加，锚杆拉力增速较慢，但增加的幅度大，达到真值的时间要更长，这说明了锚杆对位移不如土钉敏感，强度较大。⑤土钉内力分布及传递特征与土钉墙基本相同，说明锚杆施加预应力只改变了土钉内力的大小。土钉几乎不对锚杆产生影响，锚杆表现出其固有的各种特征，例如施加的预应力较大时，损失值也会较大。⑥预应力提前施加给土体，有利于保护边坡土的固有强度，避免土体因受到开挖扰动而强度降低。随着预应力的提高，坡体内的潜在破坏区——拉张区和塑性区均明显减小，如图 9-6d 所示。预应力起到了提前“缝合”滑移面的作用，改善了坡内的应力分布状态，延缓或阻止了破裂面的连贯及出现，增加了边坡的稳定性。⑦如果锚杆只布置在基坑的下部，施加预应力后可使边坡上部变形增大，上部土钉向坑内位移，这将增加土体的应力集中，使塑性区及拉张区增加，对基坑的稳定不利。工程中常遇到土钉墙完成后基坑需局部加深情况，如采用预应力锚杆加固基坑底部，需谨慎考虑这种不利因素。⑧与土钉墙、止水帷幕复合土钉墙一样，工程中观察到锚杆复合土钉墙几乎也只有整体失稳破坏这一种破坏模式。土体超挖、地面荷载巨增、地下水渗流等不利因素，可导致土钉及锚杆内力增加，土体塑性变形加大，土钉内力先达到极限，部分开始失效，将其承担的大部分荷载转移到锚杆上，锚杆内力增大。土钉失效后对土体的约束变小，土体水平及竖向变形均加大，土体沉降，带动锚杆锚头与之一起下沉或者与锚头脱开，使锚杆自由段松懈，预应力损失殆尽，锚杆失效，基坑坍塌，土钉被拔出或弯断。锚杆因设计抗力一般较大，是土钉的数倍，安全储备大于土钉，此时尚未达到承载极限，一般不会被拉断或被拔出破坏。⑨综上，锚杆能够与土钉协调工作，增加了边坡的稳定性。当锚杆锁定值小于真值时，锚杆对土钉的影响不大，锚杆土钉墙在受力上基本等同于土钉墙；当锚杆锁定值大于真值时，锚杆承担了一部分本来应该由土钉承担的荷载，导致土钉受力减少，相当于上下排土钉内力分配不太合理的土钉墙。由于锚杆的强度高，多分担些荷载并不会降低支护结构的整体安全性，可以将锚杆视为长土钉进行土钉墙稳定性计算。

#### (2) 变形特征

①预应力预加给土体，约束了边坡的变形。加大锚杆的预应力可显著减少面层的水平位移，位移量最大可减少 40~50%。但预应力存在着临界值，超过临界值后再加大对控制变形效果不大，一般锁定 100~150kN 的预应力即可达到较好的效果。②水平位移在深度方向上的分布有时表现为探头功，与土钉墙相似，但变形曲线不够光滑，锚杆处存在较尖锐的拐点，如图 9-9c 曲线 1 所示。有时也表现为鼓肚形，与搅拌桩复合土钉墙相似，此时地表沉降最大值位置离坡顶距离约为 0.2~0.6 倍开挖深度。曲线形状除了与土钉墙相同的原因外，还与最上排预应力锚杆的位置及施加的预应力值密切相关，锚杆预应力较大时易出现后一种形状。③锚杆施加预应力对减少坡顶沉降作用不大，对抵抗坑底隆起基本没作用。

有一种设计观点认为：可以将土钉墙整体视为一块较厚的墙面板，则锚杆复合土钉墙类似于锚杆挡土墙，可按锚杆挡土墙理论进行分析设计。但锚杆复合土钉墙的整体刚度较差，这样做是否可行很值得商榷。深圳市福田区某三层地下室基坑按此理论设计，变形很大，最终第三层地下室因风险太大没有开挖，改为了两层。

#### 4. 其它几种复合土钉墙

上述 3 种复合土钉墙为基本型，另外 4 种是这 3 种的组合型，组合型的工作机理及性能取决于基本型。搅拌桩止水帷幕、锚杆及微型桩中，搅拌桩止水帷幕对土钉墙性能的影响最大，而微型桩在不需止水的土层中与搅拌桩的作用类似，故这 4 种组合型复合土钉墙基本上均包括了搅拌桩复合土钉墙的工作特征。

### 9.3.5 土钉墙抗冻工作性能探讨

全国约三分之二的国土面积为多年冻土或季节冻土。土钉墙在全国各地各行各业得到了广泛的应用，但目前对土钉墙抗冻性能的研究尚不多。国内外的研究成果及实测资料表明，季节冻土对土钉墙的影响不可忽视。

#### 1. 土钉墙的抗冻工作性能

冻结过程中，土中水分结冰膨胀，产生作用在挡土结构上的水平冻胀力，水平冻胀力远大于主动土压力。一般认为，季节冻土对土钉墙的工作性能有如下影响：①土钉拉力增加很多，一般可达冻结前的 2~5 倍<sup>[26]</sup>。目前的实测资料中，冻结后土钉拉力最大值大多为 40~100kN；②钉头处拉力增加最多，严重时可使土钉拉力的形状发生变化，从通常的枣核形可变成钉头大、尾部小的单向分布；③冻结后土钉及土钉墙的位移增加，且解冻后不再恢复；④冻土融化后，土钉拉力减小，但由于土体的被动阻力等原因，土钉拉力不能恢复到冻结前的水平，即增加的土钉应力中会有一部分永久作用在土钉上，且逐年累加；⑤墙顶部由于受到双向冻结，冻结较深，但冻结快且含水量较低，故冻胀较中下部小。一般墙的中部冻胀最大，位移也最大；⑥冻胀程度与温度、土性、土中含水量、保温条件等因素相关；⑦冻土融化后，土中含水量增加，土体结构受到扰动强度降低，主动土压力较冻结前增加，钉土粘结强度降低，土钉墙安全程度下降；⑧喷射混凝土面层在拌合料喷射过程中会自动带入少量空气在混凝土中形成气泡，空气含量约为 2.5~5.3%，气泡一般不贯通，且有适宜的尺寸和分布状态，类似于加气混凝土的气孔结构，这有助于减少水结冰时体积增长形成的冻结压力对混凝土的破坏，故喷射混凝土具有良好的抗冻性；⑨土钉墙刚度小、柔性大，对冻胀的约束较小，故较其它挡土结构而言，对冻胀的适应性较强，抗冻胀整体稳定性较好。

#### 2. 土钉墙抗冻措施

①钉头与面层的连接要牢固，防止钉头强度破坏；②土钉的长度不能太短，要保证在冻结层下有足够的锚固长度；③做好地面防水、排水工作，防止地表水渗入及地下水管破裂后管内水渗入坡体；④设置泄水孔，孔深应超过设计冻深，以疏干外层地下水及墙后可能存在的积水；⑤每隔 20~30m 设置一道伸缩缝，采用低温下不易凝固的渣油麻筋填塞；⑥加强基坑监测，特别是钉头的应力监测，以便及时发现、排除险情；⑦出现险情时可紧贴基坑侧壁堆砌一两层砂袋，既保温防冻又可增加坑壁稳定性；⑧采取草袋覆盖等必要的保温措施。

## 9.4 土钉墙及复合土钉墙的设计计算

### 9.4.1 设计参数选用及构造设计一般原则

#### 1. 土钉墙的几何形状和尺寸

初步设计时，先根据基坑周边条件、工程地质资料及使用要求等，确定土钉墙的适用性，然后再确定土钉墙的结构尺寸。确定平面尺寸时要考虑到桩基础形式及施工工艺，为桩基施工留出足够的工作面。桩基为静压预制管桩时，不仅要考虑边桩的施工，还要考虑到角桩的施工方法。土钉墙高度由开挖深度决定，确定开挖深度时要注意承台的开挖。承台较大较密及坑底土层为淤泥等软弱土层时，开挖深度应计算到承台底面。土钉墙抗超挖能力较弱。开挖面倾斜对边坡的稳定性大有好处，条件许可时，应尽可能采用较缓的坡率以提高安全性及节约工程造价。一般来说，土钉墙的坡比不宜大于 1: 0.2（高宽比），太陡容易在开挖过程中局部土方坍塌造成反坡。基坑较深、允许有较大的放坡空间时，还可以考虑分级放坡，每级边坡根据土质情况设置为不同的坡率，两级之间最好设置 1~2m 宽的平台。地下水丰富、需要采用止水型土钉墙时，采用上缓下直的分级方式是一种较为常用的作法。在平面布置上，应尽量避免尖锐的转角及减少拐点，转角过多会造成土方开挖困难，很难形成设计形状。设计时一般取单位长度按平面问题进行分析计算，有些文献指出应考虑三维空间的作用。如考虑空间效应，笔者建议对凸角区段局部加强，但不要考虑凹角对支护的有利影响，因为土钉

墙沿走向的刚度及整体性较差,相邻侧土的约束作用不如对排桩体系那么明显,有时反而会因土应力在边角的集中造成边角部的土钉墙安全性下降。

## 2. 土钉的几何参数

(1) 直径。钻孔注浆型土钉直径  $d$  一般根据成孔方法确定。孔径越大,越有助于提高土钉的抗拔力,增加结构的稳定性,但是,施工成本也会相应增加。故采用同一种工艺或机械设备成孔时,在成本增加不多的情况下,孔径应尽量大。人工使用洛阳铲成孔时,孔径一般为  $60\sim 80\text{mm}$ ,土质松软、孔洞不深时,也可达到  $90\text{mm}$ ;机械成孔时,可用于成孔的机械较多,孔径可为  $70\sim 150\text{mm}$ ,一般  $100\sim 130\text{mm}$ 。

(2) 长度。土钉长度  $L$  的影响是显而易见的,土钉越长,抗拔力越高,基坑位移越小,稳定性越好。但是,试验表明,采用相同的施工工艺,在同类土质条件下,当土钉达到临界长度  $l_{cr}$  (非软土中一般为  $1.0\sim 1.2$  倍的基坑开挖深度)后,再加长对承载力的提高并不明显。另外,土钉越长,施工难度越大,效率越低,单位长度的工程造价越高,尤其是当土钉的长度超过了  $12\text{m}$ 、即一整条钢筋的长度后。但是,很短的注浆土钉也不便施工,注浆时浆液难以控制容易造成浪费,故不宜短于  $3\text{m}$ 。所以,选择土钉长度是综合考虑技术、经济和施工难易程度后的结果,国内目前工程实践中土钉的长度一般为  $3\sim 12\text{m}$ ,软弱土层中适当加长。土钉过长时应考虑与预应力锚杆等其它构件联合支护或采用其它支护形式,过长土钉组成的土钉墙的性能造价比通常不如复合土钉墙。在欧美,早期应用的土钉墙支护中土钉采用短而密的布置形式较多一些,土钉的长度较短, Bruce 和 Jewell 在 1987 年对十几项土钉工程调查分析表明:用于粒状土陡坡加固时,土钉长度比(即土钉长度与坡面垂直高度之比)钻孔注浆型一般为  $0.5\sim 0.8$ ,打入型土钉一般为  $0.5\sim 0.6$ 。这一比例后来有了一定提高。美国联邦公路总局组织编写并于 1996 年 11 月出版的《土钉墙设计施工与监测手册》中,对 1990~1995 年 40 余项的土钉墙工程调查结果表明,80%以上的工程中土钉最长长度与坡面最大垂直高度之比约为  $0.8\sim 1.6$ 。近些年国内的工程实践中,土质不是很差时,土钉长度比一般为  $0.6\sim 1.5$ ,在新近填土、淤泥、淤泥质土、淤泥质砂等软弱土层中,长度比可达 2.0 以上。欧美国家极少在软土中使用土钉墙,缺乏这方面统计数据。当土坡倾斜时,侧向土压力降低,可以减短土钉的长度。不过,需要说明的是,对国内土钉长度的统计结果是基于图纸及论文等资料的,不一定是实际施工长度。

(3) 间距。土钉密度的影响也是显而易见的,密度越大基坑稳定性越好。土钉的密度由其间距来体现,包括水平间距  $s_x$  和竖向间距  $s_z$ ,水平间距有时简称为间距,竖向间距简称为排距。土钉通常等间距布置,有时局部间距不均。土钉间距与长度密切相关,通常土钉越长,土钉密度越小,即间距越大。Bruce 和 Jewell 统计分析表明:用于加固粒状土陡坡时,钻孔注浆型土钉粘结比( $d/s_x/s_z$ )为  $0.3\sim 0.6$ ,打入型土钉粘结比为  $0.6\sim 1.1$ ,即打入型土钉的密度要大一些。这些数据在国内并不适用,近些年国内的工程实践中,粘结比要大一些,即土钉的长度要长一些。从施工的角度,在土钉密度不变时,排距加大、水平间距减少便于施工,可加快施工进度,但是,一方面排距因受到开挖面临界自稳高度的限制不能过大,且横向间距变小排距加大边坡的安全性会略有降低,另一方面土钉间距过小可能会因群钉效应降低单根土钉的功效,故纵横间距要适合,一般取  $0.8\sim 1.8\text{m}$ ,即约每  $0.6\sim 3\text{m}^2$  设置 1 根。

(4) 倾角。理想状态下土钉轴线应与破裂面垂直,以便能充分发挥土钉提供的抗力。但这是做不到的。在理论上,土钉墙有多种稳定分析模式,破裂面是假定的,不同的计算模型假定的破裂面并不相同,破裂面的形状及位置只能是粗略的和近似的,与实际情况都会有程度不同的差别,故土钉不可能设计成与实际破裂面垂直。实际工程中,土钉安装角度很难控制,实际角度也只能是粗略的。就整体平均而言,国内外的研究表明,土钉倾角  $5^\circ\sim 25^\circ$  时对支护体系的稳定性影响的差别并不大,  $10^\circ\sim 20^\circ$  时效果最佳。破裂面接近地表时近似垂直,故靠近地表的土钉越趋于水平对减少变形及地表角变位效果越好,这已经被实践所证实,

但是土钉越趋于水平施工越困难。钻孔注浆型土钉要在已钻好的孔洞内靠重力作用注浆，欧美研究结果认为， $15^\circ$ 是能够保证灌浆顺利进行的最小倾角。实践表明，倾角不应小于 $5^\circ$ ，小于 $5^\circ$ 时不仅浆液流入困难、浪费多、需补浆次数多，而且因为排气困难，注浆不易饱满，很难保证注浆体内没有孔隙。故综合考虑，钻孔注浆型土钉的倾角以 $15^\circ\sim 20^\circ$ 效果最好。有时倾角更小或更大一些的目的是为了可以插入较好的土层。预应力锚杆灌浆时有采用止浆塞封堵加排气管排气的作法，因造价高、施工麻烦，基本不用于土钉施工。钢管注浆土钉因采用压力注浆，倾角可以缓平一些，但倾角过小与过大一样存在打入困难问题，故钢管土钉的最佳倾角为 $10^\circ\sim 15^\circ$ 。就土钉整体而言，每排采用统一的倾角设计及施工方便一些。

(5) 空间布置。①最上一排土钉与地表的距离值得关注。土钉之间存在着土拱效应及土钉之间荷载重分配，彼此可互相分担荷载，但第一排土钉以上的边坡处于悬臂状态，不存在土拱效应及荷载的重分配，土的自重压力及地面附加荷载引起的土压力直接作用到面层上，施工期间一直如此。为防止压力过大导致墙顶坡坏，第一排土钉距地表要近一些，同时工程设计时往往规定坡顶距坑边一定范围内（通常 $1\sim 2\text{m}$ ）不能有附加荷载，必要时应进行验算。但太近时注浆易造成浆液从地表冒出，也是不妥当的。一般第一排土钉距地表的垂直距离为 $0.5\sim 2\text{m}$ 。上部土钉长度不能太短，大量工程实践表明，如果上部土钉长度较短，土钉墙顶部水平位移较大，容易在土钉尾部附近的上方地表出现较大裂缝。②最下一排土钉往往也需要关注。下部土钉，尤其是最下一排，实际受力较小，长度可短一些。但工程中有许多难以意料的因素，如坑底沿坡脚局部超挖（挖承台、集水坑、电梯井、排水沟等），大面积的浅量超挖（如地下室底板标高小幅调整），坡脚被水浸泡，土体徐变，地面大量超载，雨水作用，等等，可能会导致下部土钉，尤其是最下一排，内力加大，支护系统临近极限稳定状态时内力增加尤为明显，故其也不能太短，且高度不应距离坡脚太远。有资料建议最下一排土钉距坡脚的距离不应超过土钉排距的 $2/3$ 。当然，也不能过近，要满足土钉施工机械设备的最低工作面要求，一般不低于 $0.5\text{m}$ 。有人认为最下一排土钉应加长，理由为：坡脚是应力集中区，开挖造成的次生应力较大，土体可能进入塑性状态使其强度降低，故应加长土钉，使之深入到基坑深处未被扰动的土中。这一理由并不充分，因为土钉在端头所受到的剪应力沿长度传递不了多远。③同一排土钉一般在同一标高上布置。地表倾斜时同一排土钉不应随之倾斜，因为倾斜时土钉测量定位及施工均不方便，最好是同排土钉标高相同，令其与地面的距离不断变化。此时应格外注意第一排土钉以上悬臂墙的高度。坡脚倾斜度不大时最下一排土钉也应该这样做（有时地下室底板底面被设计成缓慢倾斜的斜面）。但这些用于基坑开挖的经验用于道路边坡（路肩及路堑边坡）也许并不适合。上下排土钉在立面上可错开布置，俗称梅花状布置，也可铅直布置，即上下对齐。有人认为梅花形布置加大了土体的拱形展开，使相邻土钉间距较为均匀，有利于土拱形成，从而在施工过程中改善了开挖面的稳定，但也有人认为土拱倾向于在水平及垂直方向发展。没有资料表明哪种布置方式更有利于边坡稳定。铅直布置时放线定位更为容易一些，且能够为以后可能存在的使用微型桩类的补强加固措施留有较大的水平面空间。国内采用梅花型布置较多一些，而欧美国家恰好相反。在立面上土钉与基坑转角的距离没有设计限制，满足横向最小施工工作面要求即可。④在深度方向上，土钉的布置形式大体有上下等长、上短下长、上长下短、中部长两头短、长短相间5种，在土质较为均匀时，这5种布置形式体现了不同的设计人对土钉墙工作机理的认识不同：**a.**上短下长。这种布置形式在土钉墙技术使用早期较为常见，依据力平衡原理设计：认为主动土压力作用在面层上，每条土钉要承担其单元面积内的土压力，主动土压力为传统的三角形，既然越向下土压力越大，土钉也应越长，以承担更多的压力。这种设计理论目前基本上已被实践否定。**b.**上下等长。通常依据力矩平衡原理进行设计。因为性价比不太好，一般只在开挖较浅、坡角较缓、土钉较短、土质较为均匀时的基坑中有时采用。**c.**上长下短。通常依据力矩平衡原理进行设计，假定土钉墙的破裂面为直线或弧线，上排土钉要穿过破裂

面后才能提供抗滑力矩，长度越长能提供的抗滑力矩就越大，而下排土钉只需很短的长度就能穿过破裂面。这种布置形式有时因受到周边环境等条件限制而应用困难。d.中部长上下短。实际工程中，靠近地表的土钉，尤其是第一、二排土钉，往往因受到基坑外建筑物基础及地下管线、窨井、涵洞、沟渠等市政设施的限制而长度较短，而且其位置下移，倾角有时也会较大，可能达 25°~30°。另外，通过增加较上排土钉的长度以增加稳定性在经济上往往不如将中部土钉加长合算，所以就形成了这种形式。但第一排土钉对减少土钉墙位移很有帮助，所以也不宜太短。这种布置形式目前工程应用最多。e.长短相间。长短相间有两种布置形式，一种是在纵向（沿基坑侧壁走向）上，同排土钉一长一短间隔布置，另一种是在深度方向上，同一断面的土钉上下排长短间隔布置。采用长短间隔布置的理由为：较长的土钉能够调动更深处的土体，可以将应力在土体中分配得更均匀，减少了应力集中，从而提高了整体稳定性。但这似乎有悖于土钉的受力机理，因为粘结应力沿土钉全长并非均匀分布。如前一节所述，拉力沿土钉全长以峰值的形式从前端向尾端传递，峰值大体在破裂面附近。如果破裂面同时穿过长短土钉，则长土钉比短土钉多出来的部分没有提供阻力，浪费了；如果破裂面只穿过长土钉，则短土钉位于主动区内，不能提供抗滑力矩，没有充分发挥作用。这与锚杆复合支护不一样。锚杆的长度较长，锚固段的后半部分主要作用是提供锚固力给自由段，设计时可以不考虑锚固段对土坡稳定的作用。

### 3. 土钉的抗拔力

土钉主要依靠群体的空间骨架效应工作，单体的抗拔力在土钉墙支护体系中所起的作用远不如锚杆的抗拔力在锚杆挡土墙中那么重要。但是，作为可检验土钉工作性能及评价施工质量的最佳的、基本上也是唯一的依据，土钉的抗拔力在所有设计参数中是首要的。

土钉单体工作中理论上的破坏模式有 4 种：①土钉整条从土层中拔出；②筋体在破裂面附近拉剪断裂；③筋体从注浆体中拔出；④面层与土钉脱落。这 4 种破坏模式有些文献中笼统称为抗拔破坏，为叙述清楚起见，本章将第 1 种称为土钉抗拔强度破坏，第 2 种称为土钉抗拉强度破坏，第 3 种称为筋体抗拔强度破坏，第 4 种称为钉头强度破坏。4 种破坏模式中，第 3 种基本不会发生，第 4 种一般在整体失稳破坏前发生，重点要考虑前两种。

#### (1) 土钉抗拔机理

土钉抵抗荷载将之从土中拔出的极限能力即为土钉的极限抗拔力，简称抗拔力。钻孔注浆型土钉抗拔力本质上为注浆体与周边土体界面上的剪应力。沿土钉全长的拉力及界面剪力的分布与很多因素相关，如土体的塑性、强度、土颗粒大小及级配、密实度、含水量等性状参数，土钉的长度、直径、倾角、刚度等设计参数，土钉回转钻进成孔、冲击钻进成孔、人工铲掏孔、直接打入等成孔或安装方式，注浆压力、注浆量、注浆体强度等注浆参数，钉—土界面刚度，卸载速度，初始应力场，等等。土钉内力的局部平衡条件表明，土钉拉力的变化率等于该点单位长度上作用的剪应力，即：

$$dN/dl = \pi d \tau \quad (9-1)$$

式中  $dN$  为土钉  $dl$  长度上的拉力变化值(kN)， $d$  为土钉直径(m)， $\tau$  为土体与注浆体之间的界面剪力(kPa)。公式表明：土钉单位长度上的极限抗拔力取决于注浆体与土层在相对滑动之前的界面剪应力及土钉的直径。钢管注浆土钉不需成孔，直接将钢花管打入后注浆。开挖表明，浆液以出浆孔口为起点，在钢花管周边土体中呈脉状、片状、小球状分布，极少包裹在钢花管周围，部分出浆孔外没有浆液，即并非所有出浆孔都出浆，浆液先从阻力小的出浆孔出浆。浆液改善了土体，但并没有直接形成注浆体，故打入式钢管注浆土钉与其它打入钉一样，抗拔力本质上是钢花管与周边土体的摩阻力。对于钻孔注浆钉，钉—土界面剪应力即为土层与注浆体的摩阻力，对于打入钉及打入注浆钉，钉—土界面剪应力为钉土摩阻力，为叙述简单，本章统称为粘结应力。

需要说明的是，钉头处剪应力与拉力的关系不符合上式。由于面层对钉头产生一定的拉



力，故钉头拉力为钉—土界面粘结力形成的拉力与面层对土钉的拉力之和。

### (2) 粘结应力

国内外很早就开始了预应力锚杆粘结应力的研究。粘结应力沿锚杆锚固段的分布很不均匀，存在着严重的应力集中现象。锚杆受力后，粘结应力以峰值的形式向尾部扩散。土钉为被动式锚杆，随着基坑的开挖，粘结应力以双峰形式、拉力以单峰形式向尾部传递且不断增大，如图 9-11 所示。土钉较长时，初始受力阶段，粘结应力及拉力峰值均出现在离土钉头部较远处，尾部较长范围内没有应力；随着土方开挖、荷载的加大，峰值增大且向土钉的尾部传递，靠近头部的粘结应力显著降低；荷载进一步加大后，峰值靠近尾端，靠近头部的粘结应力继续下降甚至可能接近零（因为要承担面层的拉力，故钉头拉力并不为零），即土钉与土层脱开只留有残余强度。从粘结应力及拉力传递过程可知，能有效发挥粘结作用（或称抗拔作用）的长度是有一定限度的，该长度称之为有效粘结长度。国内外研究成果认为不同土层中预应力锚杆的有效粘结长度通常为 3~10m，土钉也大体如此。土钉较长时，平均粘结应力显然会随着总长度的增加而减少。

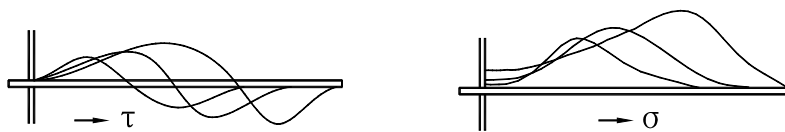


图 9-11 土钉内力沿土钉全长的分布

(a) 粘结应力；(b) 拉力

土钉与土体的刚度相差越悬殊，界面粘结应力沿全长的分布越均匀，应力的有效分布长度越大，意味着土钉在硬土较软土中的应力集中现象更明显，软土内界面粘结应力的均匀程度要比硬土中或密实的砂土中好得多，有效长度也更长一些。所以在软土中土钉可以适当加长。

当土的种类性状及土钉的施工方法不变时，钉—土的粘结应力与土钉的埋置深度无明显对应关系。随着埋置深度的增加，土的自重压力增加，界面粘结应力似乎应该增加，但对于钻孔注浆型土钉而言，预钻孔的孔洞效应抵消了这种影响，使得土钉的抗拔力与土自重压力不呈现明显的对应关系。打入型或打入注浆型土钉的界面粘结力与土钉埋置深度是否明显相关，业界的争议尚较大，笔者根据自身的工程经验认为在粘性土中无明显关系，在无粘性土中随着土钉埋置深度的增加而略有增加，从偏于安全出发，设计时不必考虑这种影响。

### (3) 粘结强度

通常用粘结强度（或称极限粘结强度）作为指标，评价某种条件下的土体能够为土钉提供的粘结应力极值的能力。这是一项极为重要的指标。土钉工作中，界面剪应力超过极限粘结强度时，注浆体与周围土体之间产生滑动破坏。显然，钉—土的界面粘结强度越高，土钉的抗拔力越高。影响界面粘结强度的主要因素有土的性状、成孔或安装方式、注浆压力及注浆量等。通过大量的抗拔试验、工程实测、理论研究、室内试验等，学者们得出了不同控制条件下的粘结强度值。《建筑基坑支护技术规程》（JGJ120-2008 送审稿）中推荐值如表 9-1 所示，是采用常压一次注浆工艺实测结果。欧美国家有根据粘性土的不排水抗剪强度及无粘性土中有效注浆压力估算粘结强度的经验公式，但国内对此研究较少，尚没有工程应用，目前采用的几乎都是现场拉拔试验得到的经验数据。

钉—土界面粘结强度具有如下特性：①随着粘性土强度（或刚度）的增加及塑性的减少而提高；②随着砂性土中的密实度的提高而提高，变化范围通常大于粘性土；③在砂性土及粘性土中均随着注浆压力及注浆量的提高而提高，但当注浆压力达到一定值（砂性土中约 4MPa）后，再增加无明显影响；④两次及多次注浆后，土体的抗剪强度及粘结强度有明显提高；⑤在龄期内随着水泥浆液强度的增加而提高；⑥成孔方式对粘结强度影响明显，泥浆

护壁成孔比机械干成孔、套管护壁成孔及人工洛阳铲掏成孔获得的粘结强度明显偏低。

土钉的极限粘结强度标准值  $q_{sik}$ (kPa)

表 9-1

土的种类	土的状态	成孔注浆土钉	打入钢管注浆土钉
填土	松散~稍密	20~30	25~35
淤泥质土	软塑	15~20	15~25
粘性土	$0.75 < I_L \leq 1$	20~30	20~35
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	30~45	35~50
	$0 < I_L \leq 0.25$	45~60	50~65
	$I_L \leq 0$	60~80	65~80
粉土	稍密~中密	40~80	50~90
砂土	松散	30~50	50~65
	稍密	50~70	65~80
	中密	70~90	80~100
	密实	90~120	100~120

使用极限粘结强度标准值时需注意以下几点：①目前工程界尚没有直接测量粘结应力的方法，只能间接得到，常用方法是测量土钉拉力，然后计算出粘结应力。拉力在土钉有效粘结长度范围以峰值形式存在，按目前的测试手段，峰值很难准确测量得到，即使能，目前也只具备科研意义，尚不能进入工程实用阶段。有效粘结长度上的极限拉力是容易测量到的，折算出土钉单位粘结表面积上的粘结应力，即粘结强度。目前国内外均主要通过现场抗拔试验得到极限抗拔力，然后计算出粘结强度，这种方法得到的粘结强度只能是平均值。表 9-1 中的“标准值”主要基于实测值经过数理统计方法得到的。②粘结强度标准值与土钉长度有关，表 9-1 中土钉的实际长度一般 6~12m。设计土钉长度较短时取大值，较长时取小值。由于土钉实际工作时剪应力在主动区与稳定区呈反向分布，在破裂面处分界，稳定区内的粘结应力提供工作抗拔力，所以在考虑土钉有效粘结长度时，只考虑稳定区内的长度即可，不应把主动区内的长度算在内。在稳定区内的长度超过 12m 时，应该对表内数值进行适当的折减，办法可参考《岩土锚杆（索）技术规程》(CECS22:2009)。③要注意不同数据的来源及适用范围。有些数据为地方性或行业性经验数据，与当地的土质状态、施工水平、检测方法等相关，也与一些行业规定、该行业的工程领域相关，如《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》(SJG05-2009 送审稿)中，粘结强度值较低，这与当地的地下水位较高、地下水丰富有较大关系。

#### (4) 抗拔力估算方法

通常可采用经验法、公式法及现场拉拔试验等 3 种方法来估算单根土钉的极限抗拔力。对于一个富有经验的设计者来说，能够根据土质性状等条件大体估计出土钉的抗拔力，而且能够根据经验对按公式法估算的抗拔力进行复核。无经验者或对某地层性状不很了解时，可按式 9-2 估算土钉的极限抗拔力  $N_u$ ，式中  $q_{sik}$  为土钉穿越的第  $i$  层土与注浆体之间极限粘结强度标准值(kPa)， $l_i$  为土钉在第  $i$  层土内的长度 (m)：

$$N_u = \pi d \sum q_{sik} l_i \quad (9-2)$$

土钉的实际抗拔力可能会受以下各种因素影响，造成彼此之间或与设计预估值有较大差异：①土的种类的不同及变异性；②成孔的质量，如钻孔的最终直径，孔壁的粗糙程度（决取于成孔工艺），孔内残留的土屑等松散物的量，孔壁是否有泥皮、泥浆残存，塌孔程度，等等；③注浆前钻孔的置放时间。时间越长越不利；④注浆方式，注浆压力，注浆量等；⑤固化剂种类及强度，注浆体强度及养护时间等；⑥钢管土钉的花管加工质量，如倒刺的刚度、倒刺与筋体的焊牢程度等；⑦地下水位的变化、地表水的浸泡、地面荷载的增加等其它因素。

钢管土钉由于管内充满了水泥结石,与管外水泥土共同约束了钢管的变形,提高了承载能力,其实际抗拉力比按材料强度计算的理论值高约 10~40%。但这种有利影响目前尚未被考虑,只是作为了安全储备。支护安全等级较高、重要的或大型工程应进行土钉的现场拉拔试验,以验证设计抗拔力或为设计提供依据。

#### 4. 杆体

土钉在实际工作时除了受拉外,还受剪及受弯,故筋体应有一定的抗剪及抗弯强度。但剪力及弯曲作用并不大,而筋体抗拉强度具有一定的安全系数,可以抵抗这些影响,正常情况下不需特别考虑。

为了增加土钉墙结构的延性,钢筋强度不宜太高,钻孔注浆土钉一般采用 HRB335 带肋钢筋,有时也选用 HRB400 带肋钢筋。筋体直径不宜过小,粘结应力的峰值远大于平均值,要防止峰值作用下筋体断裂,一般 16mm~32mm。打入式钢管土钉筋体一般采用公称外径 42~48mm、厚度 2.5~4.0mm 的热轧或热处理焊接钢管。也可采用无缝钢管,但因造价较高,通常用于预应力锚管。土越硬钢管壁应越厚直径应越大,以防击入过程中发生屈服、弯曲、劈裂、折断等破坏。筋体的抗拉力不得小于土钉所受的荷载,其截面积  $A_s$  应满足式 9-3 要求,式中  $f_y$  为筋体材料抗拉强度设计值,  $N$  为土钉设计抗拉力:

$$A_s f_y \geq N \quad (9-3)$$

钢筋与注浆体的粘结强度要远高于注浆体与土层的粘结强度,《岩土锚杆(索)技术规程》提供了螺纹钢筋与水泥结石体的粘结强度标准值为 2~3MPa。以直径 25mm 的 3 级钢筋为例,粘结应力可达 157kN/m,而该直径钢筋的极限抗拉力不超过 200kN,理论上钢筋锚固长度超过 1.3m 时,就会发生钢筋拉断而不是被拔出现象。故只要保证钢筋置于水泥浆体中间,钢筋就不会从注浆体中被拔出破坏,为此需沿全长每隔 1~2 米设置对中支架。对中支架一般采用  $\phi 6\sim 8$  钢筋与主筋焊接,每组 3 个,在主筋圆周呈 120°角排列,如图 9-12a 所示。钢筋直径较大时对中支架应较密。也可以采用塑料成品对中支架,安装时要固定好,防止在筋杆置入及注浆管抽拔过程中松动偏离。工程中曾发生过不设置对中支架、土钉筋体与水泥浆单侧接触粘结不牢被拔出破坏的案例。主筋接长采用搭接焊、帮焊或机械连接均可。

钢管土钉不需对中。钢花管距孔口 2~3m 范围内不设注浆孔,以防因外覆土层过薄浆液从孔口周边蹿浆导致灌浆失败。其余段每隔 0.5~1.0m 设置一组,每组之间宜在钢管圆周呈 90°排列,如图 9-12b 所示。每组 1 个或 2 个(在钢管圆周呈 180°布置),如果设置 1 个,则间距要适当减小。出浆孔直径一般 4~15mm,孔径过大容易造成出浆不均,过小则出浆不畅且易堵塞。为了使管内有一定的压力,尽量使每个出浆孔都能出浆,出浆孔面积总和应小于钢管内截面积,故土钉较长时出浆孔应设置为间距较大、孔径较小。出浆孔外要设置倒刺。倒刺除了保护出浆口在土钉打入过程中免遭堵塞外,还可增加土钉的抗拔力。倒刺在土钉击入时易脱落,一定要与钢管焊牢。倒刺一般采用热轧等边角钢制作,边宽度 30~63mm,边厚度 3~6mm,理论质量 1.37~5.72kg/m,与钢管三侧围焊。钢管土钉尾端头宜制成锥形以利于击入土中。钢管接长宜采用帮条焊接,接头处应帮焊不少于 3 根  $\phi 12\sim\phi 20$  的加强筋,在钢花管圆周均匀布置,焊缝应与钢管等强。

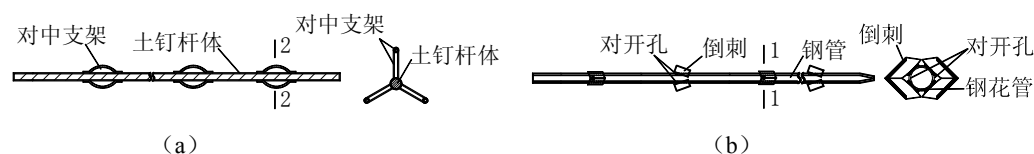


图 9-12 土钉大样

(a)钻孔注浆钢筋土钉; (b)钢管注浆土钉

#### 5. 注浆

基坑土钉均采用水泥系胶结材料，尚未见到树脂系等其它胶结材料用于基坑工程的报道。水泥注浆体与筋体的粘结强度、注浆体的抗剪强度及注浆体与土体的粘结强度通常均大于土体的抗剪强度，故钻孔注浆土钉的拔出破坏表现为注浆体周边土体的剪切塑性破坏。浆液在注浆体周边土体中渗透、挤压、扩散，与土混合在一起，显著地提高了土钉的抗拔力及土体的抗剪强度，注浆量越大、压力越高、浆液分布越均匀，效果越明显。注浆体内浆液逐渐凝固形成水泥结石，注浆体周边部分浆液与土混合形成水泥石结构，水泥结石及水泥石的强度随时间逐渐增长，土钉的抗拔力逐渐提高。对于钢管土钉，注浆压力及浆液在周边土体中的作用，使土体密实及强度提高，进一步增强了对钢管的握裹力，提高了钢管的抗拔能力。

与锚杆相比，水泥结石强度对于钻孔注浆土钉并不是很重要。水泥结石与土钉筋体的握裹力远大于孔壁对注浆体的摩擦力，土钉只可能发生整条拔出破坏，即发生注浆体接触面外围的土体剪切破坏，不可能发生水泥结石被剪切破坏，也不会在与面层接触面上发生压屈破坏。土钉设计抗拔力不高，对水泥结石强度要求不高，一般按构造要求，达到 15~20MPa 即可。基坑土钉对水泥的要求不高，水泥浆可采用各种通用硅酸盐系水泥拌制。因早期强度高、价格较低、生产量大容易购买等原因，土钉墙工程中长期以来一直以 32.5R 普通硅酸盐水泥为主，但 2008 年 6 月 1 日实施的《通用硅酸盐水泥》(GB175-2007)取消了 P.O32.5 及 P.O32.5R 这两个强度等级。复合硅酸盐水泥 P.C32.5R 及 P.C32.5 与原 P.O32.5R、P.O32.5 性能接近，因造价较低，目前在土钉墙工程中使用较多。设计者有时要求采用高强度水泥，目的是为了提高注浆体的早期强度以利于工期。低强度等级水泥同样适用于钢管注浆土钉，工程实践中发现，水泥强度的提高对钢管土钉抗拔力的提高作用也并不明显。因可灌性差，水泥砂浆不适宜钢管土钉。

土钉注浆必须饱满，才能使水泥结石体与周边土体充分粘结，使土钉产生足够的承载力，避免因灌浆不足导致在水泥结石体与周边土体的接触面上剪切破坏。钢管土钉注浆不足会造成抗拔力的明显降低，且降低了对土体的改良作用，造成支护结构的稳定性下降。土钉工程中通常采用水泥净浆，水灰比对水泥浆的质量影响很大。过量的水会使浆液产生泌水，降低强度并产生较大的收缩，降低水泥结石的耐久性。实践表明，最适宜的水灰比为 0.4~0.45，采用这种水灰比的灰浆具有泵送所要求的流动度，易于渗透，硬化后具有足够的强度和防水性，收缩也小。但水灰比小于 0.45 时国产的普通注浆泵较难出浆且易堵塞管道，用于钢管注浆时表现更为明显。工程中通常控制水灰比最大不超过 0.6，当然，如果注浆机械允许，水灰比越小越好。土钉对水泥浆体的总体要求不高，一般无需掺加早强剂等外加剂。和水泥净浆相比，水泥砂浆坍落度低，抗裂性好，需要使用砂浆泵灌入，在防腐要求较为严格的永久性工程中有时采用，很少用于基坑等临时工程。

土钉一般采用一次注浆。采用二次及多次注浆可明显提高土钉的抗拔力，但是，也提高了工程造价。钻孔注浆土钉通常采用重力式注浆，注浆量较小，可根据孔径计算出来，水泥用量一般 10~20kg/m。注浆压力采用低限，出浆即可，压力较大易从孔口跑浆，孔洞不易饱满。水泥浆干缩较大，加上渗透、流失、钻孔角度有时较小等因素，一次注浆凝固后孔内空隙较大，需补浆。补浆饱满对减少土坡的变形有利。打入钢管注浆钉需要较高的注浆压力才可将浆液注入土中，开孔压力可达 2.0MPa。灌入水泥量一般要求不小于 15kg/m。打入注浆土钉特别适合于成孔困难的淤泥、淤泥质土、淤泥质砂等软弱土层、各种填土及砂性土，如注浆量足够多，在同等地质条件下，可获得比同直径钻孔注浆土钉高很多的抗拔力。但如果按表 9-1 数据估算土钉抗拔力，打入注浆土钉较常用直径的（60~80mm）钻孔注浆土钉低，主要是因为近些年土钉的施工质量普遍下降，打入注浆土钉的注浆量不好监督控制，很难达到设计要求所致。

## 6. 面层

随着土方的开挖和侧向变形的发生，土体在与面层的相互作用下产生土压力作用在面层

上。由于测量困难，对面层所受的土压力的认识尚不是很清楚。现在已积累了一些混凝土面层所受土压力的实测资料，其中采用土压力盒等测量手段直接测量面层压力的结果很难令人满意，在钉头安装的压力计测量到的应力数据较为可靠，但是，这一类数据极少。测出的土压力与一些难以确定的参数有关，如面层、土层、土钉及钉—土界面的刚度，土钉及面层的设置时间，等等。可以肯定的是，面层所受的荷载并不大，目前国内外还没有发现面层出现破坏的工程事故，在欧美国家所做的有限数量的大型足尺试验中，也仅发现在故意不做钢筋网片搭接的喷射混凝土面层才出现了问题。工程实际中，因喷射混凝土没有模板，直接将混合料喷射到土坡面上，而土坡面不可能修得很平整，高低不平，喷射混凝土厚度又要靠人为控制，很难准确把握，混凝土薄厚不均，钢筋网片在混凝土中的位置处于不确定状态。此外，通常采用把短钢筋插入土中加砂浆垫块的办法固定钢筋网片，钢筋网片不能距土坡面太高，否则固定不稳，在喷射混凝土的冲击下产生较大振动，故一般距坡面 20~30mm，仅为保护层的厚度，远离面板的外表面，几乎起不到抗弯作用。如果面层承受了较大的土压力，必然产生弯矩，本该承受正弯矩的钢筋网片却位于受压区起不到作用，只能靠喷射混凝土自身的抗拉强度抵抗弯矩，如果所受弯矩较大，面层必然开裂。但并没有哪个工程发现过这种破坏，从而也说明了面层受到的土压力不会太大。

土拱理论或许能够解释为什么面层所受的主动土压力较小。当土坡产生位移时，土钉需要靠钉土摩擦作用产生抗拔力，位移量必然小于土体，土钉之间的土体有被挤出的趋势<sup>[27]</sup>，钉土摩擦力导致了土钉之间的土位移不均匀，两条土钉中间的土位移最大，靠近土钉的土位移最小，如果土钉间距合理，则会在两条土钉之间形成土拱<sup>[28]</sup>。土拱承受后面的压力并将之传递给土钉，土钉再传递到土层深处，如图 9-13 所示，没有都传递给面层，所以面层受力较小。即便形不成土拱，也会有部分土压力通过摩擦作用直接传递给土钉，面层所受的力只能是土钉墙所承受的全部土压力的一部分。土拱效应的强弱与多种因素有关。软土中土拱效应较弱，面层要承受的土压力相对较大。

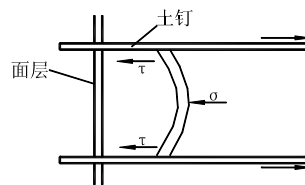


图 9-13 土钉土拱受力图

如果土钉间隔非常密，一个挨着一个，则不会有土压力作用在面板上；而如果间隔非常大，面层则要承担全部的土压力，此时面层将变成传统的挡土墙，因此，在面层设计中，土钉的间距起着至关重要的作用。国内外对面层的设计方法有多种，而且差别悬殊。存在两种典型看法，一种认为土钉土拱效应显著，面层只承受土钉竖向间距  $S_z$  范围内的局部土压，取 1~2 倍的  $S_z$  作为高度来确定主动土压力并以此作为面层所受的土压力；另一种则将面层作为结构的主要受力部件，受到的土压与锚杆支护中的面部墙体（桩）相同。实际工程中，土钉的间距还是适中的，一般 1~2m，故较为合理的算法应是将面积  $S_x \times S_z$  上的面层土压合力取为该处土钉最大拉力的一部分。德国有的工程按 85% 主动土压力设计永久支护面层，但也认为实际量测数据并没有这样大。法国 Clouterre 研究项目得出的结论是面层荷载合力一般不超过土钉最大拉力的 30~40%，为了限制土钉间距不要过大，他们建议面层设计土压力取为土钉中最大拉力的 60%（间距 1m）到 100%（间距 3m）。美国《土钉墙设计施工与监测手册》建议钉头荷载按该点主动土压力的 50% 取值。需要指出的是这些比值只适用于自重作用下的情况。当支护有地下水作用或地表有较大均布荷载或集中荷载时，支护面层则有可能成为重要的受力构件。德国曾做过土钉支护的地表加载试验，认为地表荷载引起的面层土压要小于按主动土压力算出的数值，因此设计时如取地表均布荷载  $q$  引起的面层土压

力为  $K_a \times q$  应该偏于安全，当有地下水作用时，还要加上侧向水压力。

面层所受的压力并不大，而且复杂难测，工程中通常采用方便简单的作法，即按构造设计，按构造配置钢筋、设计混凝土强度及厚度。在搅拌桩或微型桩复合支护中，搅拌桩或微型桩受力较大，传递到面层上的压力相对较大，因压力的绝对值较小，从实际工程应用来看，面层也无需加强。有一种理论认为，面层在土压作用下受弯，其计算模型可取为以土钉为支点的连续板进行内力分析并验算强度，即作用于面层的侧向压力在同一间距内按均布考虑，反力作用为土钉端头拉力，需验算面层跨中正弯矩和支座负弯矩，及板在支座处的冲切等。计算时假定钢筋位于面层的中间，且喷射混凝土的厚度是均匀的。笔者认为这样算法过于安全且工程中无法实现。例如，对于纵横间距均为 1.5m、设计拉力为 150kN 的土钉，C20 混凝土面层 100mm 厚时，按经验可按  $\Phi 6@250 \times 250$  配筋，按上述算法，配筋约为双向  $\Phi 8@35 \times 35$ ，过于安全了。如果因一些特殊情况确实需要计算，如在软土中开挖深度较大且没有止水帷幕等超前支护时，面层荷载可采用经过折减的传统土压力，折减系数可取 0.5~0.6。

面层太厚固然用处不大，太薄也不合适，应能覆盖住钢筋网片及连接件。一般临时性工程 50~150mm，永久性工程 120~300mm。混凝土的设计强度，按构造即可，一般为 C15~C25。土钉墙通常垂直开挖或坡度较陡，混凝土采用喷射法施工方便，坡度较缓时也可用人工抹水泥砂浆或细石混凝土作法。钢筋网片一般采用一层钢筋网，特殊条件下有时也采用两层；钢筋规格通常为 HRB235（光圆钢筋）， $\Phi 6 \sim 10\text{mm}$ ；网格为正方形，间距 150~300mm；要求不高时可采用不细于 12# 的粗目铁丝网（或称铅丝网、钢丝网等）替代钢筋网。面层柔度较大，很少会产生温度裂缝，故临时性工程中一般无需设置伸缩缝，但在永久性工程中，厚度大于 120mm 时，建议设置。钢筋网纵向竖向均需搭接，搭接长度一般 200~300mm。面层的施工缝不要设置在土钉位置，宜设置在离钉头 1/3 钉间距处。

还有人建议设计时要考虑面层的重量，要防止面层下沉造成的不良影响。这是一种小心翼翼的作法。实际上，为了防止地表水浸入到面层背后，工程中挂网喷射混凝土面层在坡顶沿水平方向有一定的延伸形成护顶（或称护肩），规范中也通常这样要求。护顶宽度一般 0.5~2.0m，常常延长至与坡顶排水沟相接，该护顶完全能够承受住面层的重量。

## 7. 连接件

面层不管受力大小，都须与土钉可靠地连接在一起。欧美国家的大多数工程及国内的早期部分工程中，都要求采用垫板连接。施工时将土钉端部套成螺纹，或另外焊接螺杆，通过螺母、方形钢垫板与面层连接，待注浆体及面层硬结后用扳手拧紧螺母。此时可使土钉产生一定的预应力（约为土钉设计拉力的 10~20%），这对保证土钉整体同步发挥作用及约束土体位移都具有明显作用。为了能够产生预应力，土钉端部应留有 300~500mm 的非粘结段。垫板连接方式造价较高，施工不便，国内的工程实践中目前基本不予采用，广泛采用钉头筋连接。钉头筋在土钉端头焊接上短钢筋或其它构件，压紧加强钢筋即可，简单、方便、可靠、经济，缺点是不能主动约束土体位移。

土钉与面层连接处的应力集中，欧美国家等规范中要求连接处要做抗剪、局部抗压、抗冲切、钉头螺杆螺母强度及面层抗挠曲验算。国内有些规范也有此类建议，如为了防止土钉从面层中拔出，要求面层对钉头的锚固力  $T_1$  满足式 9-4 要求，式中  $l_z$  为土钉在主动区内长度：

$$T_1 \geq N_u - \pi d_l q_{sk} \quad (9-4)$$

式 9-5 的意义是规定了钉头强度计算时钉头最小拉力的设计取值方法。欧美国家通常采用垫板作为连接件，对土钉要施加一定的预应力，钉头的受力相对要大一些，故要求对钉头强度进行验算，而国内工程基本采用钉头筋连接，因土钉端头所受力一般不大，目前尚未见到过因压力过大造成钉头破坏的实例，故按构造设置能够满足工程需要，可省去复杂但效用不大的计算分析，这与对面层的考虑思路一致。工程实践发现，只有当基坑失稳破坏时才会

产生钉头的强度破坏,此时钉头连接强度再高也于事无济。但当基坑较深、土质较软、地面附加荷载较大、地下水位较高等条件下,钉头在构造上应该适当加强,如可在竖向设置0.5~1.0m短钢筋以分散压力,避免钉头压力过大造成强度破坏。

钉头连接大样如图9-14所示。常用钉头筋材料有两种,Φ16~20的3级带肋钢筋及边宽度45~63mm、边厚度4~6mm的等边角钢。采用钢筋时,通常在土钉端部焊接上2根较短的“L”形钢筋,L筋的一翼与加强钢筋压紧后焊接,焊缝长度一般不小于100mm。面层内不设置加强筋时,钉头筋可使用4根钢筋呈“井”字型压紧钢筋网片,网片应局部加强以增加混凝土局部抗压强度。土钉杆体较细时也可将端部直接折弯与加强筋焊接。采用角钢时,角钢一翼与土钉杆体焊接,另一翼与加强筋焊接,焊接应牢固,必要时进行焊缝强度验算。采用螺母、钢垫板连接时,垫板厚度不宜小于10mm,尺寸不宜小于50mm×50mm,螺杆直径一般与主筋直径相同。

土钉靠群体作用,构造中通常在土钉之间设置连接筋,通称加强筋。加强筋的作用大体有4点:①能更好地协调土钉共同工作;②稳定钢筋网片;③分散钉头对面层的局部压力,防止局部压剪破坏;④增加混凝土的延展性,防止钉头下混凝土发生冲切破坏。工程中通常在水平方向设置加强筋。国内早期工程中也有在竖向上设置加强筋的作法,施工不便,效果不好,目前已很少采用。加强钢筋一般采用Φ16~25的3级带肋钢筋,通常设置2根,重要部位设置4根,与钉头焊接。

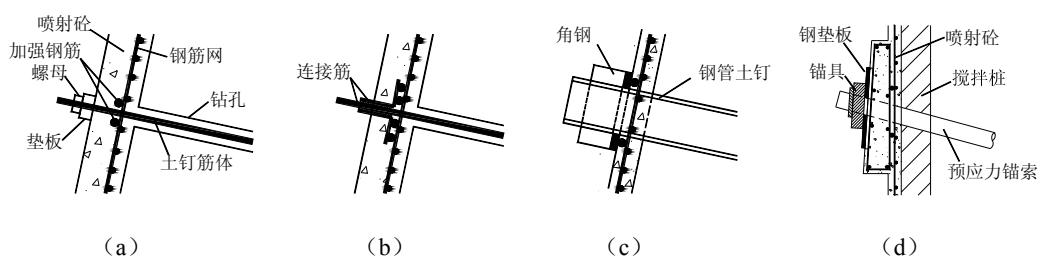


图9-14 土钉(锚索)与面层连接构造图

(a) 螺母垫板连接; (b) L筋连接; (c) 角钢连接; (d) 锚索与喷射混凝土腰梁、面层连接

## 8. 防排水系统

土钉墙宜在排除地下水的条件下进行施工,以免影响开挖面稳定及导致喷射混凝土面层与土体粘结不牢甚至脱落。排水措施包括土体内设置降水井降水、土钉墙内部设置泄水孔泄水、地表及时硬化防止地表水向下渗透、坡顶修建排水沟截水及排水、坡脚设置排水沟及时排水防止浸泡等。土钉墙对坡顶、坡脚设置排水沟及集水井的要求与基坑支护其它方法相同。土钉墙通常要在坡面上设置泄水孔排出面板后可能存在的积水,以减少土中的含水量,减轻地下水对面层产生的静水压力,防止地下水降低面层与土体的粘结强度甚至将之脱空,还可防止可能发生的冻害。从实际效果来看,因为土钉的数量远多于泄水孔且长度较长,大部分积水是通过土钉孔渗漏的,通常只有少量的泄水孔能起到作用,故泄水孔简单设置即可,打入式钢管注浆土钉墙中甚至可以不设置。有些设计仿照重力式挡土墙的作法,要求泄水管尾端向上倾斜且孔内放置滤料,但土钉墙毕竟不是重力式挡土墙,这不仅很难实施,且没有必要。对于搅拌桩复合土钉墙是否需设置泄水孔业界存在着一些争议,笔者倾向于不设置,毕竟设置止水帷幕的目的之一就是要防止坑外水位下降过多。土钉墙完成后,止水帷幕复合土钉墙坑外的地下水位一般有所上升。永久性土钉墙中,靠土钉孔自渗水有时会堵住,宜设置深层泄水孔。降水井不要设置在坡面上,以防土钉注浆时被封堵。欧美的永久性边坡土钉墙有时根据需要在面层下设置一层土工合成材料滤水层,国内有的公路工程规范中对此也有所要求,但在基坑工程中尚没人采用。

泄水管一般采用PVC管,直径50~100mm,长度300~600mm,埋置在土中的部分钻有

透水孔，透水孔直径 10~15mm，开孔率 5~20%，尾端略向上倾斜，外包两层土工布，管尾端封堵防止水土从管内直接流失。纵横间距 1.5~3m，砂层等水量较大的区域局部加密。喷射混凝土时应将泄水管孔口临时封堵，防止喷射混凝土进入。

#### 9. 止水帷幕

帷幕桩应相互搭接。不少规范允许桩身有 1% 的垂直度偏差，对于 10m 深基坑来说，如果相邻两条桩正巧均有 1% 的垂直度偏差且反向（在土中夹有块石时这种情况是普遍存在的），则会在坑底造成 200mm 的分岔，帷幕十有八九要漏水了。其实，土钉的施工过程中必然会造成坑外地下水的流失及水位的下降，如前所述，复合土钉墙中不应也不必过分强调止水帷幕的止水效果。

通常情况下桩端穿过坑底无需太长。当坑底存在着软土、存在隆起危险时，不建议通过加深桩长以抵抗隆起。搅拌桩在软土中的强度较低，可能会被剪切破坏，最好是在搅拌桩中插入微型桩，效果较好。帷幕厚度也无需过大，一般设置 1~2 排桩，排数再多对基坑变形帮助并不大。

选择止水帷幕形式时要注意对不同地质条件的适应性。深层搅拌法质量可靠，造价低，施工速度快，可适用于大多数地质条件，软土中尤为适合，缺点是穿透能力较弱，在较厚的砂层、填土中有夹石、土层中有硬夹层等情况下成桩困难；高压喷射法能够克服搅拌桩在上述地层中成桩困难的缺点，但是在有大量填石情况下施工也很困难且成桩质量难以保证；在大量填石地层中可尝试冲孔咬合水泥土桩施工工艺<sup>[29]</sup>，该工艺采用简单冲孔机械冲击成孔，采用水下浇灌法填充地面拌和好的水泥土，水泥与土的比例可为 1:5~1:8，桩位相互咬合，可起到较好止水效果且造价不高，在深圳地区的一些工程中已取得成功。

#### 10. 锚杆

显然，锚杆的设计承载力不需太大。过大的设计承载力并不能发挥作用。土钉的极限承载力一般 100~200kN，锚杆的承载力较土钉大，土钉达到极限承载能力时锚杆尚未达到极限，土钉墙往往表现为土钉的破坏，锚杆的承载力再大也很难发挥功效。此外，锚杆通过承压板（梁）坐落在土基上，预应力如果过大，承压板（梁）下土体会产生较大的塑性变形，其变形较为滞后，导致锁定的预应力值降低很快，并不能维持在较高的水平上。锚杆设计承载力不宜超过 2~3 倍土钉极限承载力，一般为 200~300kN。锁定预应力一般为设计值的 50~100%，并且不小于 100kN。

为了更好地控制基坑变形，锚杆应设置在基坑的中上部。不宜设置在第一排，第一排往往受坑外基础、管线等地下障碍的影响较大，很难施工，且注浆时容易从地表冒浆。锚杆需要承压板或梁作为基底传力，因为承压板施工不便，目前普通采用腰梁形式。为了施工方便及与土钉墙更好地协调工作，腰梁通常采用喷射混凝土工艺分层制作，也可整体现浇。锚杆设计承载力较低，腰梁一般按构造设计即可。如果需要计算，可将腰梁视为有弹性支点的连续梁，以锚杆为支点，土压力为均布荷载。腰梁内钢筋与喷射混凝土面层内钢筋绑扎或焊接固定，以防止腰梁坠落。也可采用钢腰梁，但施工不太方便，需要与面层固定好，防止在腰梁自重及锚杆预应力向下的垂直分力作用下坠脱。锚杆与腰梁的连接方式如图 9-14d 所示。

锚杆复合支护时，设计人员通常要求锚杆张拉后再开挖下一层土方。因为锚杆注浆体凝固及强度增长需要一定的时间，工程中有时为了赶工期，往往向下开挖 1~3 层后再张拉。这种作法对控制变形有害。锚杆通常整排设置，该排锚杆不张拉不受力，可使上下排土钉受力较大，造成了土坡的水平位移增加，削弱了锚杆预期效果。

#### 11. 微型桩

为了使微型桩能够发挥整体作用，通常在桩顶设置冠梁，这对刚度较大的桩比较重要。一般来说，桩的刚度越大，与土钉墙的复合作用效果越差。微型桩与土钉墙复合作用时，通常情况下都不是被剪切破坏的，而是被冲弯或者土体从桩之间滑出。微型桩的作法很多，刚



度相差悬殊，对土钉墙的影响尚需要更多的研究。

## 12. 土方开挖

基坑支护的工法中，没有哪种像土钉墙一样对土方开挖有着明确具体的设计要求。这是土钉墙的特点决定的，土方开挖必须与土钉墙修建相结合。

基坑土方可分为中央的自由开挖区及四周的分层开挖区。周边土方因配合土钉墙作业，必须分层分段开挖，宽度一般距坑边 6~10m，以作为土钉墙施工工作面及临时支挡。土方每层开挖的最大高度取决于该层土体可以站立而不破坏的能力，主要由土体特性决定，同时与地下水、地面附加荷载、已施工土钉等因素相关。不同土层的最大开挖高度以地区的经验数据为主，目前尚没有值得信赖的经验公式进行估算。粘性土的最大开挖高度略大于无粘性土，显然，土体的抗剪强度越高，最大分层高度越高。在软土、无粘聚力的砂土中直立开挖时往往需采取提前加固措施。有资料建议用粘性土自立高度  $z_0$  的计算公式或者库尔曼法确定临界开挖深度  $h_{cr}$ ，如式 9-5、式 9-6 所示，式中  $\beta$  为土坡与水平面的夹角 ( $^\circ$ )， $c$ 、 $\varphi$ 、 $\gamma$  分别为土的粘聚力 (kPa)、摩擦角 ( $^\circ$ )、重度 ( $\text{kN/m}^3$ )， $K_a$  为朗肯主动土压力系数：

$$z_0 = 2c/\gamma/\sqrt{K_a} \quad \text{或} \quad h_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[ \frac{\sin \beta \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \quad (9-5、9-6)$$

需要指出的是，这两个公式不能用于估算第一层土以下的分层高度，即便是估算第一层土的临界高度，因为没有考虑地下水作用、地面附加荷载及裂缝等情况，结果也是不安全的。实际上，施工中为了方便，分层高度不会达到最大值，一般与土钉的竖向间距相同，即 1.0~2.0m，而按前式计算结果一般会大于 2m。后式更是不可用。例如，取  $\beta=90^\circ$ ， $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ， $c=20 \text{ kPa}$ ， $\varphi=15^\circ$ ，计算结果  $h_{cr}=5.6 \text{ m}$ ，显然谬误。

施工时应该开挖一层土方、施工一层土钉墙，综合考虑安全性及施工作业面，通常要求每层的开挖面标高位于该层土钉下面 0.3~0.7m。有时为了赶工及开挖方便，采用开挖 2~3 层后再施工土钉墙的做法，这是很危险的，如果一定要这么做，必须先按稳定分析方法确定最大分层高度。搅拌桩或微型桩复合支护，会给非专业人士造成一种错觉，以为有了搅拌桩或微型桩在挡土，可以不再控制分层高度，尤其在软土中开挖土方，因每开挖一层需修建一层供土方车辆临时通行的道路，费时费钱费力，土方挖运者倾向于每层挖得尽量深一些。因这种超挖原因而造成的工程事故屡见不鲜，十分值得警惕。

设置较小的分段长度，目的是一是形成较小的工作面，使土钉墙作业尽快完成，二是充分利用土体的空间效应，先后利用未开挖土体及已施工土钉墙的支挡作用减少基坑变形。沿坑边走向的分段长度一般 10~20m。开挖后应尽量缩短土坡的裸露时间，尽快封闭及修建土钉墙，这对于施工阶段的土坡稳定及控制变形是非常重要的，对于自稳能力差的土体尤其如此。土质较差时，可先素喷一层 30~50mm 的底层混凝土进行封闭，然后再施打土钉、挂网喷射面层混凝土作业。

通常沿基坑侧壁走向中段的变形较大，两端的变形较小，故基坑开挖周边土方时，一般应沿端角向中间开挖，尽量减少中段的暴露时间以减少中段的变形。也可采用跳仓开挖、即间隔开挖顺序。基坑中央的自由开挖区基本上不受限制，但是要保证周边分层开挖区土体的整体稳定。局部超前超深开挖可作为集水井超前降水，应选好位置，不能对基坑侧壁的安全造成不良影响，尤其是砂土中含水量较大、容易塌方时。此外，特殊情况下，如开挖深度不同、坑外局部有建筑物或管线需重点保护、局部地质条件变化较大、下道工序（如桩基础施工）对坑底的使用有特殊要求等，也需设计好开挖次序。土方开挖时一般采用机械，要避免碰到已完成的支护结构，要避免超挖造成基坑侧壁土松动，垂直开挖时要避免超挖成反坡。机械开挖后应人工用铲、镐、锹、锄等工具清理修整坡面，坡面平整度直接影响着喷射混凝土的外观质量及厚度的均匀性，一般控制在 20~30mm。

## 9.4.2 稳定性分析与计算

### 1. 概述

基坑的稳定性、支护结构的内力和变形及基坑周边地层变形的计算分析尚不能准确定量，在工程实践中常采用理论分析、经验判断及现场信息反馈三者相结合的方法，工程经验往往显得非常重要，尤其是新技术，无一不是先根据类似经验试验成功，经验丰富后再上升到理论高度。即便是有了理论分析计算，也要靠经验判断其可靠性及与实际符合的程度，工程中采用的设计理论与方法实际上也是处于半经验半理论状态，土钉墙作为一种较新的岩土工程技术，理论研究分析更是远远滞后于工程实际应用，目前仍处在以经验为主、以理论为辅的阶段。

土钉墙分析计算方法有工程经验法、极限平衡法及数值分析法三类，各有利弊，可互为印证，在一个工程中往往综合采用。土钉墙作为一种较为成熟的技术，工程设计时已经很少根据工程经验直接确定设计参数，一般先根据经验初定参数，然后采用极限平衡法进行校核，重要的工程再采用数值分析法辅助分析计算。

土钉墙的稳定性分析可以验证初步设计各个参数的合理性、可行性，确定支护结构的安全性、经济性、适用性，是土钉墙应用的理论基础，是设计工作中极其重要的一项内容。土钉墙究竟会发生哪些模式的破坏，许多国家进行了大量的试验研究，建立了不同的破坏模式，产生了相应的分析计算方法，这些方法有不同的破裂面形状假定、不同的钉—土作用和内力分布模型、不同的安全性定义，因为是在不同时期、不同国家、根据不同的试验成果提出的，分析结果往往只与相应的试验结果相一致，目前还没有得到普遍认可的统一的设计分析计算方法。有人认为这些破坏模式均可能会发生，也有人认为其中只会有一种或部分发生，但不管有多少种可能，内部整体稳定破坏模式被公认为是肯定会发生的，土钉墙必须要进行内部稳定性分析，分析结果是确定土钉设计参数的主要依据。

### 2. 内部整体稳定计算

所谓的内部稳定性是指破裂面全部或部分穿过被加固土体内部时的土坡稳定性，如图 9-15 所示，部分穿过时的破坏模式又称为混合破坏，如图 9-15b、c、d 所示。

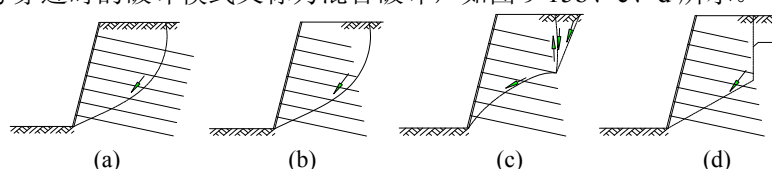


图 9-15 内部整体稳定性破坏模式

采用极限平衡法进行内部整体性分析时，大多采用边坡稳定的概念，常采用条分法，只是在滑移面上计入了土钉的抗力作用。土钉抗力可分解为沿滑移面的切向分力及垂直滑移面的法向分力，切向分力直接提供阻力，法向分力加大了滑移面上的正应力，同样增强了抗滑力。不同的分析方法中，破裂面的形状常假定为双折线、圆弧形、抛物线或对数螺旋曲线中的一种。土钉墙坡度一般较陡，按边坡稳定理论，在土质均匀的情况下，破裂面的底端通过墙趾，而破裂面与地表相交的另一端位置就需要通过试算来决定。每一个可能的滑移面位置对应一个稳定安全系数，作为设计依据的最危险滑移面即破裂面具有最小的安全系数，极限平衡分析的就是要找出其位置并给出相应的安全系数。极限平衡稳定分析的方法较多，本章重点介绍《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2008 送审稿)使用的力矩极限平衡法。

#### (1) 假定条件

土钉墙稳定计算的假定条件：①采用普通条分法，即假定破裂面为圆弧形，破坏是由圆形破裂面确定的准刚性区整体滑动产生的；土条宽度足够小，土条的重力及抗力等作用在土条底边中点；不考虑土条间的相互作用；②只考虑土钉拉力作用，不考虑剪力等其它作用；

③破坏时土钉的最大拉力产生在破裂面处；④破坏时土体抗剪强度（由库仑破坏准则定义）沿着破裂面全部发挥，土钉拉力全部发挥；⑤钉—土界面摩阻力均匀分布；⑥不考虑面层对稳定性的贡献；⑦地下水对土体抗剪强度指标产生影响，不考虑水压力直接作用；⑧不考虑地震作用。

复合土钉墙稳定计算除了满足上述假定条件外，还要满足：①视锚杆为长土钉，由于预应力的作用，其法向分力与切向分力可同时达到极限值；②止水帷幕及微型桩只考虑抗剪强度的贡献；③锚杆、止水帷幕及微型桩不能与土钉同时达到极限平衡状态，组合应用时分别折减，构件越多、抗剪强度越高、折减越大；④滑移面穿过帷幕桩或微型桩时，平行于桩的正截面。

(2) 内部整体稳定安全系数计算公式

计算简图如图 9-16 所示。对于施工时不同开挖高度和使用时的不同位置，对应于每个圆心沿滑移面滑动的安全系数定义为滑移面上抗滑力矩与下滑力矩之比。取单位长度进行计算，素土坡安全系数  $K_s$  按式 9-7 计算，土钉墙按式 9-8 计算，复合土钉墙按式 9-9 计算，其中锚杆、止水帷幕及微型桩对整体稳定的单独贡献分别按式 9-10、9-11 及 9-12 计算。

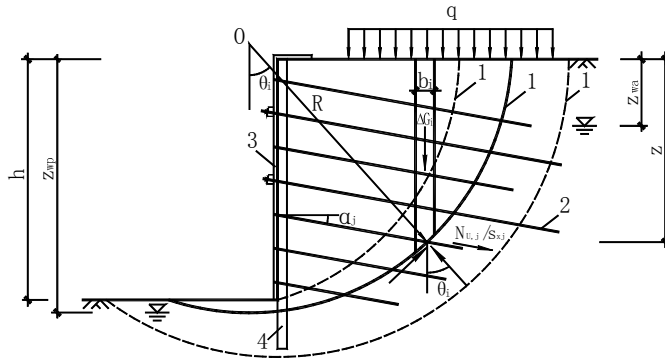


图 9-16 内部整体稳定计算简图

$$K_s = K_{s0} = \frac{\sum c_i L_i + \sum W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (9-7)$$

$$K_s = K_{s0} + \gamma_1 K_{s1} = K_{s0} + \gamma_1 \frac{\sum N_{u,j} \cos(\theta_j + \alpha_j) + \sum N_{u,j} \sin(\theta_j + \alpha_j) \tan \varphi_j}{s_{x,j} \sum W_i \sin \theta_i} \quad (9-8)$$

$$K_s = K_{s0} + \gamma_1 K_{s1} + \gamma_2 K_{s2} + \gamma_3 K_{s3} + \gamma_4 K_{s4} \quad (9-9)$$

$$K_{s2} = \frac{\sum P_{u,j} \cos(\theta_j + \alpha_j) + \sum P_{u,j} \sin(\theta_j + \alpha_j) \tan \varphi_j}{s_{x,j} \sum W_i \sin \theta_i} \quad (9-10)$$

$$K_{s3} = \frac{f_{v3} A_3}{\sum W_i \sin \theta_i}, \quad K_{s4} = \frac{f_{v4} A_4}{s_{x,j} \sum W_i \sin \theta_i} \quad (9-11, 9-12)$$

式中  $K_s$ ——整体稳定安全系数；

$K_{sx}$ ——分别为土、土钉、锚杆、止水帷幕及微型桩产生的抗滑力矩与土体下滑力矩比；

$c_i$ 、 $\varphi_i$ 、 $L_i$ ——第  $i$  个土条在滑弧面上的粘聚力(kPa)、内摩擦角(°)及弧长 (m)；

$W_i$ ——第  $i$  个土条重量，包括土条自重、作用在第  $i$  个土条上的地面及地下荷载(kN/m)；

$\theta_i$ ——第  $i$  个土条在滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角(°)；

$\gamma_x$ ——土钉、锚杆、止水帷幕及微型桩产生的抗滑力矩复合作用时的组合系数；

$s_{x,j}$ ——第  $j$  层土钉、锚杆或微型桩的水平间距(m)，土钉局部间距不均匀时可取平均值；

$N_{u,j}$ ——第  $j$  层土钉在稳定区（即圆弧外）的极限抗力(kN)，应同时满足式 9-2 及式 9-3；

$P_{u,j}$ ——第  $j$  层锚杆在稳定区（即圆弧外）的极限抗力(kN)，详见本书相关章节；

$\alpha_j$ ——第  $j$  层土钉或锚杆的倾角(°)；

$\theta_j$ ——第  $j$  层土钉或锚杆与滑弧面相交处，滑弧切线与水平面的夹角(°)；

$\varphi_j$ ——第  $j$  层土钉或锚杆与滑弧面交点处土的内摩擦角(°)；

$f_{ix}$ ——止水帷幕或微型桩的抗剪强度设计值(kPa)；

$A_x$ ——单位计算长度内止水帷幕的截面积或单条微型桩的截面积(m<sup>2</sup>)。

### (3) 计算公式的一些说明及探讨

①严谨的理论分析计算在岩土工程中目前还达不到实用的程度。因为不确定因素太多，要假定不少条件，有些理论的正确与否甚至都无法检验。绝对准确的理论是没有的，只能得到近似的知识，人们更关心的是众多假定条件下的理论与事实的符合程度能否满足工程的实际需要，实际上，人们如果能找到一个与绝大多数事实大体符合的理论计算公式往往就已经心满意足了。土钉墙技术也不例外。目前国内外土钉墙理论分析及计算公式均是半经验半理论且以经验为主的，与其过分注重理论的严谨性或一定要与经典的理论挂上钩，不如尊重实测成果更可靠和实用，这也是半经验半理论公式的建立基础。上述公式可用于合理设计方案的设计验算，不宜用于优化设计，优化设计是建立在设计理论的准确性和完整性基础上的。假如某个方案中有一条“超级”土钉，其强度、长度远超其它土钉，其它土钉强度低且长度短，稳定计算时可能也能获得较高的安全系数，但方案本身是不合理、不安全的。②Duncan (1996) 认为，瑞典条分法在平缓边坡及高孔隙水压力下误差较大，采用总应力法可得到基本正确的结果，采用简化毕肖普法几乎在所有情况下结果都更为精确。国内研究土钉墙稳定分析公式初期，计算机尚很不普及，采用其它方法的计算量远大于传统瑞典条分法，手算不便，且瑞典条分法计算结果一般偏于保守，故一直采用。极限平衡法忽略了变形协调条件，理论上就存在着较大缺陷，不管是瑞典条件法、简化毕肖普法还是 Junbu 法还是其它方法，计算方法之间的误差均小于计入土钉作用后的误差，故采用哪种计算方法目前并不应是土钉墙稳定计算公式所应强调的重点问题。③土钉墙破裂面的形状实际上是不能事先确定的，它取决于坡面的几何形状、土体的性状、土钉参数及地面附加荷载等众多因素，采用圆弧形的主要原因是因为它与一些试验结果及大多数工程实践比较接近，且分析计算相对容易一些。在某些特殊情况下，圆弧滑动并不是最佳答案，需要与其它模式对比计算。例如：a. 很大地表荷载下非粘性土中的破坏更适合采用图 9-15c、9-15d 模式。b. 在深厚的软土地层，采用圆弧形可能会过高估计软土的被动土压力，如图 9-17a 所示，土钉墙可能会沿着 2 曲线破坏而非圆弧 1，因土质软弱，坑底的滑移面不会扩展到很远的地方。c. 基坑上半部分为软弱土层、下半部分为坚硬土层、且层面向基坑内顺层倾斜时，可能产生顺层滑动，破裂面为双折线、或上曲下直的双线，如图 9-17b 所示。④土钉的实际受力状态非常复杂，一般情况下，土钉中产生拉应力、剪应力和弯矩，土钉通过这个复合的受力状态对土钉墙稳定性起作用。为了要合理地确定土钉所产生的拉力、剪力和弯矩的大小，就需要知道土体中会出现的变形、土钉的弯曲刚度、土钉的抗弯能力以及土钉周围土体的侧向刚度等，这在实际工程中是非常困难的。仅考虑土钉的抗拉作用，是因为同激发侧向力相比，激发土钉的抗拉能力所要求的土体变形量要小得多 (Juran 1985)，而且只考虑土钉的抗拉作用可以使分析计算大大简化。土钉相对弯曲刚度对土钉墙安全系数的提高大约为 0%~15% (Glasgow 1980)，大量实尺试验认为土钉剪力的作用是次要的，仅考虑抗拉作用略偏于保守 (Gassler 1980)。总体而言，只考虑土钉抗拉作用、不考虑其它内力作用总体影响不大且是偏于安全的作法，可以被工程接受。⑤土钉单体之间受力是不均衡的，不能同时达到极限状态，土钉最大拉应力位置与破裂面并不完全重合，粘结应力沿土钉全长非均匀分布等等，都与计算假定有出入，导致计算结果有一定的误差，但只能通过安全系数加以解决。此外，对安全性有影响的因素众多，如土的变异性、钉土刚度比、注浆压力、开挖卸载速度、支护前开挖因暴露时间、面层、

初始应力场、成孔工艺等，有些是有利于安全的，多数是不利的，无法一一考虑，都只能反映在安全系数之中。综合这些因素，仅就计算公式而言，整体稳定分析计算出来的土钉拉力较下一小节所介绍的单条土钉抗力计算结果更接近实际一些。⑥不考虑地下水的影响有时偏于不安全，但如果认为地下水压力直接作用在面层上又与实际情况相差较远。图 9-19 体现了笔者对地下水位的认识。⑦土钉墙是从上到下逐层修建的，当某一层土方开挖完毕而土钉还没有安装或土钉刚安装完毕注浆体没有达到应有强度时，往往更危险，尤其是开挖最下一层土方而土钉没有安装时，计算时要特别注意这个阶段的稳定性。⑧剪出口往往位于基坑底面或最下排土钉钉头处，但是不能以此作为局限，应全面搜索最危险滑移面位置，在土质不均匀且层面起伏较大时更要如此。基坑侧壁下半部分及坑底以下软弱土层深厚时，滑移面剪出口可能位于与坡脚有一定距离的基坑底面，但土质坚硬而上半部分土质较软弱时，剪出口可能位于与坡脚有一定高度的基坑侧壁上。⑨止水帷幕均为水泥土结构。水泥土抗剪强度随着无侧限抗压强度增加而增加，一般视为成正比增加，也有资料认为成幂指数增长。水泥土的抗压强度受控于原状土性质，变化幅度很大，深层搅拌法为  $0.3\sim 4MP_a$ ，高压喷射法为  $1\sim 10MP_a$ ，各规范、手册取  $0.06\sim 0.3$  倍的抗压强度为抗剪强度，相差甚远，正说明了其复杂性，使用者要根据自己的经验判断选用，经验不足时搅拌法水泥土的抗剪强度可取  $50\sim 200kP_a$ ，高压喷射法取  $100\sim 500kP_a$ ，淤泥等软弱土层中取值小，砂层中取值大，详见本书相关章节。一般取龄期为 90d 的水泥土强度为标准强度，基坑开挖、搅拌桩开始受力时通常情况下还没有达到，故公式中的强度设计值应为搅拌桩受力时的预期强度。《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》(SJG05-96)建议水泥土试块 7d 强度按 0.3 倍标准强度、28d 按 0.6 倍估算，《地基处理手册》(第三版)建议龄期 15d-90d 之间时，强度比是龄期比的 0.4 次幂。此外，公式认为破裂面与止水帷幕的切割面是平面不符合假定的圆弧形状，但基本符合实际。

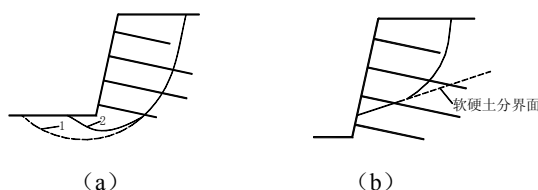


图 9-17 特殊地质条件下的破坏模式

(a)深厚软土层; (b)上软下硬土层

#### (4) 组合系数 $\gamma_x$ 的取值

如前所述，锚杆、止水帷幕、微型桩、土钉及土体的抗力不能同时达到极限状态，要对构件的抗力作用进行折减。组合系数  $\gamma_x$  体现了某种构件的可靠性对支护体系安全的影响，实质上是抗力分项系数。对于复合土钉墙，单一的总安全系数法已经不能够满足工程需要，采用分项安全系数法已是必然。但是，由于缺乏更多的统计数据，且土体、止水帷幕、微型桩的抗剪强度及锚杆应力等指标很难采用概率法分析统计，分项系数目前只能凭经验确定，离散度较大，对同一工程不同的人可能会得到不同结论。现对  $\gamma_x$  取值进行简单探讨。

①式 9-8 中的  $K_{s1}$  也可表达为式 9-13。不同文献  $\gamma_1$  的取法差别较大，一部分取  $\gamma_{1t}=\gamma_{1n}=1$ ，即  $\gamma_1=1$ ，少部分取  $\gamma_{1t}=1$ 、 $\gamma_{1n}=0$  或  $\gamma_{1t}=0$ 、 $\gamma_{1n}=1$ ，考虑到土钉墙变形后土体中产生裂缝，降低了土钉的法向分力作用，作者建议取  $\gamma_{1t}=1$ 、 $\gamma_{1n}=0.5$ 。不同文献取法不同时建议的  $K_s$  也不同，如取  $\gamma_1=1$  时建议的  $K_s$  一般要大一些。作者建议取  $\gamma_1=0.8\sim 1.0$ ，土钉为钻孔注浆钢筋土钉及钢管注浆土钉时，随着土体抗剪强度指标的降低而降低，在淤泥等软弱土层中取下限，硬塑以上的粘性土及密实的砂土取上限，分别对应于基坑侧壁不同安全等级的安全系数则保持不变，例如安全等级一、二、三级时分别保持  $K_s=1.40$ 、 $1.30$ 、 $1.20$  不变。②锚杆单独与土钉墙复合作用时，建议取  $\gamma_2=0.4\sim 0.6$ 。锚杆与土体的刚度比越大，取值越低。如前所述，锚杆的预应力限制了周边土钉抗力的充分发挥，其不良影响在公式中体现为对锚

杆作用的折减上。锚杆设计承载力不宜超过 2~3 倍土钉极限承载力，一般为 200~300kN，锁定预应力一般为设计值的 50~100%，并且不小于 100kN。超过这一范围的  $\gamma_2$  取值应进一步减小。③止水帷幕单独与土钉墙复合作用时，建议取  $\gamma_3=0.5\sim 0.8$ ，帷幕与土体的刚度比越大，取值越低。帷幕桩连续分布，对桩后土约束极强，迫使桩后复合土体与帷幕桩同时剪切破坏，复合作用较为均衡。但是，帷幕桩的存在也限制了土钉抗力的充分发挥，其不良影响在公式中体现为对帷幕作用的折减上。④微型桩单独与土钉墙复合作用时，建议取  $\gamma_4=0.1\sim 0.5$ ，微型桩与土体的刚度比越大，取值越低。微型桩为直径较大（250mm 及以上）、受力筋为钢筋笼或型钢的钻孔混凝土灌注桩，或者工字钢、H 型钢、方钢等各种型钢及钢轨，预制钢筋混凝土桩，插筋（型钢）止水帷幕，预应力管桩等时，取小值，其它刚度、强度较小的微型桩，取较大值。⑤锚杆、止水帷幕及微型桩两两组合或共同与土钉作用时，应将  $\gamma_x$  值进一步适当降低。不管是单独还是组合作用，均应使  $K_{s2}+K_{s3}+K_{s4}\leq 0.5$ ，或者  $K_{s0}+\gamma_1 K_{s1}\geq 0.8$ 。尤其要注意微型桩与止水帷幕的共同作用。微型桩与搅拌桩组合时，位置关系有 3 种情况，不同情况的组合效果不同。a. 微型桩置于搅拌桩中间时，相当于劲性水泥土，搅拌桩与微型桩粘结良好，对微型桩形成了强有力的约束，使二者能够充分协调受力，微型桩的作用能够得到最大程度的发挥，复合作用效果最好， $\gamma_x$  可适当取较大值。但是，在搅拌桩内钻孔施工微型桩难度较大，有砂层时搅拌桩在砂层中的强度很高，可达 5MPa 以上，回转钻一般不能钻进。b. 微型桩位于搅拌桩内侧（背基坑侧）时，因施工方便，工程中最为常用，但与搅拌桩协调工作的效果最差，其强度不能得到充分发挥， $\gamma_x$  应取小值。c. 微型桩位于搅拌桩外侧（向基坑侧）时，两条微型桩之间的土很难附着于搅拌桩上，也很难形成土拱，很容易掉落，使微型桩凸出于搅拌桩平面，对挂钢筋网、架设通长的加强筋及喷射混凝土造成不便，故实际工程中较少采用。

$$K_{s1} = n_{1,j} \frac{\gamma_{1t} \sum N_{1u,j} \cos(\theta_j + \alpha_j) + \gamma_{1n} \sum N_{1u,j} \sin(\theta_j + \alpha_j) \tan \varphi_j}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (9-13)$$

### 3. 抗倾覆及抗滑移稳定性分析

安全系数并不能定量表示安全性，重力式挡土墙内部稳定安全系数  $K_s$ 、抗滑移安全系数  $K_c$  及抗倾覆安全系数  $K_o$  之间不具备直接相比性。但是，当  $K_s=1$ 、即挡土墙达到整体稳定极限平衡时，与  $K_c$  及  $K_o$  就具备了比较意义。下面通过算例说明如果土钉墙按重力式挡土墙设计计算时  $K_c$ 、 $K_o$  与  $K_s$  的关系。

算例分为 4 组：土层均质， $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ，无地下水，无地面附加荷载，土钉孔径 80mm，倾角  $15^\circ$ ，a、b、c 组纵横间距及 d 组水平间距均为 1.0m， $K_s$  计算按《建筑基坑支护技术规范》（JGJ120-99）， $K_c$ 、 $K_o$  及墙底压力计算方法按《深基坑工程设计施工手册》（第一版）。钉土粘结强度  $q_{sk}$ 、墙底摩擦系数  $\mu$  等参数按规范取值，土与墙背摩擦角  $\delta$  在 a 组算例取  $0.5\varphi$ ，b、c、d 组取  $10^\circ$ 。a、b、c 组通过调整土钉长度使  $K_s=1$ 。d 组中，通过减短单体长度、增加排数使土钉总长度不变。计算成果如图 9-18 所示。表 9-2 为算例的计算数据。表中墙趾压力倍数 P 为计算出的墙趾压力与天然状态下自重压力的比值。

上述计算不够严谨，但仍反映了规律性：①在  $K_s=1$ 、即土钉墙处于整体临界稳定状态时，抗滑移及抗倾覆安全系数仍较大，在各种条件下均如此，说明即使土钉墙会发生倾覆及滑移破坏，发生的机率也远远小于内部稳定破坏。②土钉总长度不变时，安全系数随着土钉单体长度的减短而降低；③计算墙趾压力高于天然状态很多，尤其是第 3 组算例中，墙趾压力随着边坡的变缓反而大幅增加，与实际不符。

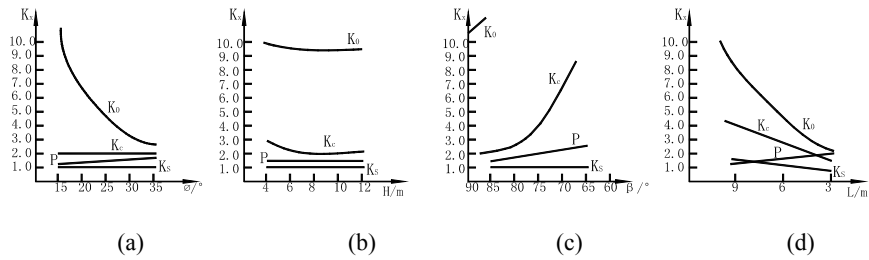


图 9-18 按重力式挡土墙理论计算的土钉墙各种稳定安全系数  
(a)随土层内摩擦角变化；(b)随坡高变化；(c)随坡角变化；(d)随钉长变化

土钉墙稳定安全系数计算数据表

表 9-2

组别	墙高 h(m)	坡角 $\beta(^{\circ})$	排数	钉长 (m)	C (kPa)	$\Phi$ ( $^{\circ}$ )	$q_{sk}$ (kPa)	$\mu$	$K_s$	$K_c$	$K_o$	墙趾压力倍数 P
a	9	90	8	15.5	0	15	40	0.30	1.0	1.9	16	1.15
	9	90	8	10.1	0	20	50	0.33	1.0	1.7	8.8	1.31
	9	90	8	7.2	0	25	60	0.35	1.0	1.6	5.5	1.50
	9	90	8	5.4	0	30	70	0.38	1.0	1.6	4.0	1.72
	9	90	8	4.4	0	35	80	0.40	1.0	1.7	3.3	1.86
b	4	90	3	2.5	10	15	50	0.30	1.0	2.6	7.7	1.36
	6	90	5	4.5	10	15	50	0.30	1.0	1.7	6.3	1.44
	8	90	7	6.8	10	15	50	0.30	1.0	1.6	6.9	1.40
	10	90	9	9.1	10	15	50	0.30	1.0	1.5	6.9	1.39
	12	90	11	11.6	10	15	50	0.30	1.0	1.5	7.2	1.38
c	9	90	8	8	10	15	50	0.30	1.0	1.9	10.8	1.23
	9	85	8	6.8	10	15	50	0.30	1.0	2.1	12.6	1.08
	9	80	8	6.1	10	15	50	0.30	1.0	2.4	15.1	1.33
	9	70	8	5.0	10	15	50	0.30	1.0	6.8	53.2	2.48
	9	60	8	4.6	10	15	50	0.30	1.0	--	--	--
d	9	90	6	9.0	15	20	60	0.3	1.31	3.2	1.3	1.14
	9	90	9	6.0	15	20	60	0.3	1.23	1.9	1.2	1.45
	9	90	12	4.5	15	20	60	0.3	1.07	1.5	1.1	1.81
	9	90	15	3.6	15	20	60	0.3	0.88	2.4	0.9	2.32

#### 4. 地基失稳与隆起

土钉墙及地面荷载的重量超过墙底地基土承载能力时，可能会发生地基土下沉剪切破坏，地基土剪切破坏必然会造成土体向坑内隆起，故地基失稳通常和坑底隆起一起加以考虑。基坑底面以下有软塑、流塑状的淤泥、淤泥质土、有机质土、淤泥质砂、粉质粘土、粘质粉土等各种软土时，土钉墙都应进行抗隆起稳定性验算，安全系数不满足要求时采取有关加固措施。土钉墙无法考虑因坑底土回弹造成的隆起。

抗隆起稳定计算公式大致可分为 3 类：①按地基极限承载力核算抗隆起稳定；②以支护桩与坑底交点为原点取力矩平衡计算；③以支护结构最下一排支撑（或锚杆）为原点取力矩平衡计算。计算方法详见本书相关章节。第 2、3 类计算公式中，都认为桩具有足够的强度，没有产生强度破坏，故滑动面从桩底下穿过。显然这对土钉墙不适合。土钉墙及锚杆复合土钉墙没有入土深度，止水帷幕复合土钉墙有入土深度，但软土中的止水帷幕强度很低，易发生剪切破坏，对抗隆起的帮助不是很大。微型桩的强度及刚度较高时，可能不发生强度破坏，但是，复合土钉墙中最下一排土钉一般受力较小，强度刚度低，很难认为可以形成支点绕其

转动，故土钉墙应该按地基极限承载力核算抗隆起稳定性。

### 5. 抗渗流

潜水及承压水可能会造成坑底的渗流破坏。土钉墙对承压水造成的渗流破坏稳定验算与其它支护结构相同。对于非止水帷幕复合土钉墙，坡脚即为坑外地下水渗入点，坑内外几乎没有水位差，故完工后不会因潜水产生渗流破坏（施工过程中可能会在坡面发生流土或管涌）。止水帷幕复合土钉墙因潜水产生的渗流破坏模式与其它支护形式略有不同。

止水帷幕复合土钉墙在止水效果很好的情况下，认为帷幕不渗漏水。但是，每个土钉孔及坡面都有可能渗水，造成了坑外水位的下降，如本章前面所述。观测数据表明，这种渗漏在坑外形成了降水漏斗，与降水井形成的降水漏斗相比，范围要小，如图 9-19 所示。实际工程中，靠近坡面的水位一般不超过第二排土钉头处，因土钉孔渗水的程度不同，浸润线很难确定。可按图 9-19 中曲线 1 计算地下水位，分别取水头差  $\Delta h=h_2+h_3$ 、 $\Delta h=h_1/2+h_2+h_3$  及  $\Delta h=h_1+h_2+h_3$  三种状况验算，这样作法偏于安全。图中曲线 2 为假定的降水井降水浸润线。

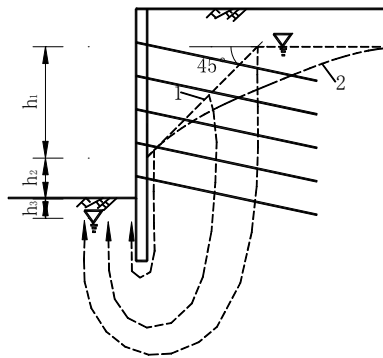


图 9-19 止水帷幕复合土钉墙渗流稳定性验算简图

## 9.4.3 土钉抗力验算

### 1. 概述

土钉墙内部整体稳定分析的理论基础是：土钉稳定区中所提供的抗力（矩）及土体间抗力（矩）应与主动区土体产生的下滑力（矩）相平衡，重点强调的是土钉的整体作用性。但基于极限平衡理论的稳定分析方法有先天缺陷，如果土钉布置不合理，即使安全系数较大也并不意味支护系统一定是安全的。在稳定性分析满足设计要求的前提下，如果对每条土钉的长度、承载能力及间距等都加以限制，不使其长度过短、承载力过低、密度过小，则可大大保证支护系统的安全性，这就需要对每条土钉的抗拉力、抗拔力等进行验算，统称为土钉抗力验算。土钉的抗力验算还应该包括面层对钉头的锚固力验算，但一般通过构造措施加以解决，如前所述。对土钉的抗力验算是以每条土钉均应该与分配给其的主动土压力相平衡为理论基础，是对整体稳定性分析的补充，是从另一个角度核算土钉墙的安全性，也有人称之为局部稳定验算。因要平衡的对象不同，故按主动土压力平衡法计算出来的土钉抗力与按复合土体极限平衡稳定分析计算出来的单条土钉极限抗力是有区别的。采取两种方法或三种（有些规范中还要求进行抗滑移及抗倾覆等稳定验算）方法是因为哪种理论计算方法都不完全成熟，合在一起使用安全性更有保证。

土钉的抗力验算先要确定土钉所受的荷载，而土钉所受荷载与荷载作用位置相关，即与滑移面密切相关。土钉墙所受的土压力非常复杂。土钉墙没有入土深度，不存在被动土压力，只承受主动土压力，止水帷幕及微型桩复合土钉墙中有桩嵌入土中，存在被动土压力，但目前的理论分析尚未考虑其有利影响，只作为安全储备。

现在简单回顾一下朗肯及库仑侧向土压力理论。朗肯土压力理论是根据半空间的应力状态和土的极限平衡条件而得出的土压力计算方法，为了使挡土墙后的应力状态符合理论要



求，假定条件为：①墙背直立；②墙背光滑；③墙后填土是水平的。由于忽略了墙背与填土间的摩擦力影响，使计算的主动土压力偏大，被动土压力偏小。库仑土压力理论根据墙后滑动土楔的静力平衡条件推导出土压力计算公式，考虑了墙背与土之间的摩擦力，并可用于墙背倾斜、填土面倾斜等情况，假定条件为：①填土为无粘性土，即  $c=0$ ；②破裂面为平面。实际上，破裂面一般为曲面，只有当墙背的斜度不大、墙背与填土间的摩擦力很小时才接近于平面，因此计算结果有偏差，计算主动土压力时偏差约为 2~10%，被动土压力时误差较大，有时达 2~3 倍甚至更大。两个经典土压力理论的共有特点之一即主动土压力全部作用在挡土墙背上。

土钉墙不同于以往任何一种挡土结构。其它挡土结构，除了加筋土挡土墙之外，主动土压力均是全部直接作用在面层上。加筋土挡土墙受力机理与土钉墙有相似之处，即筋带最大拉力值大于面层所受压力，但当以楔体极限平衡法分析计算时，仍假定土压力全部作用在面层上。主动土压力并非全部作用在面层上，大部分直接作用在土钉上，这是土钉墙与其它挡土结构受力特征的本质不同。土压力是否作用在面层上直接影响了土钉的内力分布形态。土钉墙的面层不是重力式“墙”，复合土体也不是。除此外，土钉墙使用时往往还有两个条件：①墙面倾斜；②土质以粘性土为主或与砂土互层。可见，土钉墙不符合这两个理论的假定条件，故不能直接引用其理论公式。学者们根据实测数据，或者根据工程经验对经典理论进行修正，得到了土钉墙的经验土压力分布曲线。经验土压力中，目前普遍把土钉所受的最大拉力视为主动土压力，主动土压力没有作用在面层上而是与其有一定距离，面层所受的土压力为主动土压力的一部分。

滑裂面的形状是另一个重要问题。滑裂面实际上是无法确定的，和土体性状、土钉墙设计参数、地面荷载、地下水作用等多种因素相关。不同的学者把观测到的实际破裂面形状，假定为圆弧形、对数螺旋线形、抛物线形、双曲线形、直线形、双折线形等数种，用于单条土钉抗拔力验算时，为简单起见，通常采用直线形及双折线形。计算时假定为这种形状，并不代表实际情况。

国内外目前常用的用于土钉抗力计算方法有十余种，经验土压力、破裂面模型以及相应的计算公式各不相同。各种土压力简化曲线中，三角形土压力法与实际相差较大，可能会过高估计下部土钉的内力，且对上部土钉来说可能不安全。土钉抗力各种计算方法与相应的整体稳定分析综合考虑后，计算出的土钉长度及密度相差不大，且由于安全系数取法不同，总体而言对土钉墙安全性的影响差异不大，实际工程中多可采用。本节介绍作者推荐的方法。

## 2. 单条土钉抗力计算

### (1) 单条土钉的荷载标准值

单根土钉的轴向荷载标准值即该条土钉应该承担的土压力，可按式 9-14 计算：

$$N_{k,j} = \frac{1}{\cos \alpha_j} \zeta \eta_j e_{ak,j} s_{x,j} s_{z,j} \quad (9-14)$$

式中： $N_{k,j}$ ——第  $j$  层土钉的轴向荷载标准值 (kN)；

$\alpha_j$ ——第  $j$  层土钉的倾角 ( $^\circ$ )；

$\zeta$ ——坡面倾斜时的主动土压力折减系数，可按式 9-15 计算；

$\eta_j$ ——第  $j$  层土钉处的主动土压力分布调整系数，可按式 9-16 计算；

$e_{ak,j}$ ——第  $j$  层土钉处的主动土压力强度标准值 (kPa)，按相关规定计算；

$s_{x,j}$ ——第  $j$  层土钉的水平间距 (m)，局部间距不均匀时取平均值；

$s_{z,j}$ ——第  $j-1$  层至第  $j+1$  层土钉垂直间距的 0.5 倍 (m)。最上(下)排土钉至坡顶(脚)的距离应计入最上(下)排土钉的垂直间距内。

### (2) 坡面倾斜时的主动土压力折减系数 $\zeta$

朗肯主动土压力  $E_{ak}$  是在假定墙背垂直的条件下推导出来的。坡面倾斜时，主动土压力减小，其值可通过对  $E_{ak}$  折减的办法得到。令折减系数为  $\zeta$ ，折减方法如图 9-20 所示。

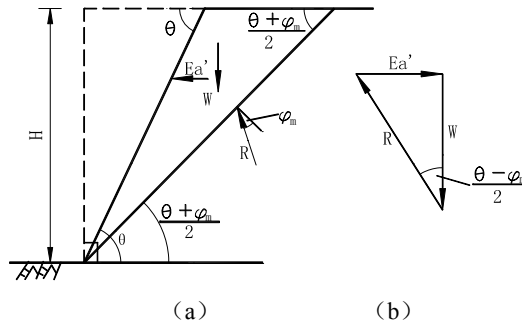


图 9-20 坡面倾斜时主动土压力折减系数

(a)作用在土楔上的作用力；(b)力矢三角形

图中假定：①滑移面为平面，倾角 $(\theta+\varphi_m)/2$ ；②土层  $c=0$ ；③土楔产生的主动土压力  $E'_a$  方向水平。W 为土楔的重量，R 为滑移面的反作用力， $\varphi_m$  为基坑底面以上土体内摩擦角标准值按土层厚度加权的平均值。由图 9-23b 可得：

$$E'_a = W \tan \frac{\theta - \varphi_m}{2} = \frac{1}{2} r H^2 (\cot \frac{\theta + \varphi_m}{2} - \cot \theta) \tan \frac{\theta - \varphi_m}{2} \quad (9-15)$$

$$\zeta = \frac{E'_a}{E_a} = \frac{E'_a}{\frac{1}{2} r H^2 \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_m}{2})} = \tan \frac{\theta - \varphi_m}{2} (\cot \frac{\theta + \varphi_m}{2} - \cot \theta) / \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \quad (9-16)$$

上述估算方法得到的  $\zeta$  是半理论半经验系数，与假定的滑移面倾角、土压力强度标准值  $e_{ak}$  的取值方法及规定的安全系数等因素相关，用于简便估算坡面倾斜时单条土钉应承受多少荷载，从而估算土钉的设置密度及长度。需要说明的是：土钉墙的主动土压力并不作用在坡面上， $\zeta e_{ak}$  也不是作用在倾斜面上的主动土压力。

### (3) 主动土压力分布调整系数 $\eta_j$

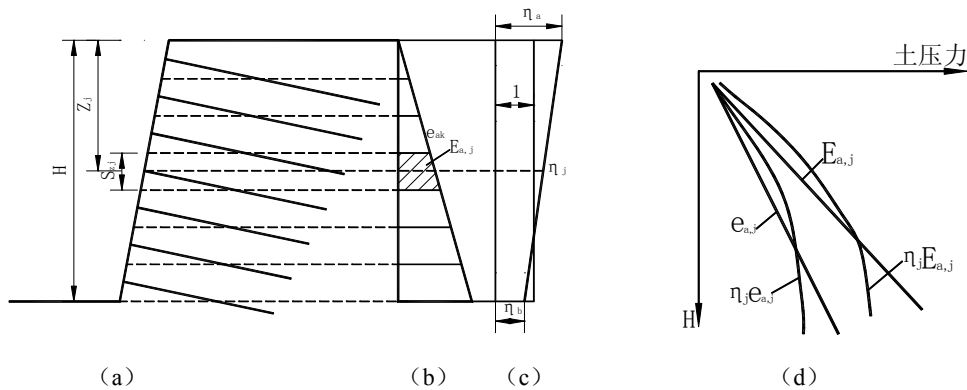


图 9-21 主动土压力分布调整系数

(a) 计算模型；(b) 郎肯主动土压力；(c) 主动土压力调整系数；(d) 调整后土压力

土钉墙主动土压力的计算方法有两类：一类是根据经验直接假定主动土压力的分布形状及数值大小，另一类认为作用在土钉墙上的主动土压力总和仍为朗肯主动土压力，只不过不再是上小下大的三角形分布形状，根据经验将其调整为梯形等其它分布形状。作者建议对土压力进行调整，方法为：令第  $j$  条土钉调整前所承担的主动土压力为  $E_{a,j}$ ，如图 9-21 所示，调整后为调整前的  $\eta_j$  倍。假定  $\eta_j$  与基坑深度  $H$  为线性关系，其值在墙底处为小于 1 的  $\eta_b$ ，

在墙顶处为大于 1 的  $\eta_a$ ，第  $j$  条土钉深度为  $z_j$ ，由图中可得几何关系如式 9-17，解之，得式 9-18，因所有土钉承担的总主动土压力在调整前后保持不变，故有  $\sum \eta_j E_{a,j} = \sum E_{a,j}$ ，将式 9-18 代入解之，得式 9-19：

$$\frac{\eta_j - \eta_b}{H - z_j} = \frac{\eta_a - \eta_b}{H}, \quad \eta_j = \left(1 - \frac{z_j}{H}\right)\eta_a + \frac{z_j}{H}\eta_b, \quad \eta_a = \frac{\sum (H - \eta_b z_j) E_{a,j}}{\sum (H - z_j) E_{a,j}} \quad (9-17、18、19)$$

调整后的土压力强度曲线如图 9-21d 所示，该曲线能够较好地模拟了绝大多数工程的实测结果。 $\eta_b$  是个重要的经验数据，与土层的抗剪强度及含水量有关，一般  $\eta_b = 0.5 \sim 0.8$ ，经验不足时可参考以下建议：硬塑以上粘性土取  $\eta_b = 0.5$ ，一般粘性土取  $\eta_b = 0.6$ ，砂土、软土取  $\eta_b = 0.7$ ，淤泥取  $\eta_b = 0.8$ 。

#### (4) 土钉的极限抗拔承载力及设计长度

第  $j$  条土钉的总长度为在主动区内长度  $l_2$  与在稳定区内长度  $\sum l_1$  之和，在稳定区内长度  $\sum l_1$  应满足式 9-20：

$$\pi d_j \sum q_{sk,i} l_i \geq N_{u,j}, \quad N_{u,j} \geq \gamma_0 K_b N_{k,j} \quad (9-20, 9-21)$$

式中： $N_{u,j}$ ——第  $j$  个土钉在稳定区的极限抗拔承载力（kN），当按图 9-21 确定时，需满足式 9-21，当按图 9-16 确定时，无需满足式 9-21；

$d_j$ ——第  $j$  个土钉的锚固体直径（m），钻孔注浆土钉按孔径计算，打入钢管土钉可按钢管直径+20mm 计算；

$q_{sk,i}$ ——第  $j$  个土钉在第  $i$  层土的极限粘结强度标准值（kPa），应由土钉抗拔试验确定，无试验数据时，可根据工程经验参考表 9-1 取值；

$K_b$ ——土钉抗拔安全系数，一般取 1.6。

$l_i$ ——第  $j$  个土钉在假定滑移面外第  $i$  土层中的长度（m），如图 9-22 所示；

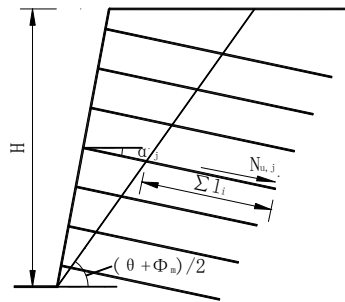


图 9-22 土钉抗拔承载力计算

#### (5) 筋体材料强度

第  $j$  条土钉筋体截面积  $A_s$  应满足式 9-22，其中  $f_{yk}$  为筋体抗拉强度标准值（kN/m<sup>2</sup>）， $N_{d,j}$  为抗拉承载力标准值， $\gamma_0$  为工程重要性系数， $\gamma_F$  为材料抗力分项系数：

$$A_{s,j} f_{yk} \geq N_{d,j}, \quad N_{d,j} = \gamma_0 k_b N_{k,j} \quad (9-22, 9-23)$$

土钉直径较小时，按式 9-22 确定的土钉极限抗拉承载力可能会小于按式 9-20 确定的土钉极限抗拔承载力，土钉的极限抗力定义为两者中的较小值。

## 9.5 土钉墙的变形计算与探讨

### 1. 变形控制指标

大量观测数据表明，一般及较好的土层中，土钉墙最大水平位移  $S_h$  与开挖深度  $H$  的比值一般为 0.1%~0.5%，超过 1%后认为基坑是不安全的；软土中  $S_h/H$  约为一般土层中的 1.5~2 倍，超过 2%后认为基坑是不安全的。《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》规定安全等级为二、三级的基坑允许  $S_h/H$  分别为 0.5%、1%，广东省《建筑基坑支护工程技术规程》(DBJ/T15-20-97)规定安全等级为一、二、三级的基坑允许  $S_h$  分别为 0.2%H 且不大于 30mm、0.4%H 且不大于 50mm、2.5%H 且不大于 150mm。沉降变形一般不对土钉墙的安全产生直接影响，对周边环境产生危害，指标很难确定。广东省《建筑基坑支护工程技术规程》规定安全等级为一、二、三级的基坑允许最大沉降  $S_v$  分别为 0.15%H 且不大于 20mm、0.3%H 且不大于 40mm、2%H 且不大于 120mm。

沉降主要由两方面引起，即土体的侧向位移及水位下降造成的固结沉降。不同土质中土钉墙沉降影响的范围（与坑边的水平距离  $L$ ）及最大沉降值  $S_v$  如表 9-3 所示：

沉降影响范围及程度

表 9-3

土质状况	地下水位较高的砂土及新近填土	较硬的粘性土	深厚的软土	其余土层
$L/H$	1.5~2	1	4~5	1~1.5
$S_v/S_h$	1~1.5	0.8~1	1~1.2	1

### 2. 变形计算方法探讨

基坑的变形计算与预测一直是基坑工程的难点。原因是多方面的，最根本的原因在于土体的复杂性。土体的变形受原位初始应力状态影响很大，但目前的勘察测试方法，不论是原位测试技术还是土工试验技术，得到的土体参数都已是原位土应力释放后的，已经不能反映土体的真实初始状况，仅从这一点就可知基坑的变形预测在目前阶段是不可能准确的。

土钉墙支护也是如此。用极限平衡分析法不能提供任何土钉墙变形的信息，可用有限元等数值分析方法做出估算，但成果的可信程度也并不高。目前了解的土钉墙变形性能主要是根据监测资料。一些重要的、大型基坑工程建立了数值分析模型，将已观测到的成果作为数据输入，据此预测下一步变化，如此反复，得出的预测值与实测较为接近。但是，由于建模的复杂性及早期预测的准确度较低等因素，这类方法目前没能普遍应用。

近些年，不少学者致力于建立相对简单的经验公式对变形进行预测，取得了一定的成果。作者结合工程经验，仿效广义虎克定律，提出土钉墙水平位移计算经验公式如式 9-23：

$$S_{h,z} = \psi_h \frac{K_0(\gamma H + q) - p_{av}}{E_{sp}} b_z + \nu \frac{\gamma z + q}{E_0} b_z \quad (9-23)$$

式中  $S_{h,z}$ ——深度为  $z$  处的土钉墙面层水平位移，mm；

$\psi_h$ ——位移调整经验系数，一般取 1~1.3。与搅拌桩或微型桩复合支护时，取下限，土钉墙支护时，在自立性较差的土层中取上限，在自立性较好的土层中取中值；

$K_0$ ——静止土压力系数，可在室内用  $K_0$  三轴仪或应力路径三轴仪测得，也可在原位用自钻式旁压仪测得。缺乏试验资料时，砂性土中取  $K_0 = 1 - \sin\phi$ ，粘性土中取  $K_0 = 0.95 - \sin\phi$ ；

$\gamma$ ——土体天然重度 ( $\text{kN/m}^3$ )；

$H$ ——基坑开挖深度 (m)；

$q$ ——地面附加荷载 (kPa)；

$$p_{av} \text{——锚杆平均作用荷载 (kPa), } p_{av} = \frac{1}{H} \sum \frac{P_{d,j}}{s_{x,j}} \quad (9-24)$$

$P_{d,j}$ ——第  $j$  层锚杆的设计承载力 (kN);

$s_{x,j}$ ——第  $j$  层锚杆的水平间距 (m);

$b_z$ ——深度为  $z$  处的位移计算宽度 (mm), 如图 9-23 所示;

$$b_z = (h - z) \left[ \tan(90^\circ - \frac{\theta + \varphi_m}{2}) - \tan(90^\circ - \theta) \right]; \quad (9-25)$$

$h$ ——变形计算深度 (m), 取  $h=1.0\sim 1.5H$ , 取值随土的抗剪强度指标增高而降低, 坚硬或密实状态时取小值, 软塑状态时取大值; 有止水帷幕或微型桩作用时取小值。

$z$ ——位移计算点的深度 (m);

$\theta$ ——土钉墙坡面与水平面夹角 ( $^\circ$ );

$\varphi_m$ ——基坑底面以上土体内摩擦角标准值按土层厚度加权的平均值 ( $^\circ$ );

$$E_{sp} \text{——土钉与土体的复合变形模量 (MPa), } E_{sp} = mE_{p0} + (1 - m)E_0; \quad (9-26)$$

$$m \text{——土钉的面积置换率, } m = \frac{\pi D^2}{4s_{x,z}s_{z,z}}; \quad (9-27)$$

$D$ ——土钉直径 (m);

$s_{x,z}$ 、 $s_{z,z}$ ——深处为  $z$  处的土钉水平及竖向间距 (m);

$E_{p0}$ ——土钉的变形模量 (MPa), 可通过土钉抗拔基本试验估算, 无试验数据时可取 1000~10000MPa, 土质坚硬或密实状态时取大值, 软塑、流塑状态时取小值;

$E_0$ ——土体的变形模量 (MPa);

$\nu$ ——土体的泊松比。

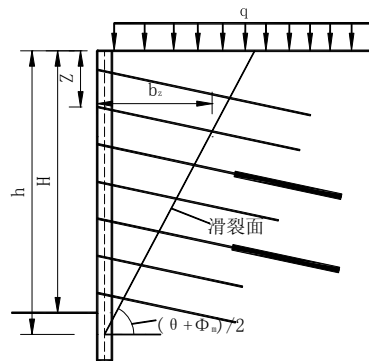


图 9-23  $b_z$  计算示意图

公式 9-23 使用中需要注意: ①公式分为两部分, 第一部分为开挖面上卸载条件下发生的水平位移, 即水平应力  $\sigma_3$  产生的位移; 第二部分为在卸载条件下, 竖向应力  $\sigma_1$  产生的水平位移。 $\sigma_3$  产生的位移受时间效应影响较大, 坡面裸露的时间越长越大, 在有搅拌桩等约束的情况下变形小, 故应根据经验进行适当调整; ②  $b_z$  在公式中的意义是变形产生的宽度范围, 取假定破裂面到坡面的水平距离。该破裂面是假定的, 沿用了土钉抗力验算中的假定破裂面。数十个工程的验算结果表明, 对于一般土层、较好的土层及有软弱夹层的土层, 该假定破裂面能够满足实际需要, 但在深厚的软粘土中不适合。也就是说, 该公式在深厚的软粘土中不宜应用, 计算结果离散性较大; ③公式对锚杆复合土钉墙及搅拌桩复合土钉墙的适应性较好。微型桩的刚度较大, 对上下排土钉的牵连较大, 影响了公式的假定条件, 故微型桩复合土钉墙不适用本公式。

### 3. 经验图表法估算位移

上海市地区规范《基坑工程设计规范》(2008 年修编版)总结了上海地区近年来搅拌桩

复合土钉墙的工程经验，绘制了位移图，如图 9-24 所示。该规范认为，搅拌桩复合土钉墙的位移取决于基坑开挖深度  $H$ 、土钉长度  $l$ 、超前支护刚度、土钉注浆量、基坑单边长度等工程因素，正常施工的土钉墙位移及地表沉陷基本位于图中的两直线之间。该图适用的基坑深度不超过 5~6m，土钉注浆水泥用量平均 25~28kg/m。图中单排水泥搅拌桩宽度 0.7m，双排水泥搅拌桩宽度 1.2m， $l$  为土钉平均长度。

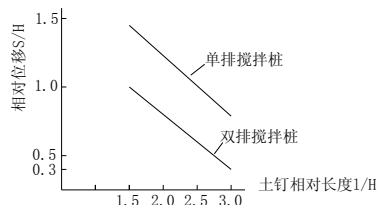


图 9-24 搅拌桩复合土钉墙位移示意图

## 9.6 土钉墙施工质量控制及检测要点

### 9.6.1 施工质量控制要点

#### 1. 土钉墙施工流程

土钉墙的施工流程一般为：开挖工作面→修整坡面→喷射第一层混凝土→土钉定位→钻孔→清孔→制作、安装土钉→浆液制备、注浆→加工钢筋、绑扎钢筋网→安装泄水管→喷射第二层混凝土→养护→开挖下一层工作面，重复以上工作直到完成。

打入钢管注浆型土钉没有钻孔清孔过程，直接用机械或人工打入。

复合土钉墙的施工流程一般为：止水帷幕或微型桩施工→开挖工作面→土钉及锚杆施工→安装钢筋网及绑扎腰梁钢筋笼→喷射面层及腰梁→面层及腰梁养护→锚杆张拉→开挖下一层工作面，重复以上工作直到完成。

#### 2. 土钉成孔

应根据地质条件、周边环境、设计参数、工期要求、工程造价等综合选用适合的成孔机械设备及方法。钻孔注浆土钉成孔方式可分为人工洛阳铲掏孔及机械成孔，机械成孔有回转钻进、螺旋钻进、冲击钻进等方式，打入式土钉可分为人工打入及机械打入。洛阳铲及滑锤为土钉施工专用工具，锚杆钻机及潜孔锤等多用于锚杆成孔，地质钻机及多功能钻探机等除用于锚杆成孔外，更多用于地质勘察。洛阳铲是一种传统的造孔工具，因工具及工艺简单、工程成本低、环保，迅速风行全国。一般 2 人操作，有时 3 人，成孔最深可达 15m，成孔直径一般 50~80mm。成孔时人工用力将铲击入孔洞中，使土挤入铲头内，反复几次将土装满，然后旋转一定角度将铲内土与原状土分开，再把铲拉出洞外倒土。铲把一般采用镀锌铁管套丝后螺纹接长。因人工作业，一般适用于素填土、冲洪积粘性土及砂性土，一支洛阳铲每天（8 小时）可掏孔 30~50m，在风化岩、砂土、软土及杂填土中成孔困难。由于国内人工费不断上涨、劳动力日益短缺等原因，洛阳铲使用率逐渐减少，尤其是 2007 年下半年后，已较少采用。打入式钢管土钉最早靠人工用大锤打入，效率低，进尺短，后改进为简易滑锤，效率提高很多，一台滑锤每台班可施打钢管土钉 100~150m。滑锤制作简单：将两条轨道固定在支腿高度可调节的支架上，带有限位装置的铁块可以在两条轨道之间滑动，人工将铁块拉向支架尾端，再用力向前快速推进撞击钢管，将之打入土中。待打入钢管通过对中架限位及定位，击入至接近设计长度时，由于对中架阻碍，铁块不能直接击到钢管，中间要加入工具管。滑锤一般 4~6 人操作。目前最常用的打入机具为气动潜孔锤，施工速度快，一台潜孔钻每台班可冲孔或施打钢管土钉 150~250m，机具轻巧，人工搬运方便。边坡土钉墙施工时有时采用某类带气动冲击功能的钻探机，如果空压机功率足够大，成孔速度非常快。

成孔方式分干法及湿法两类，需靠水力成孔或泥浆护壁的成孔方式为湿法，不需要时则为干法。孔壁“抹光”会降低浆土的粘结作用，经验表明，泥浆护壁土钉达到一定长度后，在各种土层中能提供的抗拔承载力最大约 200kN。故湿法成孔或地下水丰富采用回转或冲击回转方式成孔时，不宜采用膨润土或其它悬浮泥浆做钻进护壁，宜采用套管跟进方式成孔。成孔时应做好成孔记录，当根据孔内出土性状判断土质与原勘察报告不符合时，应及时通知相关单位处理。因遇障碍物需调整孔位时，宜将废孔注浆处理。

湿法成孔或干法在水下成孔后孔壁上会附有泥浆、泥渣等，干法成孔后孔内会残留碎屑、土渣等，这些残留物会降低土钉的抗拔力，需分别采用水洗及气洗方式清除。水洗时仍需使用原成孔机械冲清水洗孔，但清水洗孔不能将孔壁泥皮洗净，如果洗孔时间长容易塌孔，且水洗会降低土层的力学性能及与土钉的粘结强度，应尽量少用；气洗孔也称扫孔，使用压缩空气，压力一般 0.2~0.6MPa，压力不宜太大以防塌孔。水洗及气洗时需将水管或风管通至孔底后开始清孔，边清边拔管。

### 3. 浆液制备及注浆

拌和水中不应含有影响水泥正常凝结和硬化的物质，不得使用污水。一般情况下，适合饮用的水均可作为拌和水。如果拌制水泥砂浆，应采用细砂，最大粒径不大于 2.0mm，灰砂重量比为 1: 1~1: 0.5。砂中含泥量不应大于 5%，各种有害物质含量不宜大于 3%。水泥净浆及砂浆的水灰比宜为 0.4~0.6。水泥和砂子按重量计算。应避免人工拌浆，机械搅拌浆液时间一般不应小于 2min，要拌和均匀。水泥浆应随拌随用，一次拌和好的浆液应在初凝前用完，一般不超过 2h，在使用前应不断缓慢拌动。要防止石块、杂物混入注浆中。

开始注浆前或中途停止超过 30min 时，应用水或稀水泥浆润滑注浆泵及其管路。钻孔注浆土钉通常采用简便的重力式注浆。将金属管或 PVC 管注浆管插入孔内，管口离孔底 200~500mm 距离，启动注浆泵开始送浆，因孔洞倾斜，浆液可靠重力填满全孔，孔口快溢浆时拔管，边拔边送浆。水泥浆凝结硬化后会产生干缩，在孔口要二次甚至多次补浆。重力式注浆不可太快，防止喷浆及孔内残留气孔。钢管注浆土钉注浆压力不宜小于 0.6MPa，且应增加稳压时间。若久注不满，在排除水泥浆渗入地下管道或冒出地表等情况后，可采用间歇注浆法，即暂停一段时间，待已注入浆液初凝后再次注浆。

为提高注浆效果，可采用稍为复杂一点的压力注浆法，用密封袋、橡胶圈、布袋、混凝土、水泥砂浆、粘土等材料堵住孔口，将注浆管插入至孔底 0.2~0.5m 处注浆，边注浆边向孔口方向拔管，直至注满。因为孔口被封闭，注浆时有一定的注浆压力，约为 0.4~0.6MPa。如果密封效果好，还应该安装一根小直径排气管把孔口内空气排出，防止压力过大。

### 4. 面层施工顺序

因施工不便及造价较高等原因，基坑工程中不采用预制钢筋混凝土面层，基本上都采用喷射混凝土面层，坡面较缓、工程量不大等情况下有时也采用现浇方法，或水泥砂浆抹面。一般要求喷射混凝土分两次完成，先喷射底层混凝土，再施打土钉，之后安装钢筋网，最后喷射表层混凝土。土质较好或喷射厚度较薄时，也可先铺设钢筋网，之后一次喷射而成。如果设置两层钢筋网，则要求分三次喷射，先喷射底层混凝土，施打土钉，设置底层钢筋网，再喷射中间层混凝土，将底层钢筋网完全埋入，最后敷设表层钢筋网，喷射表层混凝土。先喷射底层混凝土再施打土钉时，土钉成孔过程中会有泥浆或泥土从孔口淌出散落，附着在喷射混凝土表面，需要洗净，否则会影响与表层混凝土的粘结。

### 5. 安装钢筋网

当设计和配置的钢筋网对喷射混凝土工作干扰最小时，才能获得最致密的喷射混凝土。应尽可能使用直径较小的钢筋。必须采用大直径钢筋时，应特别注意用混凝土把钢筋握裹好。钢筋网一般现场绑扎接长，应当搭接一定长度，通常 150~300mm。也可焊接，搭接长度应不小于 10 倍钢筋直径。钢筋网在坡顶向外延伸一段距离，用通长钢筋压顶固定，喷射混凝土

土后形成护顶。设置两层钢筋网时，如果混凝土只一次喷射不分三次，则两层网筋位置不应前后重叠，而应错开放置，以免影响混凝土密实。钢筋网与受喷面的距离不应小于两倍最大骨料粒径，一般 20~40mm。通常用插入受喷面土体中的短钢筋固定钢筋网，如果采用一次喷射法，应该在钢筋网与受喷之间设置垫块以形成保护层，短钢筋及限位垫块间距一般 0.5~2.0m。钢筋网片应与土钉、加强筋、固定短钢筋及限位垫块连接牢固，喷射混凝土时钢筋网在拌和料冲击下不应有较大晃动。

## 6. 安装连接件

连接件施工顺序一般为：土钉置放、注浆→敷设钢筋网片→安装加强钢筋→安装钉头筋→喷射混凝土。加强钢筋应压紧钢筋网片后与钉头焊接，钉头筋应压紧加强筋后与钉头焊接。有一种作法在土钉筋杆置入孔洞之前就先焊上钉头筋，之后再安装钢筋网及加强筋，不建议这样做，因为加强筋很难与钉头筋紧密接触。

## 7. 喷射混凝土工艺类别及特点

喷射混凝土是借助喷射机械，利用压缩空气作为动力，将按设计配合比制备好的拌和料，通过管道输送并以高速喷射到受喷面上凝结硬化而成的一种混凝土。喷射混凝土不是依靠振动来捣实混凝土，而是在高速喷射时，由水泥与骨料的反复连续撞击而使混凝土压密，同时又因水灰比较小（一般 0.4~0.45），所以具有较高的力学强度和良好的耐久性。喷射法施工时可在拌和料中方便地加入各种外加剂和掺料，大大改善了混凝土的性能。喷射混凝土按施工工艺分为干喷、湿喷及水泥裹砂三种形式。

(1) 干喷法。干喷法将水泥、砂、石在干燥状态下拌合均匀，然后装入喷射机，用压缩空气使干集料在软管内呈悬浮状态压送到喷嘴，并与压力水混合后进行喷射，其特点为：①能进行远距离压送；②机械设备较小、较轻，结构较简单，购置费用较低，易于维护；③喷头操作容易、方便；④保养容易；⑤水灰比相对较小，强度相对较高；⑥因混合料为干料，喷射速度又快，故粉尘污染及回弹较严重，效率较低，浪费材料较多，产生的粉尘危害工人健康，通风状况不好时污染较严重；⑦拌合水在喷嘴处加入，混凝土的水灰比是由喷射手根据经验及肉眼观察来进行调节的，控制较难，混凝土质量在一定程度上取决于喷射手等作业人员的技术熟练程度及敬业精神。

(2) 湿喷法。湿喷法将骨料、水泥和水按设计比例拌和均匀，用湿式喷射机压送到喷头处，再在喷头上添加速凝剂后喷出，其特点为：①能事先将包括水在内的各种材料准确计量，充分拌合，水灰比易于控制，混凝土水化程度高，故强度较为均匀，质量容易保证；②混合料为湿料，喷射速度较低，回弹少，节省材料。干法喷射时，混凝土回弹率可达 15%~50%。采用湿喷技术，回弹率可降低到 10~20%以下。③大大降低了机旁和喷嘴外的粉尘浓度，对环境污染少，对作业人员危害较小；④生产率高。干式混凝土喷射机一般不超过 5m<sup>3</sup>/h，而使用湿式混凝土喷射机，人工作业时可达 10m<sup>3</sup>/h；采用机械手作业时，则可达 20m<sup>3</sup>/h；⑤不适宜远距离压送；⑥机械设备较复杂，购置费用较高；⑦流料喷射时，常有脉冲现象，喷头操纵较困难；⑧保养较费事。⑨喷层较厚的软岩和渗水隧道不宜使用。

(3) 工程中还有半湿式喷射及潮式喷射等形式，其本质上仍为干式喷射。为了将湿法喷射的优点引入干喷法中，有时采用在喷嘴前几米的管路处预先加水的喷射方法，此为半湿式喷射法。潮喷则是将骨料预加少量水，使之呈潮湿状，再加水泥拌和，从而降低上料、拌和喷射时的粉尘，但大量的水仍是在喷头处加入和喷出的，其喷射工艺流程和使用机械与干喷法相同。暗挖工程施工现场使用潮喷工艺较多。

## 8. 喷射混凝土材料要求

(1) 水泥。喷射混凝土应优先选用早强型硅酸盐及普通硅酸盐，因为这两种水泥的 C3S 和 C3A 含量较高，早期强度及后期强度均较高，且与速凝剂相容性好，能速凝。复合硅酸盐水泥种类较多，也可选用，目前基坑喷射混凝土目前使用 P.C32.5R 水泥较多。其余要求



同一般混凝土用水泥。

(2) 砂子。喷射混凝土宜选用中粗砂，细度模数大于 2.5。砂子过细，会使干缩增大；砂子过粗，则会增加回弹，且水泥用量增大。砂子中小于 0.075mm 的颗粒不应超过 20%，否则由于骨料周围粘有灰尘，会妨碍骨料与水泥的良好粘结。

(3) 石子。卵石或碎石均可。混凝土的强度除了取决于骨料的强度外，还取决于水泥浆与骨料的粘结强度，同时骨料的表面越粗糙界面粘结强度越高，因此用碎石比用卵石好。但卵石对设备及管路的磨蚀小，也不像碎石那样因针片状含量多而易引起管路堵塞，便于施工。实验表明，在一定范围内骨料粒径越小，分布越均匀混凝土强度越高，骨料最大粒径减少不仅增加了骨料与水泥浆的粘结面积，而且骨料周围有害气体减少，水膜减薄，容易拌和均匀，从而提高了混凝土的强度。石子的最大粒径不应大于 20mm，工程中常常要求不大于 15mm，粒径小也可减少回弹量。骨料级配对喷射混凝土拌合料的可泵性、通过管道的流动性、在喷嘴处的水化、对受喷面的粘附以及最终产品的表观密度和经济性都有重大影响，为取得最大的表观密度，应避免使用间断级配的骨料。经过筛选后应将所有超过尺寸的大块除掉，因为这些大块常常会引起管路堵塞。

(4) 外加剂。可用于喷射混凝土的外加剂有速凝剂、早强剂、引气剂、减水剂、增粘剂、防水剂等，国内基坑土钉墙工程中常加入速凝剂或早强剂，湿喷法有时加入引气剂。加入速凝剂的主要目的是使喷射混凝土速凝快硬，减少回弹损失，防止喷射混凝土因重力作用所引起的脱落，提高对潮湿或含水岩土层的适应性能，以及可适当加大一次喷射厚度和缩短喷射层间的间隔时间。喷射混凝土用的速凝剂一般含有碳酸钠、铝酸钠和氢氧化钙等可溶盐，呈粉末状，应符合下列要求：①初凝在 3min 以内；②终凝在 12min 以内；③8h 后的强度不小于 0.3MPa；④28d 强度不应低于不加速凝剂的试件强度的 70%。在要求快速凝结以便尽快喷射到设计厚度、对早期强度要求很高、仰喷作业、封闭渗漏水等情况下宜使用速凝剂。速凝剂虽然加速了喷射混凝土的凝结速度，但也阻止了水在水泥中的均匀扩散，使部分水包裹在凝结的水泥中，硬化后形成气孔，另一部分水泥因而得不到充足的水分进行水化反应而干缩，从而产生裂纹及在不同程度上降低了喷射混凝土的最终强度，故要谨慎使用，使用时掺量要严格控制，且掺入应均匀。喷射混凝土中掺入少量（一般为水泥重量的 0.5~1%）减水剂后，由于减水剂的吸附和分散作用，可在保持流动性的条件下显著地降低水灰比，提高强度，减少回弹，并明显地改善不透水性及抗冻性。

(5) 骨料含水量及含泥量。骨料含水量过大易引起水泥预水化，含水量过小则颗粒表面可能没有足够的水泥粘附，也没有足够的时间使水与干拌合料在喷嘴处拌合，这两种情况都会造成喷射混凝土早期强度和最终强度的降低。干法喷射时骨料的平均含水量约为 5%，低于 3% 时骨料不能被水泥充分包裹，回弹较多，硬化后密实度低，高于 7% 时材料有成团结球的趋势，喷嘴处的料流不均，并容易引起堵管。含水量一般控制在 5~7%，低于 3% 时应在拌合前加水，高于 7% 时应晾晒使之干燥或向过湿骨料掺入干料，不应通过增加水泥用量来降低拌合料的含水量。骨料中含泥量偏多会带来降低混凝土强度、加大混凝土的收缩变形等系列问题，含泥量过多时须冲洗干净后使用。骨料运输及使用过程中也要防止受到污染。一般允许石子的含泥量不超过 3%，砂的含泥量不超过 5%。

## 9. 拌合料制备

(1) 胶骨比。喷射混凝土的胶骨比即水泥与骨料之比，常为 1: 4~1: 4.5。水泥过少，回弹量大，初期强度增长慢；水泥过多，产生粉尘量增多、恶化施工条件，硬化后的混凝土收缩也增大，经济性也不好。水泥用量超过临界量后混凝土强度并不随水泥用量的增大而提高，且强度可能会下降，研究表明这一临界量约为  $400\text{kg}/\text{m}^3$ 。水泥用量过多，则混凝土中起结构骨架作用的骨料相对变少，且拌合料在喷嘴处瞬间混合时，水与水泥颗粒混合不均匀，水化不充分，这都会造成混凝土最终强度降低。

(2) 砂率。即砂子在粗细骨料中所占的重量比，对喷射混凝土施工性能及力学性能有较大影响。拌合料中的砂率小，则水泥用量少，混凝土强度高，收缩小，但回弹损失大，管路易堵塞，湿喷时的可泵性不好，综合权衡利弊，以 45~55% 为宜。

(3) 水灰比。水灰比是影响喷射混凝土强度的主要因素之一。干喷法施工时，预先不能准确地给定拌合料中的水灰比，水量全靠喷射手在喷嘴处调节，一般来说喷射混凝土表面出现流淌、滑移及拉裂时，表明水灰比过大；若表面出现干斑，作业中粉尘大、回弹多，则表明水灰比过小。水灰比适宜时，混凝土表面平整，呈水亮光泽，粉尘和回弹均较少。实践证明，适宜的水灰比值为 0.4~0.5，过大或过小不仅降低混凝土强度，也增加了回弹损失。

(4) 配合比。工程中常用的经验配合比（重量比）有 3 种，即水泥：砂：石=1：2：2.5，水泥：砂：石=1：2：2，水泥：砂：石=1：2.5：2，根据材料的具体情况选用。

(5) 制备作业。干拌法基本上均采用现场搅拌方式，湿拌法在国内以现场搅拌居多，国外采用商品混凝土较为普通。拌合料应搅拌均匀，搅拌机搅拌时间通常不少于 2min，有外加剂时搅拌时间要适当延长。运输、存放、使用过程中要防止拌合料离析，防止雨淋、滴水及杂物混入。为防止水泥预水化的不利影响，拌合料应随拌随用。不掺速凝剂时，拌合料存放时间不应超过 2h，掺速凝剂时，存放时间不应超过 20min。无论是干喷还是湿喷，配料时骨料、水泥及水的温度不应低于 5℃。

#### 10. 喷射作业及养护

喷射前，应将坡面上残留的土块、岩屑等松散物质清扫干净。喷射机的工作风压要适中，过高则喷射速度快，动能大，回弹多，过低则喷射速度慢，压实力小，混凝土强度低。喷射时喷嘴应尽量与受喷面垂直，喷嘴距与受喷面在常规风压下最好距离 0.8~1.2m，以使回弹最少及密实度最大。一次喷射厚度要适中，太厚则降低混凝土压实度、易流淌，太薄易回弹，以混凝土不滑移、不坠落为标准，一般以 50~80mm 为宜，加速凝剂后可适当提高，厚度较大时应分层，在上一层终凝后即喷下一层，一般间隔 2~4h。分层施作一般不会影响混凝土强度。喷嘴不能在一个点上停留过久，应有节奏地、系统地移动或转动，使混凝土厚度均匀。一般应采用从下到上的喷射次序，自上而下的次序易因回弹物在坡脚堆积而影响喷射质量。喷射 2~4h 后应洒水养护，一般养护 3~7d。

### 9.6.2 质量检测要点

土钉墙和复合土钉墙的试验和检测内容包括：土钉（锚杆）的基本试验、土钉（锚杆）的验收检验、面层的抗压强度试验、面层厚度检查、止水帷幕的渗透性和强度检验等。

#### 1. 土钉的抗拔力试验

土钉的抗拔力试验包括基本试验和验收检验。基本试验的主要目的是为了确定土钉的极限抗拔力，从而估算不同土层中土钉的界面粘结强度，每一典型土层中均应做一组 3 条，最大测试荷载加至土钉被破坏。验收检验的目的是检验土钉的实际抗力能否达到设计要求，一般要求按土钉总数的 1% 且不少于 3 条检验，最大测试荷载一般为抗拔力的 1.0~1.1 倍。试验时应注意：①为了消除加载试验时面层的影响，面层需与土钉割开，且钉头 0.3~1.0m 范围内应设置成非粘结段；②土钉注浆体需有足够的抗压强度，一般不低于 6~10MPa 或设计强度的 60~70%；③千斤顶需与土钉同轴，偏心会导致测试结果偏大；④不同规范对加载分级、终止加载条件及极限抗拔力的判别方法不同，荷载—时间—位移曲线的绘制方法不同，不能同时采用，很难说哪种方法更趋于合理或严格，这也说明了学者们对土钉工作机理及工作性能认识上的不一致；⑤土钉靠群体工作，允许部分土钉的抗拔力达不到设计值，但不应低于 90%。

使用抗拔力试验成果时需注意：拉拔试验时，荷载施加在钉头，得到的土钉拉应力从钉头向尾部逐步减小，与土钉的实际受力状态不同，土钉实际工作中拉应力在头部较中部小，

这主要是因为拉拔试验与实际工作时荷载增加的方式不同造成的。实际工作时，随着土方的开挖，主动区的土压力逐步增加，相对于拉拔试验对土钉施加了荷载，但荷载增量并不是集中在土钉头部一点上，而是在主动区段内的土钉上沿线分布。拉拔试验结果表明了土钉整条、尤其是前半部分提供了多少抗拔力，设计者更关心的是稳定区段内的土钉能提供多少抗拔力，而这又是不能直接通过抗拔试验测得到的。故抗拔试验结果并不能直接用于设计，需要先根据试验结果计算出粘结强度再估算设计承载力。抗拔试验得到的只是平均粘结强度，但拉拔试验得到的粘结力传递规律与土钉实际工作状态基本相同，许多工程实测数据证实了这一点，而且由于钉头总的来说受力较小，试验方法与实际受力状态不同造成的误差对粘结强度的测定及研究没有显著影响，故拉拔试验仍是测定粘结强度的主要途径。基本试验往往在土钉大面积施作前进行，在离地表较近的位置选一处或多处位置施打试验土钉进行试验。地质条件的变化一般较大，试验点的土质很难代表全貌，但很难在同一场地的各种土层中均进行试验，故土层变化时，设计者要根据自己的经验对试验结果进行修正。

### 2. 喷射混凝土的厚度及强度

混凝土的厚度及强度都不是很重要的参数。需要检验时，厚度可用凿孔法检验，一般要求平均值应不小于设计值，最小厚度不应小于设计厚度的 80% 并不应小于 50mm。一般采用试块检验喷射混凝土抗压强度，可采用现场喷射大板后切割出试块或原位抽芯方法制作试块，不宜直接喷射在试模内，因为受回弹料窝积影响，直接喷射在试模内制成的试块强度偏低。

### 3. 止水帷幕检验

止水帷幕的渗透性对于复合土钉墙而言并非很重要，一般开挖检验即可。有时对其连续性 & 强度进行检验，见本书相关章节。

## 9.6.3 土钉抗拔试验方法

作者推荐的土钉抗拔试验方法要点如下：①土钉抗拔试验分为基本试验和验收试验；②采用接近于土钉实际工作条件的试验方法，确定土钉抗拔承载能力，为土钉设计和验收提供依据；③土钉注浆体强度达到设计强度的 70% 或达到 10MPa 时方可进行土钉抗拔试验；④加载装置（千斤顶、压力表）试验前应进行检查，应在有效标定期内，计量仪表（测力计、位移计等）应满足测试要求的精度；⑤试验土钉应与面层混凝土完全脱开，基本试验的土钉应设大于 1m 的自由段，试验装置应保证土钉与千斤顶同轴；⑥基本试验最大荷载  $T_{max}$  宜取土钉杆体抗拉承载力标准值  $A_g f_{yk}$ ，验收试验最大荷载宜取土钉设计抗拔承载力标准值的 1.1 倍；⑦土钉抗拔力试验采用逐级加荷的方法，加荷等级、测读位移和观测时间应符合下列规定：a. 初始荷载宜取土钉抗拔力标准值的 0.1 倍；b. 加荷等级与观测时间宜按表 9-4 规定进行；c. 在每级加荷等级观测时间内，测读土钉头位移不应少于 3 次；d. 达到要求试验荷载后，观测 10min，卸荷到  $0.1T_u$  并测读土钉头位移；⑧试验结果宜按每级荷载对应的土钉头位移制表整理，并绘制土钉荷载—位移（Q—S）曲线；⑨达到下述条件之一时终止试验：a. 后一级荷载产生的位移量达到或超过前一级产生位移量的 3 倍时；b. 土钉头位移不稳定（在观测时间内位移增幅大于 1mm，延长观测时间一小时内位移速率大于 0.1mm/min）；c. 土钉杆体断裂；d. 加载至最大试验荷载且位移稳定。⑩土钉验收试验数量应为土钉总数的 1%，且不少于 3 根。验收试验合格标准为：土钉极限抗拔力取终止试验时的前一级荷载；土钉抗拔力平均值应不小于土钉设计抗拔承载力标准值，土钉抗拔力最小值不小于土钉抗拔承载力标准值的 0.9 倍。

土钉基本试验加荷等级与观测时间 表 9-4

加荷等级	0.1 $T_{max}$	0.3 $T_{max}$	0.5 $T_{max}$	0.7 $T_{max}$	0.8 $T_{max}$	0.9 $T_{max}$	1.0 $T_{max}$	0.1 $T_{max}$
观测时间(min)	3	3	5	5	5	10	10	3

## 9.7 工程应用实例

### 9.7.1 深圳市金稻田国际广场基坑支护

#### 1. 工程及地质概况

金稻田国际广场位于深圳市福田区益田路与滨河大道交叉处西南侧，由六幢 22~32 层建筑组成，设置地下室三层，基坑周长约 467m，平均开挖深度 13.65m。场地四周均为市政道路，基坑东侧与市政道路之间有约 12m 宽的绿地，其余三侧与市政道路紧邻，绿地及市政道路下埋有各种市政管线。基坑东侧采用有限放坡+土钉墙支护，其余三侧采用锚杆复合土钉墙支护。下面只介绍东侧支护情况。

东侧地质条件单一，基坑开挖范围内只有残积粉质粘土层：褐红、褐黄、灰白等色，由花岗岩风化残积而成，原岩结构清晰可辨，残留约 20~30%石英颗粒，偶夹花岗岩风化残余岩体，局部见石英脉和细粒花岗岩等岩脉穿插，湿~稍湿，硬塑状态， $\gamma=17.7 \text{ kN/m}^3$ ， $C=25\text{kPa}$ ， $\varphi=22^\circ$ 。残积土以下为风化花岗岩层。

#### 2. 设计概况

设计方案如图 9-25a 所示。基坑高度 13.65m，坡率约 1: 0.44，采用  $\Phi 20\sim 25\text{HRB335}$  钢筋注浆土钉，钻孔直径 80mm、倾角  $15^\circ$ ，土钉长度如图所示，间距  $1.4\text{m}\times 1.4\text{m}$ ，表面挂钢筋网  $\phi 6@250\times 250$ ，喷射混凝土 C20 厚 100。取地面超载 10kPa（计算变形时取零），钉土粘结强度取 60kPa，土体泊松比 0.25，变形模量 15MPa，土钉变形模量 5000MPa，变形计算深度取坑底。稳定计算及变形预测按本章前述公式。计算结果：稳定安全系数 1.29，水平位移 41.6mm。

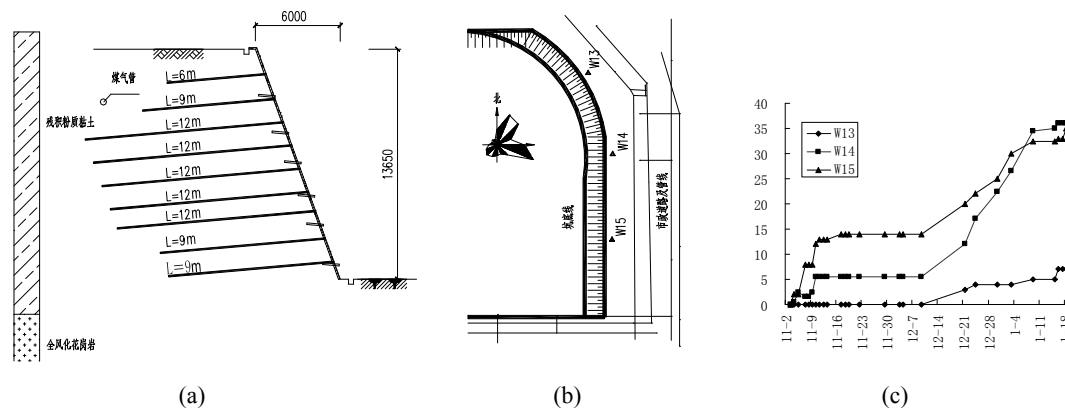


图 9-25 基坑东侧支护方案、变形监测点布置及位移曲线

(a) 支护剖面；(b) 变形监测点布置；(c) 位移曲线

#### 3. 施工概况及监测成果

基坑东侧变形监测点布置如图 9-25b 所示。该基坑于 2002 年 11 月初开挖，2003 年 1 月初挖到底，此段期间的位移曲线如图 9-25c 所示，最大位移为 36.5mm，出现在基坑中部。至 2003 年 9 月基坑回填，最大位移为 40.6mm。

### 9.7.2 深圳市南山文化中心区中水处理站基坑支护工程

#### 1. 工程及地质概况

该基坑位于深圳市南山区文心五路与海德一道交叉处，呈长方形，用地面积约为  $8000\text{m}^2$ ，构筑物基础采用预应力管桩，基坑开挖深度 7.45m~12m，基坑周边均为市政道路，地下埋设有多种管线。

基坑开挖范围内主要土层为填土、淤泥、残积砾质粘性土。主要物理力学参数为：填土  $\gamma=17.6 \text{ kN/m}^3$ ， $C=10\text{kPa}$ ， $\varphi=12^\circ$ ；淤泥  $\gamma=17.0 \text{ kN/m}^3$ ， $C=4\text{kPa}$ ， $\varphi=10^\circ$ ，粘性土重度  $\gamma=18.5$

$\text{kN/m}^3$ ,  $C=22\text{kPa}$ ,  $\varphi=20^\circ$ , 参考厚度见剖面图, 其中砾质粘性土由花岗岩风化而形成, 可塑~硬塑状态。

## 2. 设计概况

典型剖面图 9-26 所示。土钉采用  $\Phi 48 \times 3.25$  钢管土钉, 土钉直径按 70mm 计算, 钉土粘结强度对应于填土、淤泥及残积土分别取 30kPa、15kPa 及 60kPa; 预应力锚索钻孔直径 150mm, 采用 3 $\Phi 15.2$  钢绞线制作, 预加应力均为 200kN, 粘结强度取钉土粘结强度的 2 倍; 第二、三排锚索与土钉间隔布置, 第一排锚索间距 2.0m, 其余土钉(锚索)间距均为 1.2m。在基坑底边线处施作一排深层搅拌桩, 桩径 550mm, 间距 450mm, 深度 10m; 搅拌桩里侧施作一排管桩, 桩径 500mm, 壁厚 125mm, 深度 12m, 间距 1.2m, 桩芯加钢筋笼并浇灌混凝土。坡面挂  $\varphi 6 @ 200 \times 200$  钢筋网喷射混凝土厚 50mm (斜坡段) 及 80mm (直坡段)。

计算结果: 在不考虑锚索、搅拌桩及管桩情况下, 稳定安全系数  $K_s=0.80$ ; 把锚索当作长土钉计算,  $K_s=1.06$ ; 搅拌桩抗剪强度取 300kPa, 折减系数取 0.5, 管桩抗剪强度取 5MPa, 折减系数取 0.3,  $K_s=1.34$ 。稳定计算按本章前述公式, 变形预测过于复杂, 目前尚无法应用本章前述公式。

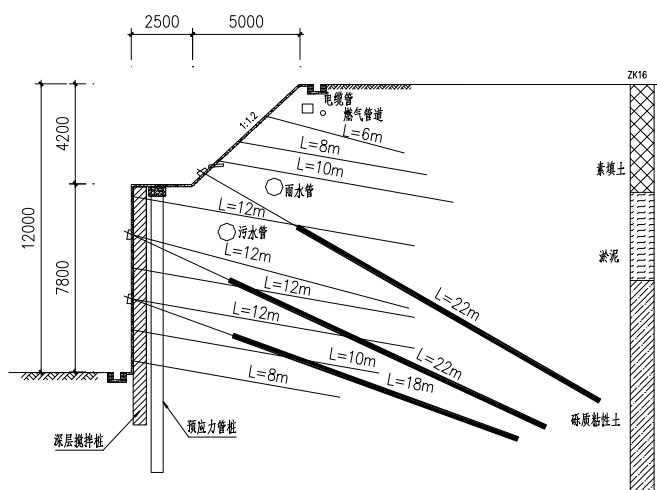


图 9-26 典型支护剖面图

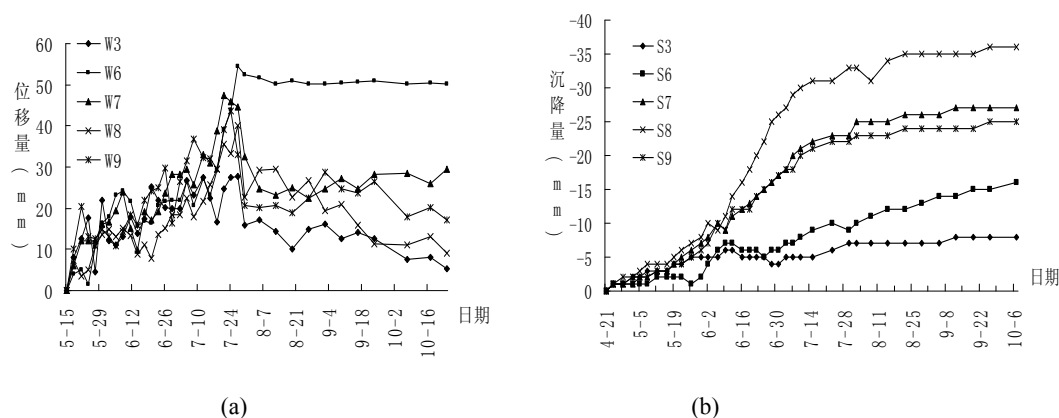


图 9-27 位移及沉降变形曲线图

(a) 位移曲线; (b) 沉降曲线

## 3. 施工概况及监测成果

该基坑于 2008 年 1 月开始施工, 8 月底开挖到底。实测变形曲线如图 9-27a、9-27b 所示。某局部因污水管破坏漏水, 坡面下水土流失较多, 故该处监测点位移偏大, 如图所示。沉降监测点均设置在了市政道路上。

## 参考文献

- [1] 陈肇元, 崔京浩主编. 土钉支护在基坑工程中的应用(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [2] 程良奎, 杨志银编著. 喷射混凝土与土钉墙[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [3] 曾宪明, 黄久松, 王作民等编著. 土钉支护设计与施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [4] 冯申铎, 杨志银, 王凯旭等. 超深复杂基坑复合土钉墙技术的成功应用[J]. 工业建筑增刊. 2004: 229—235
- [5] 闫莫明, 徐祯祥, 苏自约主编. 岩土锚固技术手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004
- [6] 杨志银, 张俊, 王凯旭. 复合土钉墙技术的研究及应用[J]. 岩土工程学报. 2005, 27(2): 153—156
- [7] 李乔, 赵世春等著. 汶川大地震工程震害分析[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2008
- [8] 朱彦鹏, 俞木兵, 章凯. 土钉失效的三维有限元分析[J]. 岩土工程学报增刊. 2008(30): 134—137
- [9] 程良奎, 范景伦, 韩军等著. 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [10] 莫暖娇, 何之民, 陈利洲. 土钉墙模型试验分析[J]. 上海地质. 1999(3): 47—49
- [11] 吴忠诚. 疏排桩—土钉墙组合支护技术及变形特性研究[D]: [博士学位论文]. 广州: 中山大学, 2007
- [12] 贾立宏. 土钉支护系统稳定性理论与数值研究[R]. 北京: 中航勘察设计研究院, 1998
- [13] 秦四清, 贾洪, 马平. 预应力土钉支护结构变形与破坏的数值研究[J]. 岩土力学. 2005, 26(9): 1356—1362
- [14] 林宗元主编. 岩土工程治理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005
- [15] 郑颖人主编. 地下工程锚喷支护设计指南[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988
- [16] 美国联邦公路总局编, 余诗刚译. 土钉墙设计施工与监测手册[M]. 北京: 中国科学技术出版社, 2000
- [17] 程良奎, 李象范编著. 岩土锚固·土钉·喷射混凝土—原理设计与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008
- [18] 张明聚. 土钉支护工作性能的研究[D]: [博士学位论文]. 北京: 清华大学, 2000
- [19] 李象范, 尹骥, 许峻峰等. 基坑工程中复合土钉支护(墙)受力机理及发展[J]. 工业建筑增刊. 2004: 45—52
- [20] 李海深. 复合型土钉支护工作性能的研究[D]: [博士学位论文]. 长沙: 湖南大学, 2004
- [21] 孙剑平, 魏焕卫, 刘绪峰. 复合土钉墙变形规律的实例分析[J]. 岩土工程学报增刊. 2008(30): 479—483
- [22] 司马军, 刘祖德, 徐书平. 加筋水泥土墙复合土钉支护的现场测试研究[J]. 岩土力学. 2007, 28(2): 371—375
- [23] 杨茜, 张明聚, 孙铁成. 软弱土层复合土钉支护试验研究[J]. 岩土力学. 2004, 25(9): 1401—1408
- [24] 尹骥, 管飞, 许峻峰. 复合土钉支护稳定性计算方法与边坡裂缝关系的探讨[J]. 岩土工程界. 2004, 7(4): 50—54
- [25] 李厚恩, 秦四清. 预应力锚索复合土钉支护的现场测试研究[J]. 工程地质学报. 2008. 16(03): 393—400
- [26] 郭红仙, 宋二祥, 陈肇元. 季节冻土对土钉支护的影响[J]. 工程勘察. 2006(2): 1-6

- [27] 屠毓敏, 金志玉. 基于土拱效应的土钉支护结构稳定性分析[J]. 岩土工程学报. 2005, 27(7): 792—795
- [28] 陈利洲, 庄平辉, 何之民. 复合型土钉墙支护与土钉墙的变形比较[J]. 施工技术. 2001, 30(1): 26—27
- [29] 付文光, 张兴杰. 冲孔水泥土桩止水帷幕在某基坑工程中的应用[J]. 岩土工程学报增刊. 2008(30): 523—525

本章专有名词和术语:

土钉 土钉墙 复合土钉墙 整体稳定性 粘结强度 抗拔力 土压力折减系数 主动土压力分布调整系数

本章常用符号说明:

- $q_{sk}$ ——土钉的极限粘结强度标准值 (kPa);
- $N_{k,j}$ ——第  $j$  层土钉的轴向荷载标准值 (kN);
- $N_u$ ——极限抗拔力 (kN);
- $N_{u,j}$ ——第  $j$  个土钉在稳定区的极限抗拔承载力 (kN);
- $K_s$ ——整体稳定安全系数
- $\zeta$ ——坡面倾斜时的主动土压力折减系数;
- $\eta_j$ ——第  $j$  层土钉处的主动土压力分布调整系数;
- $s_{x,z}$ 、 $s_{z,z}$ ——深处为  $z$  处的土钉水平及竖向间距 (m);
- $K_b$ ——土钉抗拔安全系数;
- $d_j$ ——第  $j$  个土钉的锚固体直径 (m);
- $l_i$ ——第  $j$  个土钉在假定滑移面外第  $i$  土层中的长度 (m);
- $S_{h,z}$ ——深度为  $z$  处的土钉墙面层水平位移 (mm);
- $E_{p0}$ ——土钉的变形模量 (MPa);
- $E_{sp}$ ——土钉与土体的复合变形模量 (MPa)。