土钉墙及复合土钉墙技术

杨志银

深圳冶建院建筑技术有限公司
（原冶金部建筑研究总院深圳分院）

2009.12 海口

报告内容

第一部分：土钉墙的概念、工作机理、性能、设计、构造、施工与质量检验

第二部分：基坑规范的土钉墙（行标）

第三部分：土钉墙基坑工程实例介绍

第一部分

1.1 土钉墙的起源与发展概况

1. 国外起源（略）

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。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

2. 国内起源（略）

国内土钉墙技术的起源也有二：一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，周长约100m，开挖深度6~7m，一年后（1992年）开挖深度达12.5m的深圳

3. 复合土钉墙起源及发展

人们在应用土钉墙的过程中逐渐意识到，单纯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。国内冶建院1989年在深圳卷烟厂边坡工程中成功应用了单纯土钉墙与锚杆的联合支护，冶建院在1996年1月完工的深圳兴华广场基坑工程中成功应用了单纯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

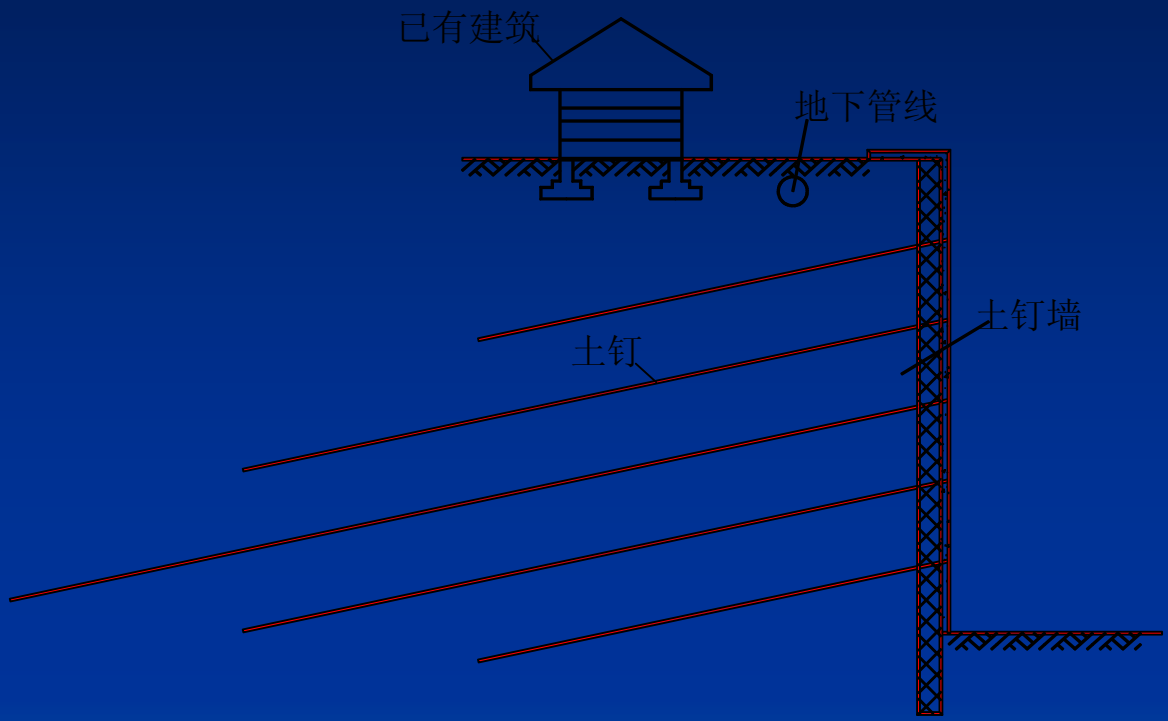
4. 我国土钉墙技术的成就

我国的土钉墙技术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

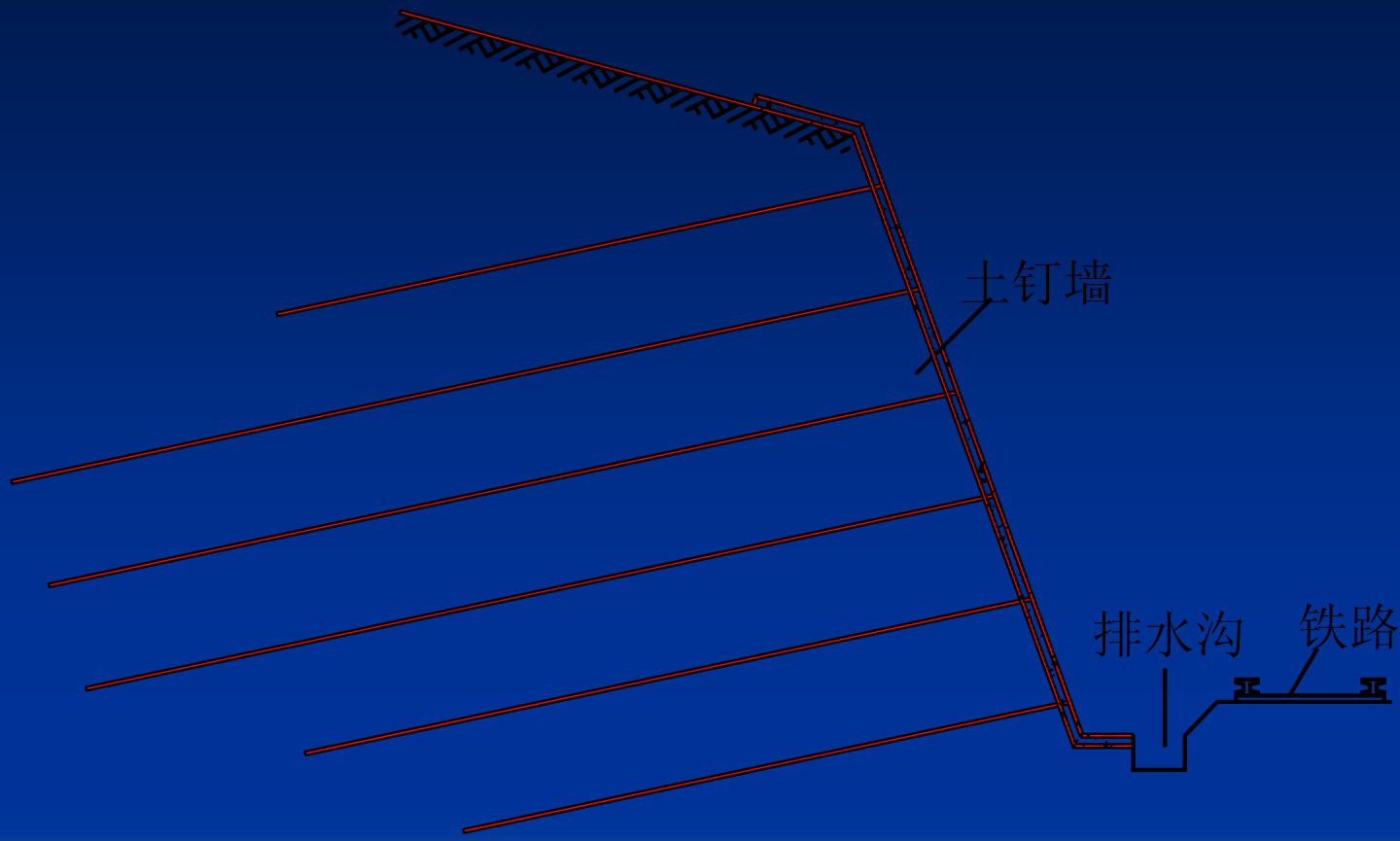
5. 土钉墙的应用领域

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。

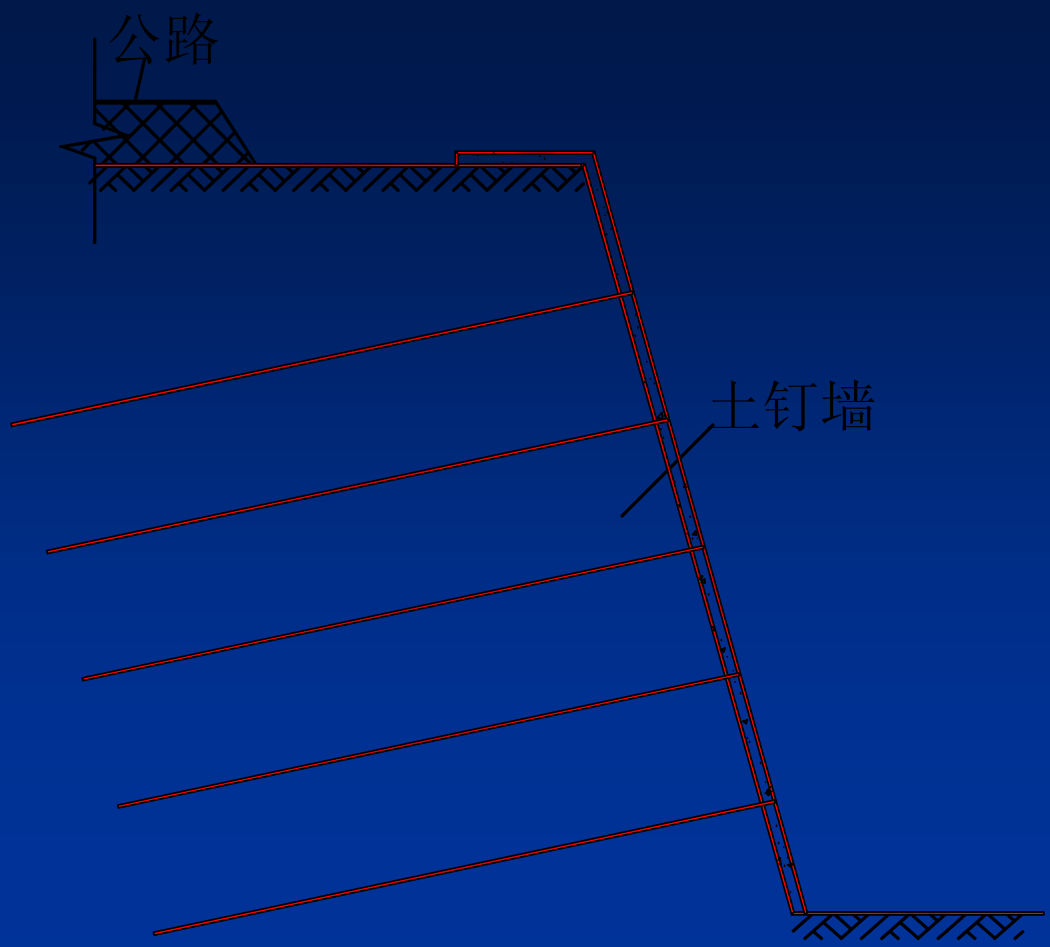
这里主要介绍土钉墙技术在基坑工程中的应用。



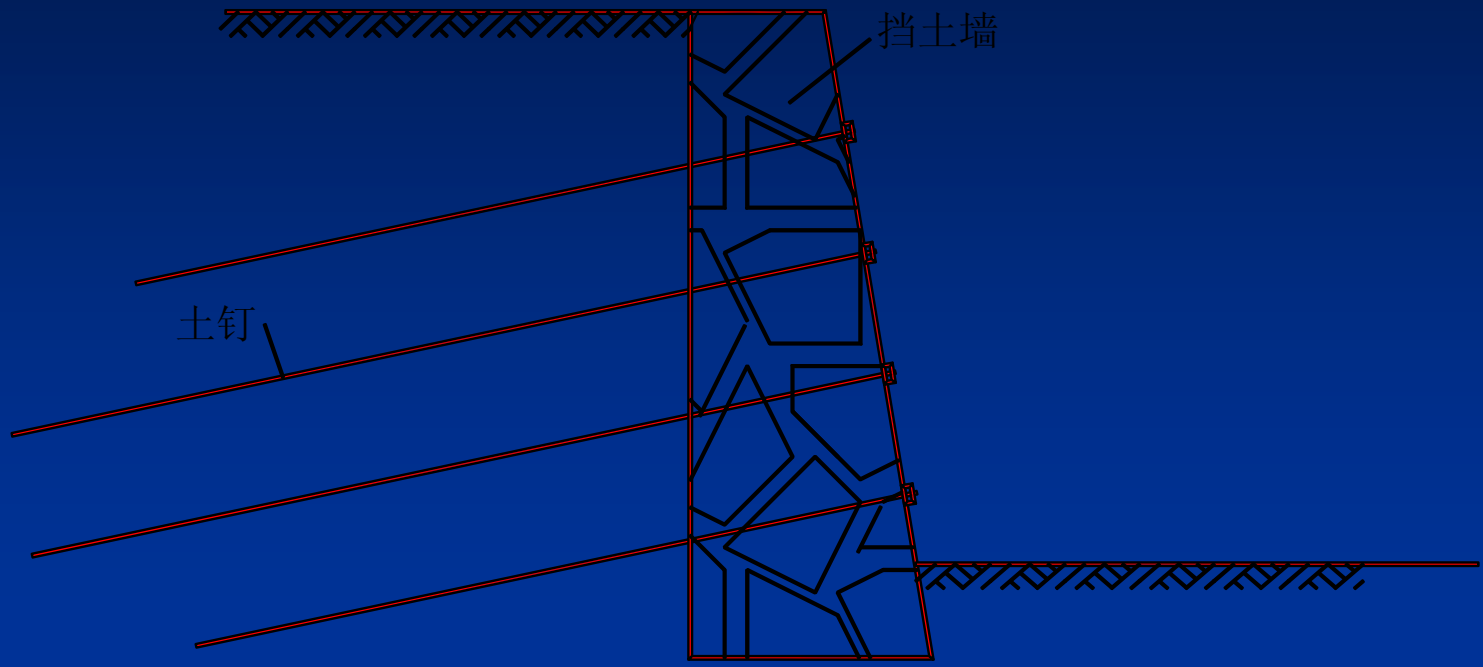
a. 作为房屋建筑地下室或基础、地铁、地下管线等各种基坑基槽开挖时的临时支挡结构；



b. 作为各种建筑、公路、铁路、水工、隧道、涵洞、桥台、竖井、船坞等边坡的永久性挡土结构；



c. 加固路基、堤坝及建（构）筑物基础等；



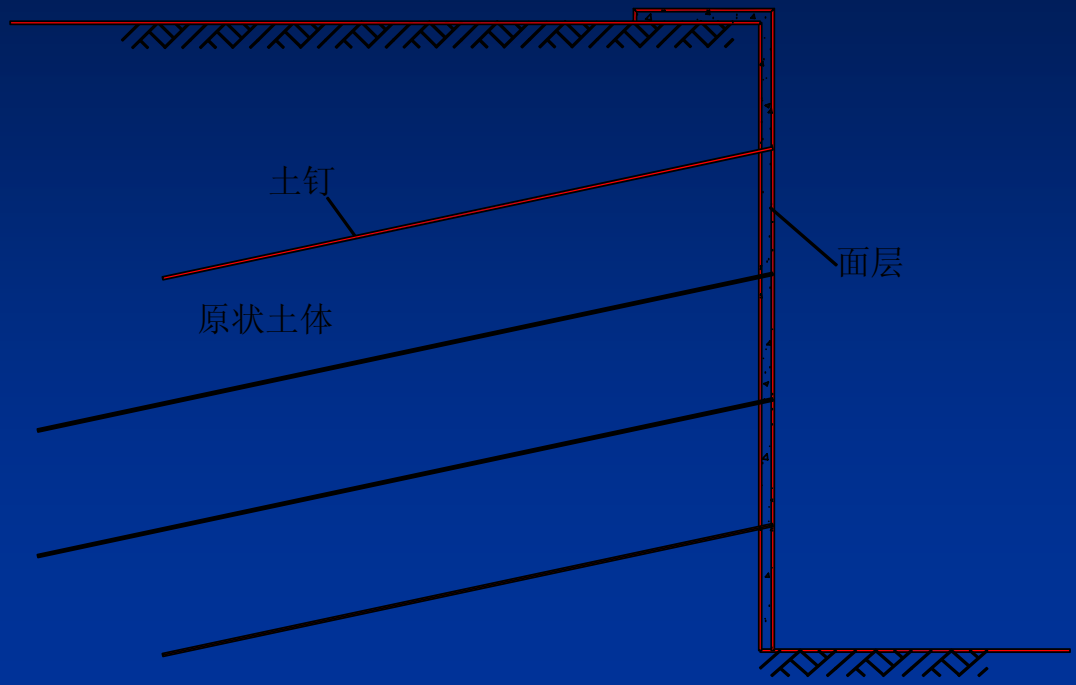
d. 各种旧挡土墙、基坑、边坡等加固处理。

1.2 土钉墙的类型、特点及适用条件

1.2.1 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，可分为单纯型及复合型两类。单纯土钉墙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。复合土钉墙是近10多年来在单纯土钉墙基础上发展起来的新型支护结构。单纯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。

1.2.2 单纯土钉墙的基本结构



a. 土钉类型：钻孔注浆型、直接打入型、打入注浆型；

b. 面层及连接件；

c. 防排水系统。

1.2.3 单纯土钉墙的主要特点（略）

①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。四川汶川地震灾后调查发现，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；

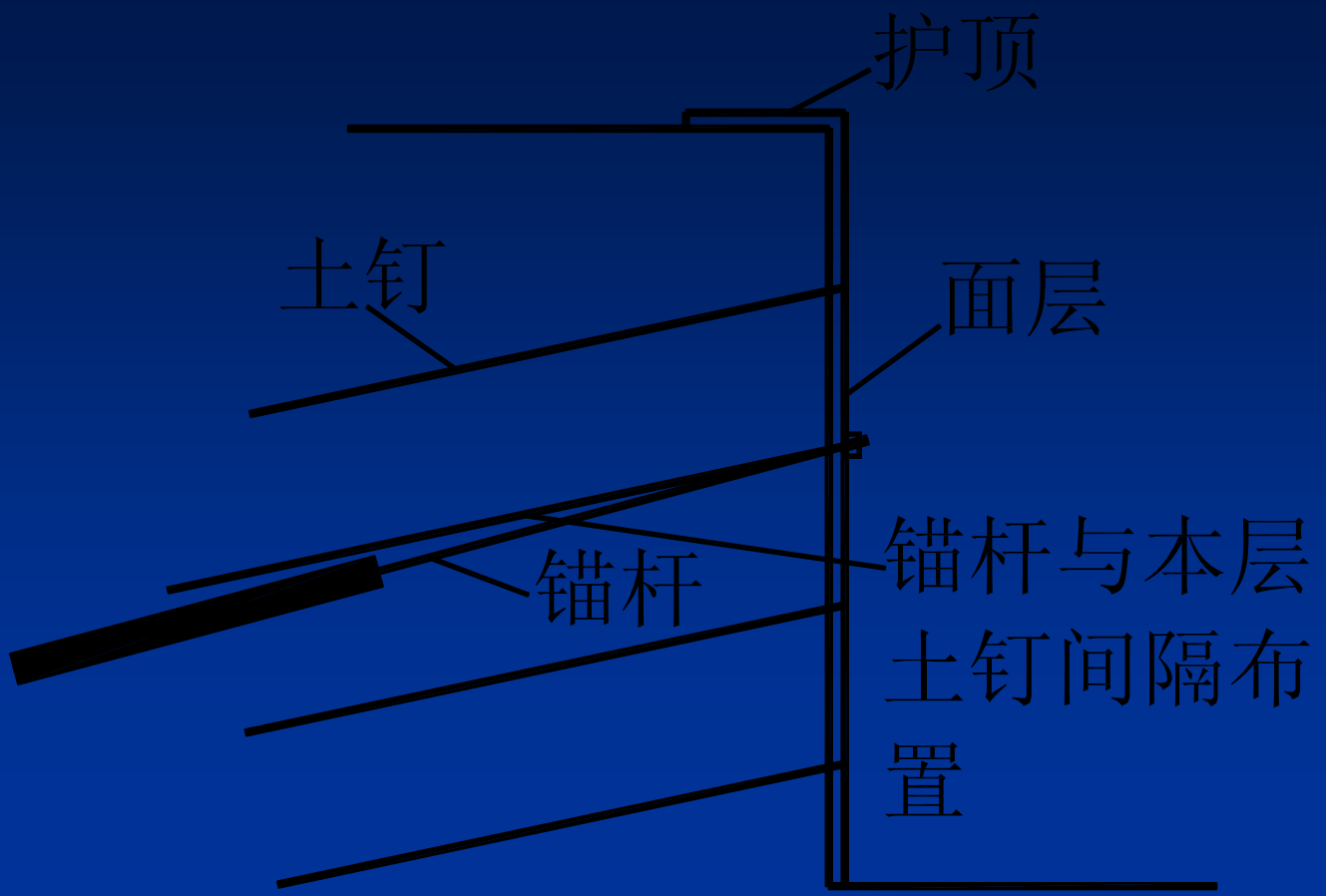
②土钉数量众多靠群体作用，个别土钉失效对整体影响不大；

③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，在工作面

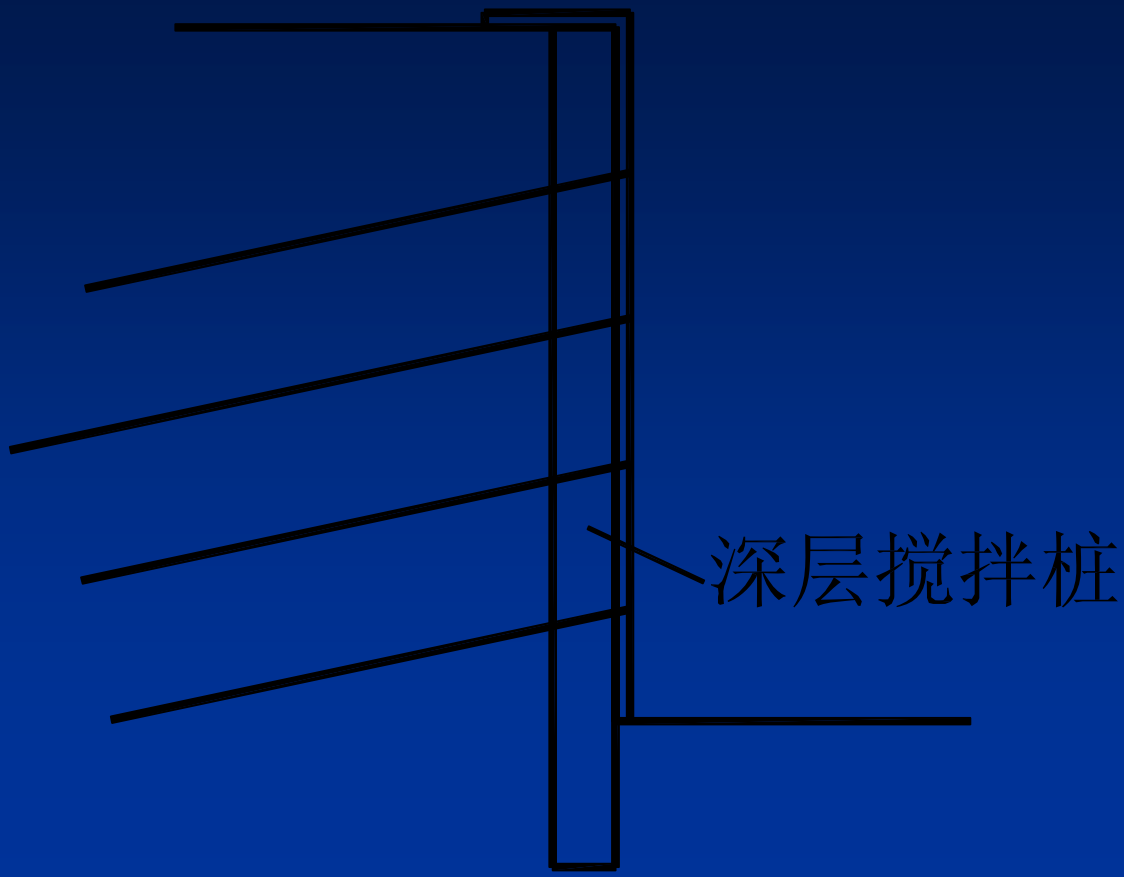
1.2.4 复合土钉墙的类型及特点

1．复合土钉墙类型

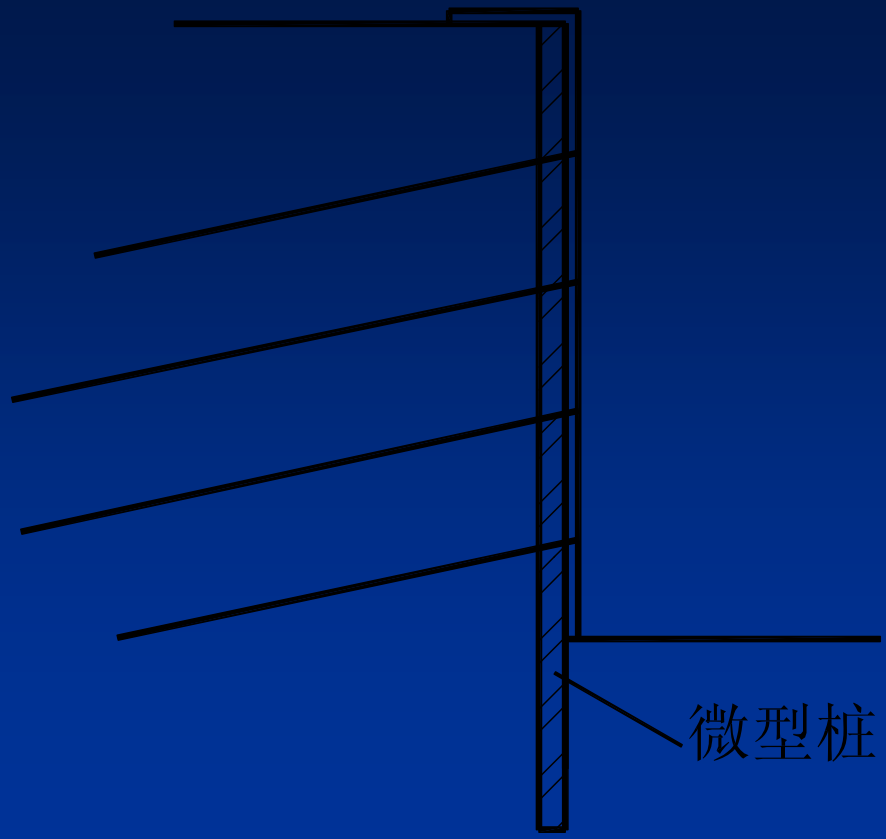
与单纯土钉墙复合的构件大体有预应力锚杆、止水帷幕及微型桩3类，或单独或组合与单纯土钉墙复合，形成了7种形式：



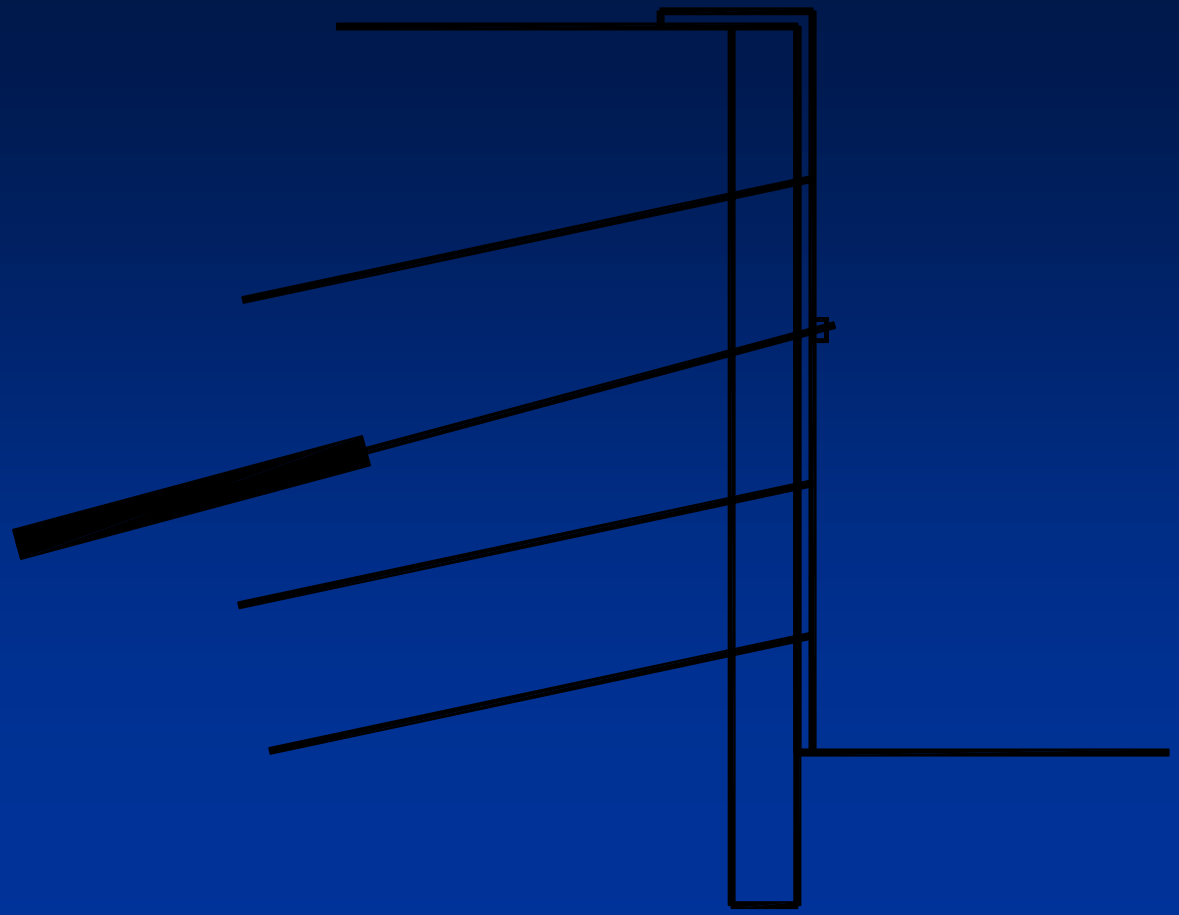
a. 单纯土钉墙+预应力锚杆：在边坡支护工程中应用较为广泛



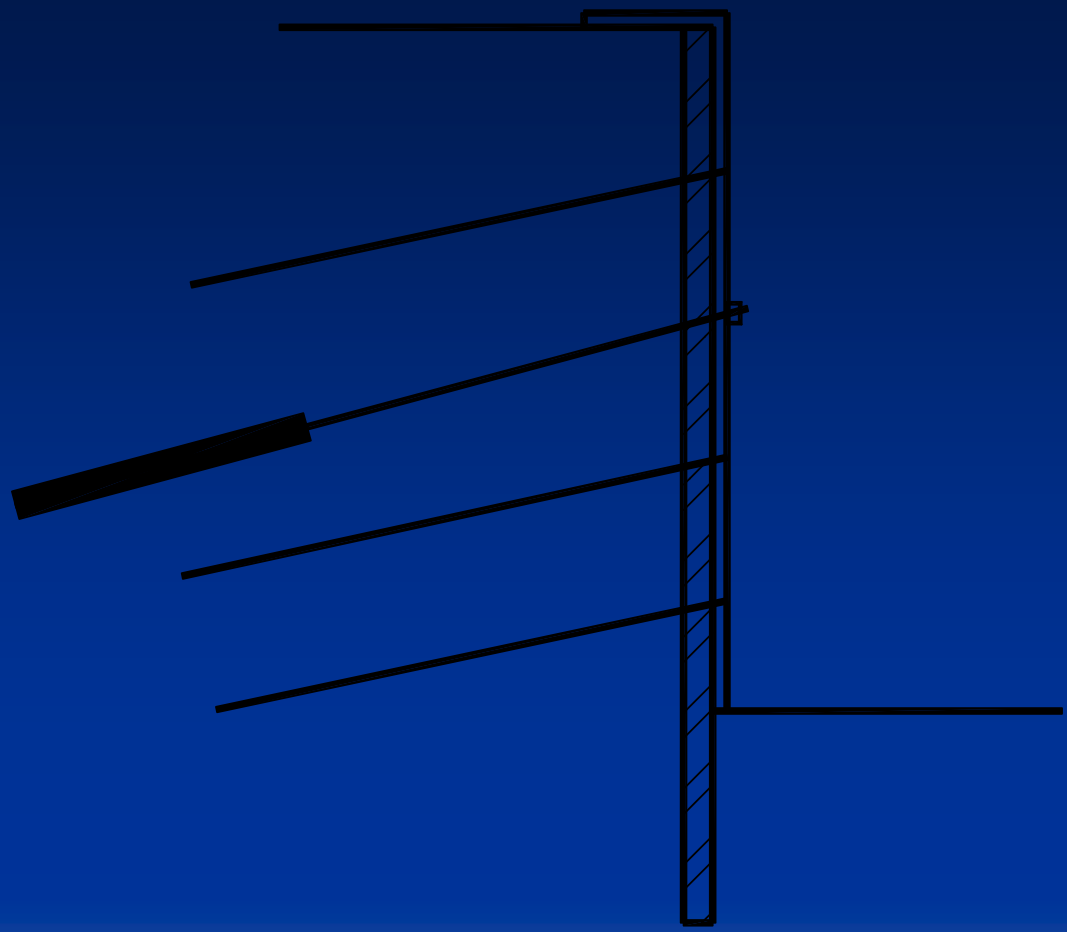
b. 单纯土钉墙+止水帷幕：在南方地区较为常见，多用于土质较差、基坑开挖不深时



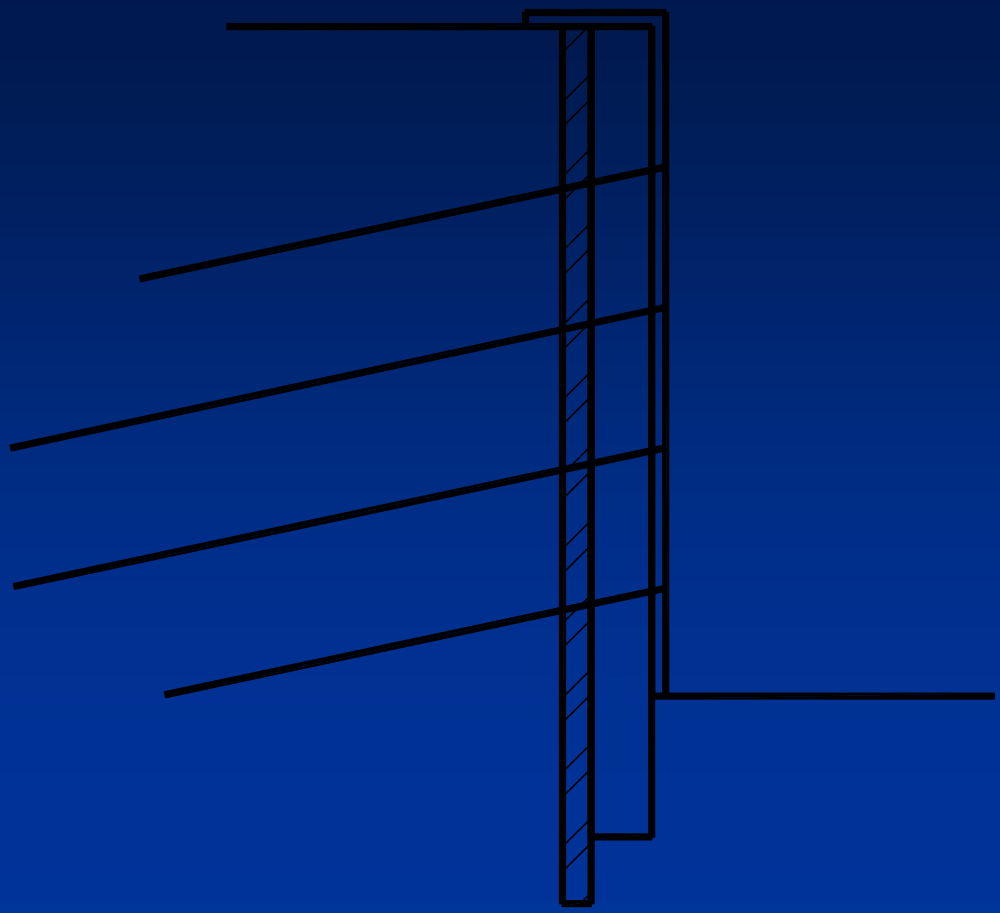
c. 单纯土钉墙+微型桩： 在地质条件较差时及北方地区较为常用。



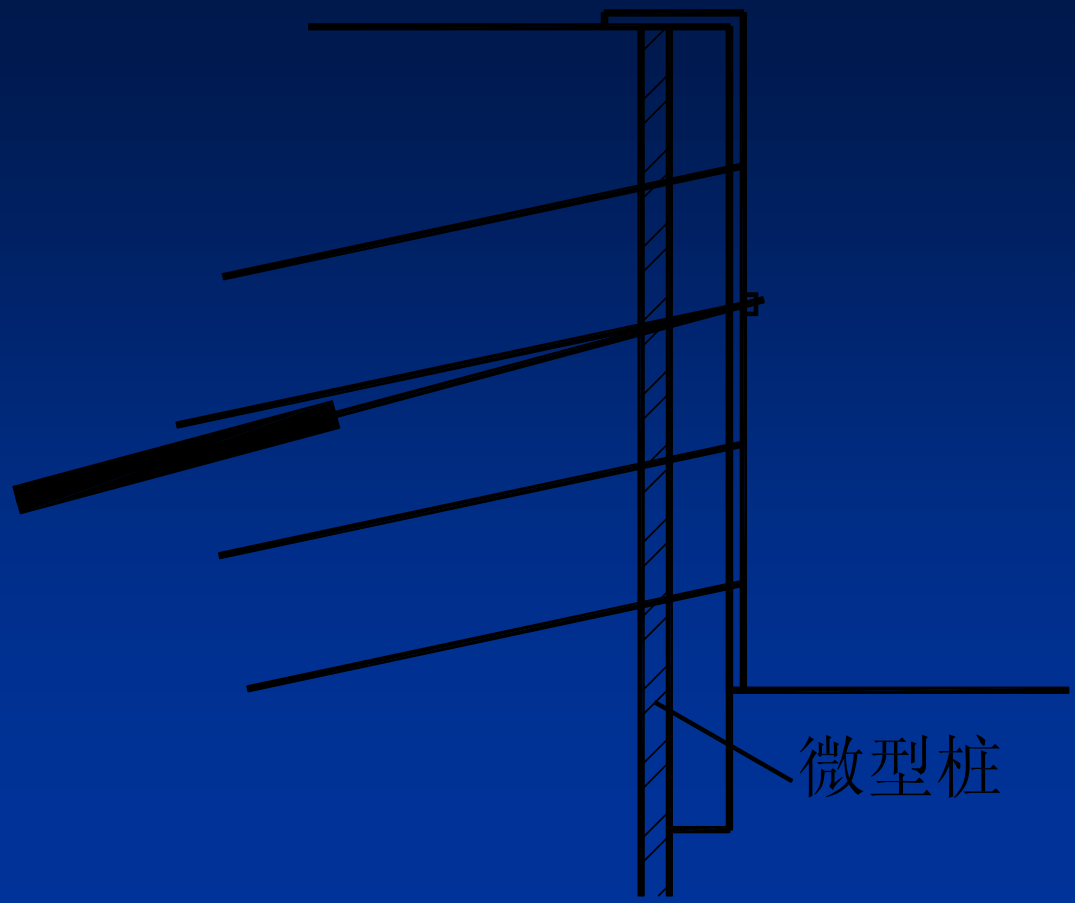
d. 单纯土钉墙+止水帷幕+预应力锚杆：在地下水丰富地区满足了大多数工程的实际需求，应用最为广泛。



e. 单纯土钉墙+微型桩+预应力锚杆：在不需要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。



f. 纯土钉墙＋搅拌桩+微型桩 ： 在软土地区应用较多，在土质较好时一般不会采用。



g. 单纯土钉墙+止水帷幕+微型桩+预应力锚杆： 多用于深大及条件复杂的基坑支护。

2. 复合土钉墙的特点

a) 复合土钉墙机动灵活，可与多种技术并用，具有单纯土钉墙的全部优点，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单纯土钉墙，更多时候采用的是复合土钉墙。

b) 与单纯土钉墙相比：①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

1.2.5 土钉墙的适用条件

1. 单纯土钉墙的适用条件

单纯土钉墙适用于地下水位以上或经人工降水后的人工填土、黏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：

a) 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；

b) 缺少黏聚力的、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；

除了地质条件外，单纯土钉墙不适于以下条件：

a)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。单纯土钉墙不适合用于一级基坑；

b)较深的基坑。通常认为单纯土钉墙适用于深度不大于12m的基坑；

c)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；

d)用地红线有严格要求的场地。土钉沿基坑四周几

2. 复合土钉墙需谨慎用于以下条件：

a) 淤泥质土、淤泥等软弱土层太过深厚时（规范3米）；

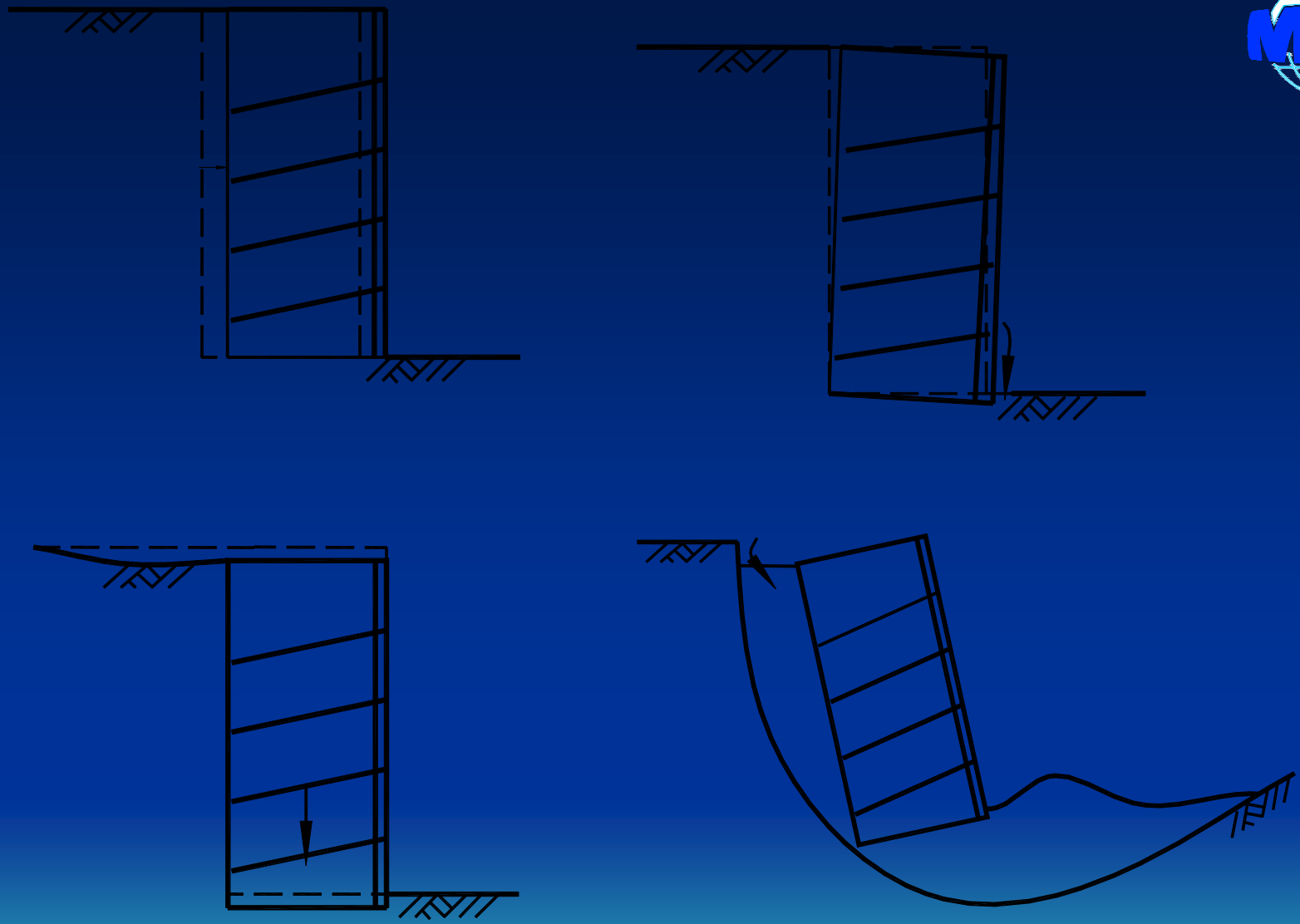
b) 超过15m的基坑；

c) 单纯土钉墙上述第3、4款限制条件；

d) 对变形要求非常严格的场地。

1.2.6 土钉墙与重力式挡土墙的比较（略）

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：



学者们早期认为土钉墙失稳形式：a.滑移；b.倾覆；c.沉降；d.整体失稳

重力式挡土墙与土钉墙之间的区别：

a) 重力式挡土墙先构筑挡墙后填土，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，不能采用相同的受力分析模型。

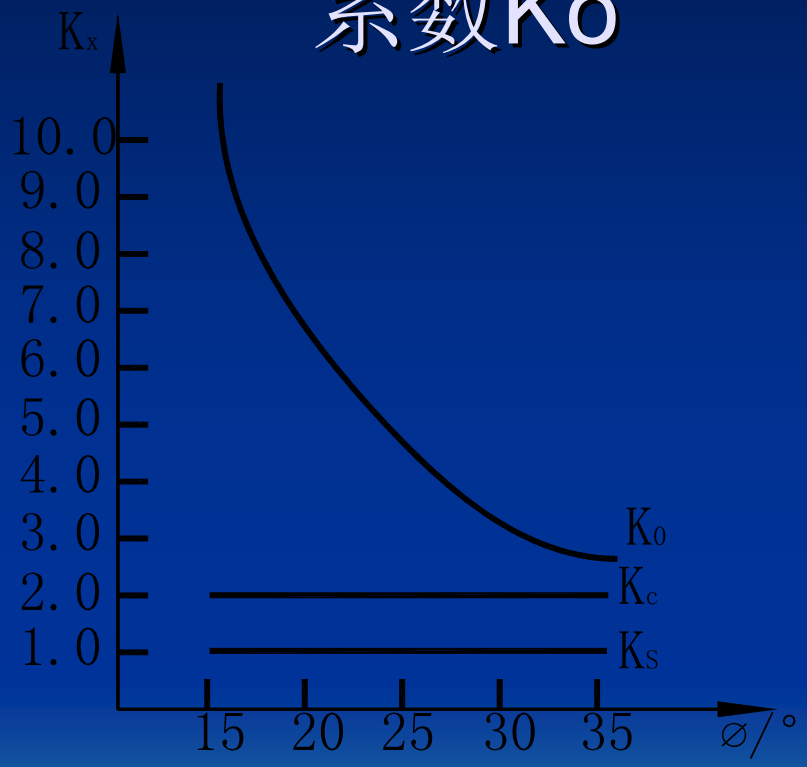
b) 重力式挡土墙一般被视为刚性体，在外力作用下不发生变形或变形微小可以忽略，这才可能出现整体性的滑移、转动、沉降等破坏形式。而土钉墙是柔性复合结构，达不到重力式挡墙那样的整体刚度及强度。

c) 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，故土钉墙墙趾压力较天然状态并不会显著增加。

研究表明：

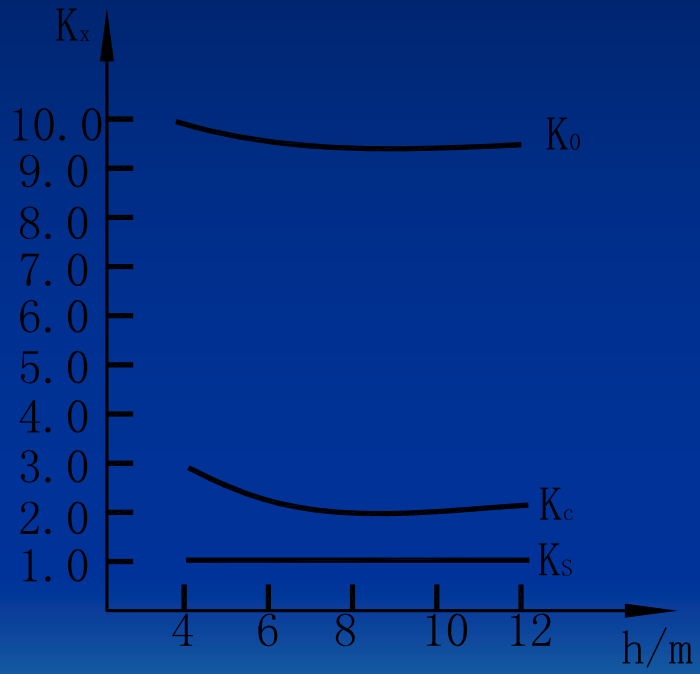
土钉密度越大，土体的复合模量也越大，土钉墙受力后的变形也就越带有重力式挡土墙平移、转动及墙底应力增加等特征，但是，尚未有研究成果表明土钉的密度达到何种程度后土钉墙才可能产生滑移、倾覆及沉降破坏。国内外近年来的工程实践及研究试验成果证实这些破坏形式发生的机率极低，仍缺乏此类破坏的工程实例。这类破坏也许根本就不会发生，因为在发生这类破坏之前，土钉墙应该已产生了内部失稳破坏。

按重力式挡土墙理论计算的土质墙各种稳定安全系数：内部稳定安全系数Ks、抗滑移安全系数Kc及抗倾覆安全系数Ko



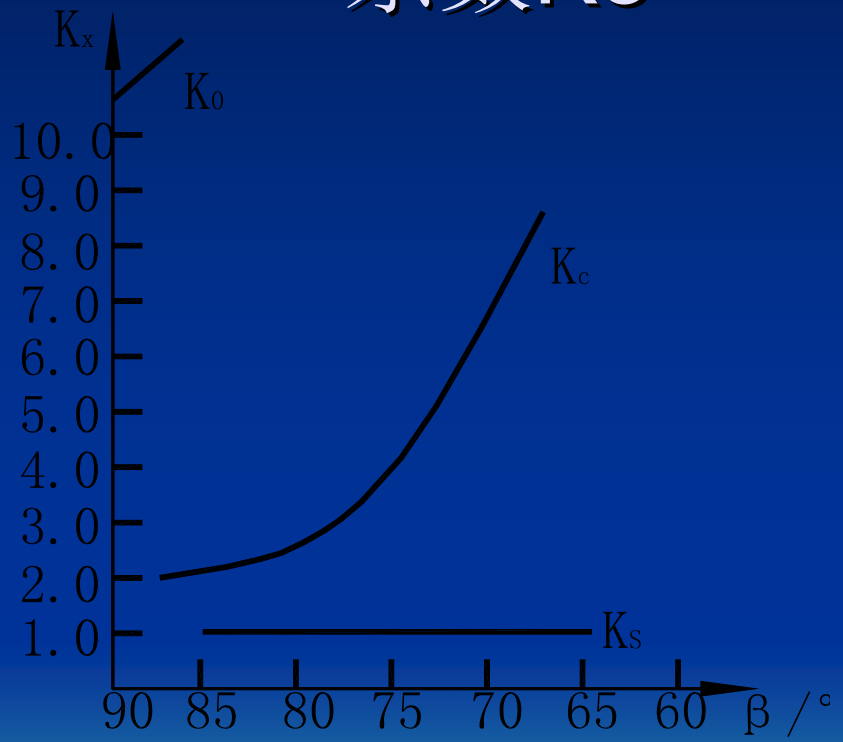
a.随土层内摩擦角变化情况

按重力式挡土墙理论计算的土质墙各种稳定安全系数：内部稳定安全系数Ks、抗滑移安全系数Kc及抗倾覆安全系数Ko



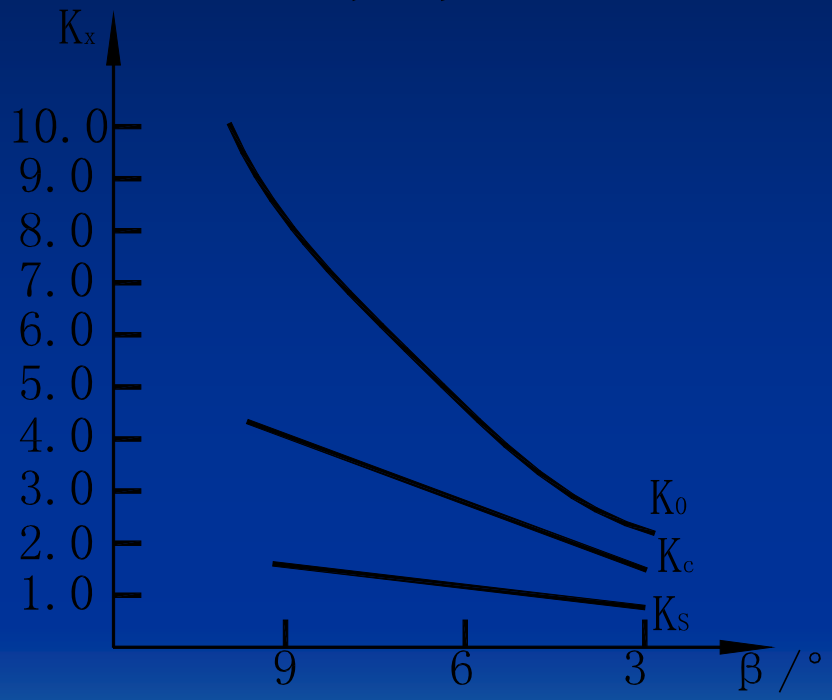
a.随坡高变化情况

按重力式挡土墙理论计算的土质墙各种稳定安全系数：内部稳定安全系数Ks、抗滑移安全系数Kc及抗倾覆安全系数Ko



a.随坡角变化情况

按整分式挡土墙理论计算的土钉墙各种稳定安全系数：内部稳定安全系数Ks、抗滑移安全系数Kc及抗倾覆安全系数Ko



a. 随钉长变化情况

结论：

计算表明：①在Ks=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计算墙趾压力与天然状态相比变化较大，与实际不符。

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

1.2.7 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

在国外，土钉墙（Soil Nail Wall）支护也称为土钉（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

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”。认为是不同技术的观点把通常意义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

土钉的密度对支护体系的变形及力学特征有重大影响，但实际工程中土钉远远没有密集到能够成“墙”。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，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

（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，

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，故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存在着一定差别。喷锚支护技术在地下围岩工程工作机理为：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

2．对土钉墙这一术语命名的说明

土钉墙应具备“土、钉、墙”三个特征：

a)土：适用的地质条件为“土”及“类土”，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、微风化岩石。

b)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

“岩钉”及“喷锚”：

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，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。

采用“土钉墙”而没有采用“土钉”一词的理由：

a) 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。

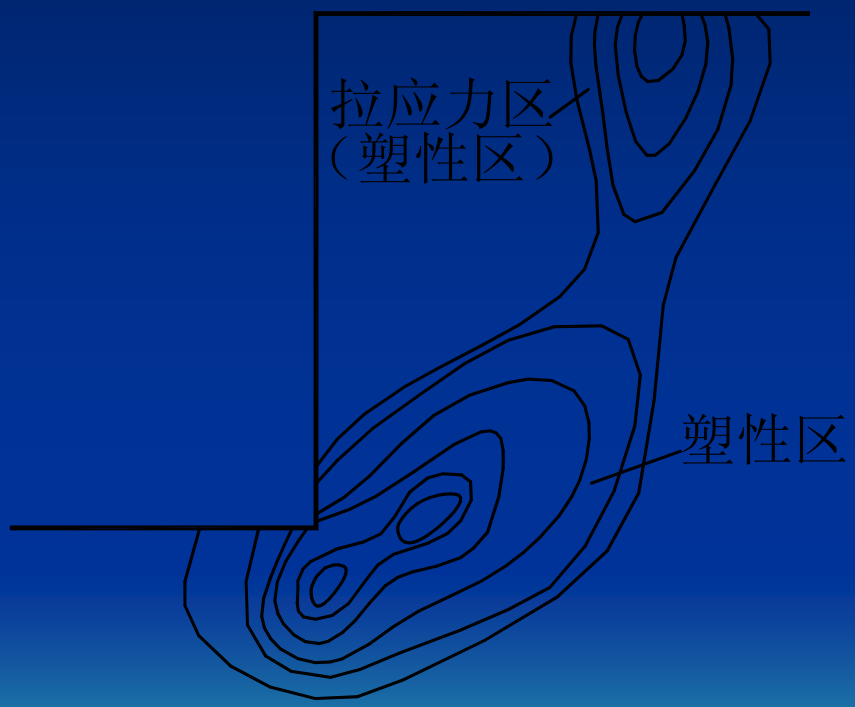
1.3 土钉墙的作用机理与工作性能

1.3.1 单纯土钉墙的作用机理（略）

1. 整体作用机理

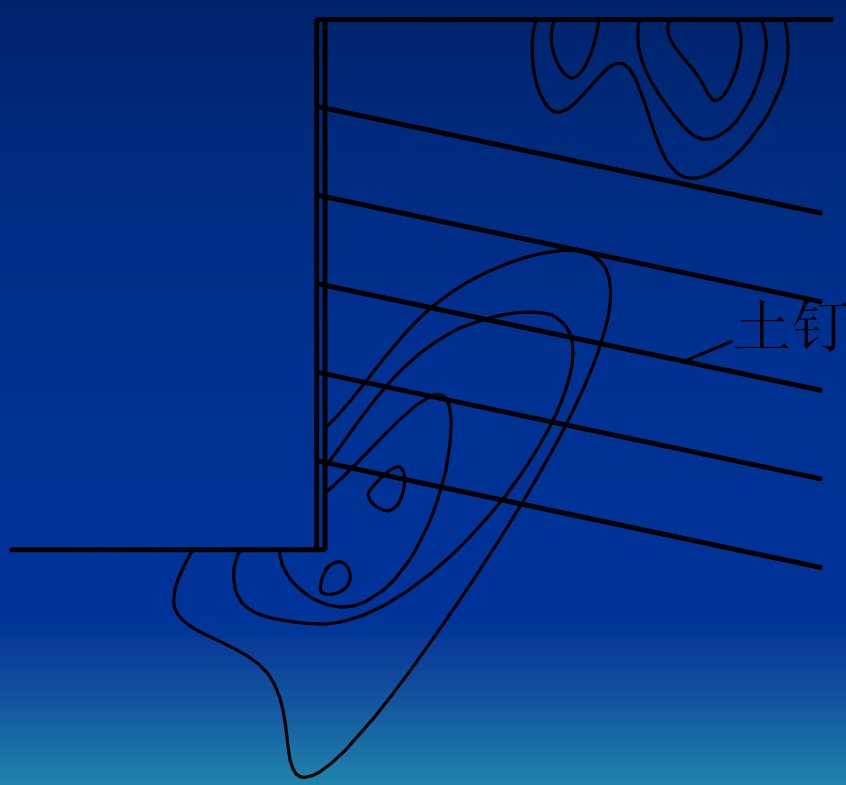
土体的抗剪强度较低，抗拉强度几乎可以忽略，但土体具有一定的结构强度及整体性，土坡有保持自然稳定的能力，能够以较小的高度即临界高度保持直立，当超过临界高度或者有地面超载等因素作用时，将产生突发性整体失稳破坏。传统的支挡结构均基于被动制约机制，即以支挡结构自身的强度和刚度，承受其后面的侧向土压力，防止土体整体稳定性破坏。而土钉墙通过在土体内设置一定长度和密度的土钉，与土共同工作，形成了以增强边坡稳

素土边坡破坏过程：（略）



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；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

土钉墙破坏过程：（略）



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，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

2. 土钉的作用（略）

土钉在挡土墙结构中起主导作用，可概括为以下几点：

a) 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。

b) 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

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。

4．土钉墙受力过程

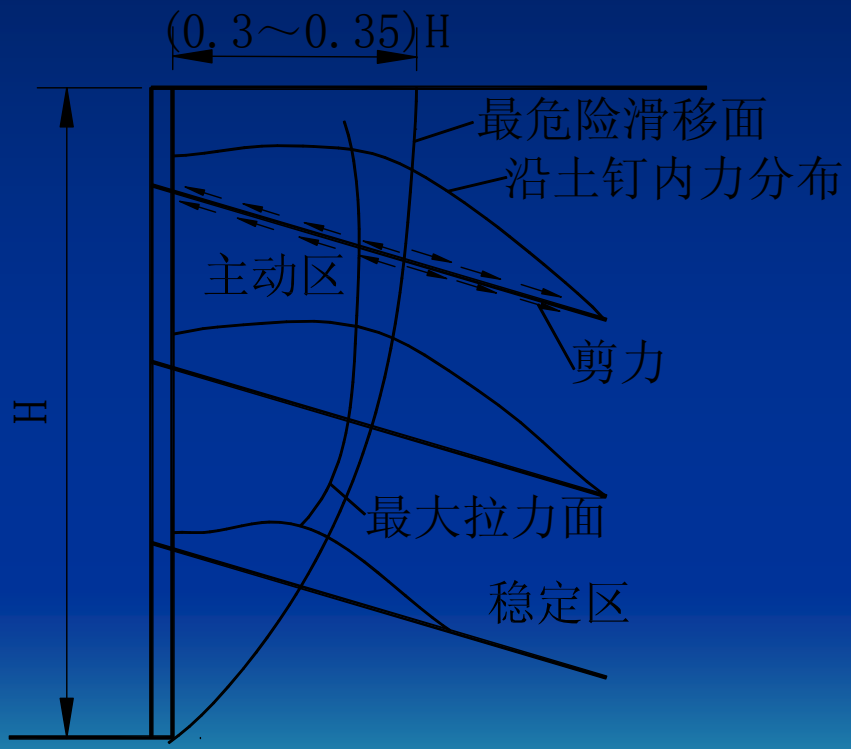
荷载首先通过土钉与土之间的相互摩擦作用，其次通过面层与土之间的土－结构相互作用，逐步施加及转移到土钉上。受力分为4个阶段：

（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

（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。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

典型的土钉内力分布图：



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”。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土钉拔出。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

1.3.2 单纯土钉墙的工作性能（略）

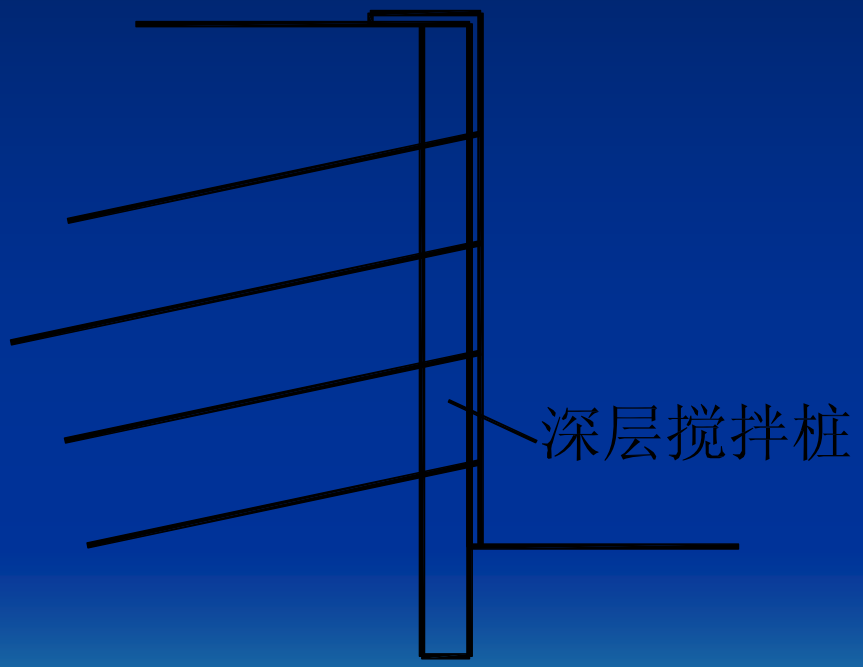
（1）土钉墙的最大水平位移一般发生于墙体顶部，在深度方向越往下越小，即呈“探头”型，在水平纵向离墙面越远越小。水平位移在开挖面以下的开展深度有时较深，最大可达到开挖深度的0.3~0.4倍。变形受土质影响较大，较好土层中最大水平位移比一般0.1%~0.5%，有时可达1%，软弱土层中较大，有时高达2%甚至以上。对于较好土质，这种数量级的位移值通常不会影响工程的适用性和长期稳定性，不构成控制设计的主要因素，但在软土中则要慎重考虑。土钉的设计参数是控制位移的主要因素，土钉间距、长

1.3.3 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，使复合土钉墙与单纯土钉墙有着不同的工作机理，与单纯土钉墙相比，复合土钉墙的受力工作机理更为复杂多变。目前人们对复合受力的认识仍然不深，缺乏必要的理论分析、模型试验及现场测试研究，尚处于摸索状态，工程应用及设计计算以经验为主，与单纯土钉墙相比，复合土钉墙的理论研究更是远远落后于工程实践。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。

1．深层搅拌桩与单纯土钉墙的复合支护

（1）结构特征



与单纯土钉墙相比，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，而单纯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

（2）搅拌桩在复合支护体系中的作用

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

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。

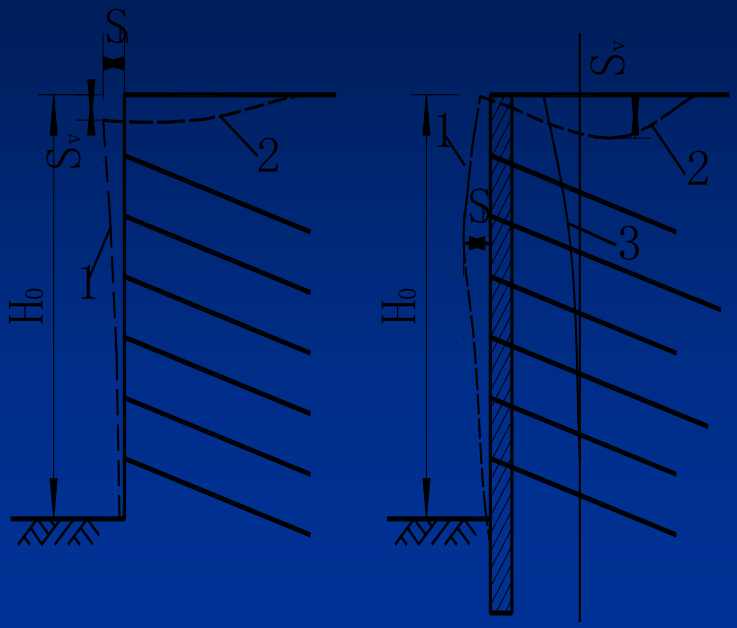
④帷幕止水。搅拌桩防水作用有三：a. 无止水帷幕时，土钉墙施工前，坑外的地下水在土方开挖时从开挖面流入坑内；土钉墙完成施工后，坑外地下水会从土钉墙与坑底土的交界面、土钉孔及喷射混凝土面层中的薄弱点等处向坑内渗透，主要从坡脚逸出，坑外水位下降较多，基坑起到了一个巨大的降水井的作用。有止水帷幕时，尽管地下水仍会沿着土钉孔向坑

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。与单纯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9-8c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

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

搅拌桩复合土钉墙有如下工作性能：



①变形曲线与单纯土钉墙不同。单纯土钉墙的变形特征如图a中曲线1、2所示。搅拌桩复合土钉墙的变形特征一般为：沿深度的水平位移中部大，顶底两头小，如图b中曲线1所示，距坡面一定距离后仍表现为上大下小，如图b中曲线3所示；坑外沉降曲线表现为锅底形，如图b中

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单纯土钉墙相比增大了，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，这与单纯土钉墙不同，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

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%。

2．微型桩与单纯土钉墙的复合支护

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：①不能起到止水帷幕作用；②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；③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：①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。②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

3. 预应力锚杆复合土钉墙（略）

4. 其它几种复合土钉墙（略）

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地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。

1.4.1 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

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。

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，单纯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。

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。

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。人工使用洛阳铲成孔时，孔径一般为60～80mm，土质松软、孔洞不深时，也可达到90mm；机械成孔时，可用于成孔的机械较多，孔径可为70～150mm，一般100~130mm。孔径较大时需采用机械成孔，机械成孔的速度较快，但造价目前仍高于人工成孔。

（2）长度

土钉长度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lcr（非软土中一般为1.0~1.2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12m、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

（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，间距包括水平间距sx和竖向间距sz，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。土钉的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。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

（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，土钉不可能设计成与实际破裂面垂直。研究表明，土钉倾角5°~25°时对支护体系的稳定性影响的差别并不大，10°~20°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。钻孔注浆型土钉倾角不应小

（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1~2m）不能有附加荷载，必要时应进行验算，但太近时注浆

②最下一排土钉往往也需要特别关注。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

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。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

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。因为性价比不大

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。

（略） 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。拉力沿土钉全长以峰值的形式从前端向尾端传递，

3. 土钉的抗拔力

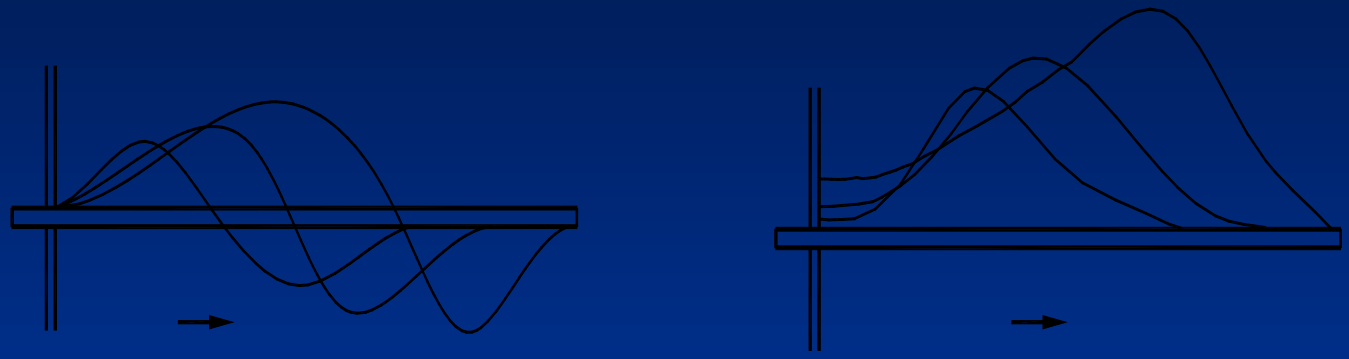
土钉主要依靠群体的空间骨架效应工作，单体的抗拔力在土钉墙支护体系中所起的作用远不如锚杆的抗拔力在锚杆挡土墙中那么重要。但是，作为可检验土钉工作性能及评价施工质量的最佳的、基本上也是唯一的依据，土钉的抗拔力在所有设计参数中是首要的。

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。第1种

（1）土钉抗拔机理（略）

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

（2）粘结应力（略）



随着基坑的开挖，土钉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近处，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

有效长度：（略）

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。

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

（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。

钉—土界面粘结强度具有如下特性（略）

①随着黏性土强度（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，变化范围通常大于黏性土；③在砂性土及黏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。

使用极限粘结强度标准值时需注意：

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。

（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。经验欠缺者或对某地层性状不很了解时，可按下式估算土钉的极限抗拔力Nu，式中*qsik*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)，*li*为土钉在第*i*层土内的长度（m）：$N_u = \pi d \sum q_{sik} l_i$

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

4．杆体（略）

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，故一般不小于16mm，但也不大于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。

$$A_s f_y \geq N$$

土越硬钢管壁应越厚直径应越大，以防击入过程中

5. 注浆

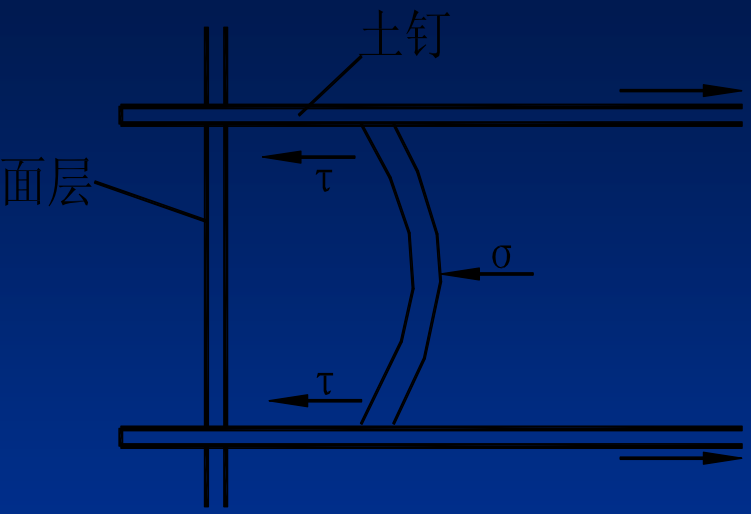
水泥注浆体与筋体的粘结强度、注浆体的抗剪强度及注浆体与土体的粘结强度通常均大于土体的抗剪强度，故钻孔注浆土钉的拔出破坏表现为注浆体周边土体的剪切塑性破坏。浆液在注浆体周边土体中渗透、挤压、扩散，与土混合在一起，显著地提高了土钉的抗拔力及土体的抗剪强度，注浆量越大、压力越高、浆液分布越均匀，效果越明显。注浆体内浆液逐渐凝固，形成水泥结石，注浆体周边部分浆液与土混合形成水泥土结构，水泥结石及水泥土

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

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

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，而土坡面不可能整修得很平整，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20~00mm，仅为保护层的厚度，远离面板的外表



土拱理论：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，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。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

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。

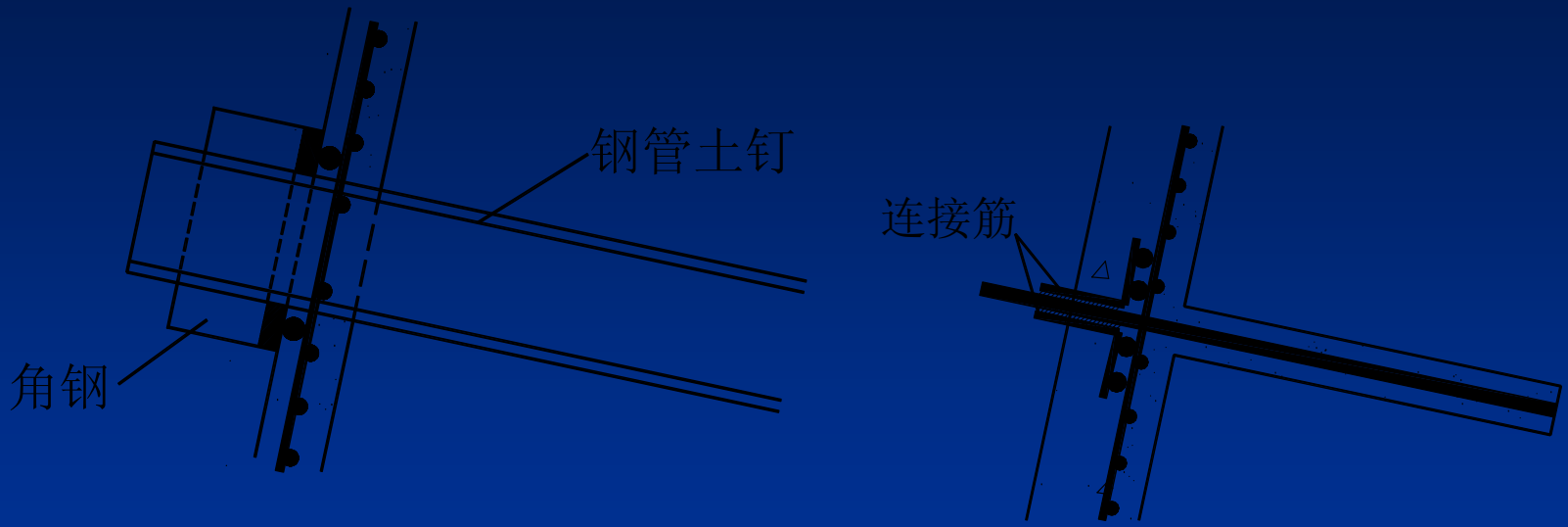
既然面层所受的压力并不大，而且又非常复杂难测，工程中可以采用方便简单的作法，即按构造设计，按构造配置钢筋、设计混凝土强度及厚度。在

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），Φ6~10mm；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

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

连接件构造图



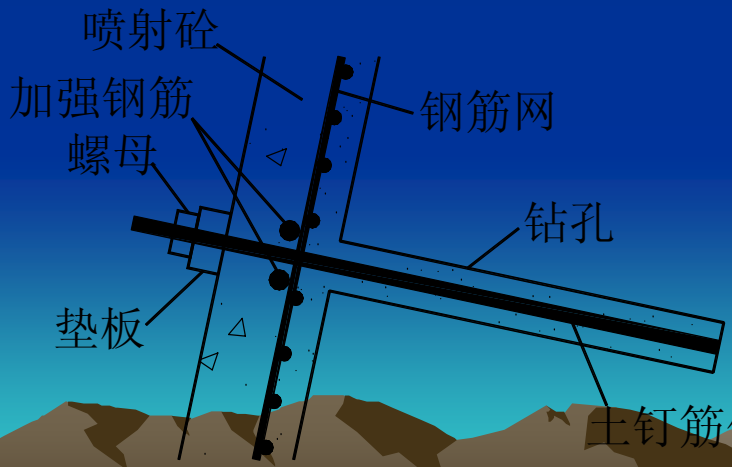


图9-15 土钉与面层连接构造图（a）螺母垫板连接；（b）L筋连接；（c）角钢连接

加强筋作用：

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，破坏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。

8. 防排水系统

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。单纯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

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

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。

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，对土钉墙的影响尚缺少更多的研究。

12．土方开挖

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（或称每步）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。黏性土的最大开挖高度略大于无黏性土，显然，土体的抗剪强度越高，最大分层高度越高。在软土、无黏聚力的砂土中直立开挖时往往需采取提前加固措施。

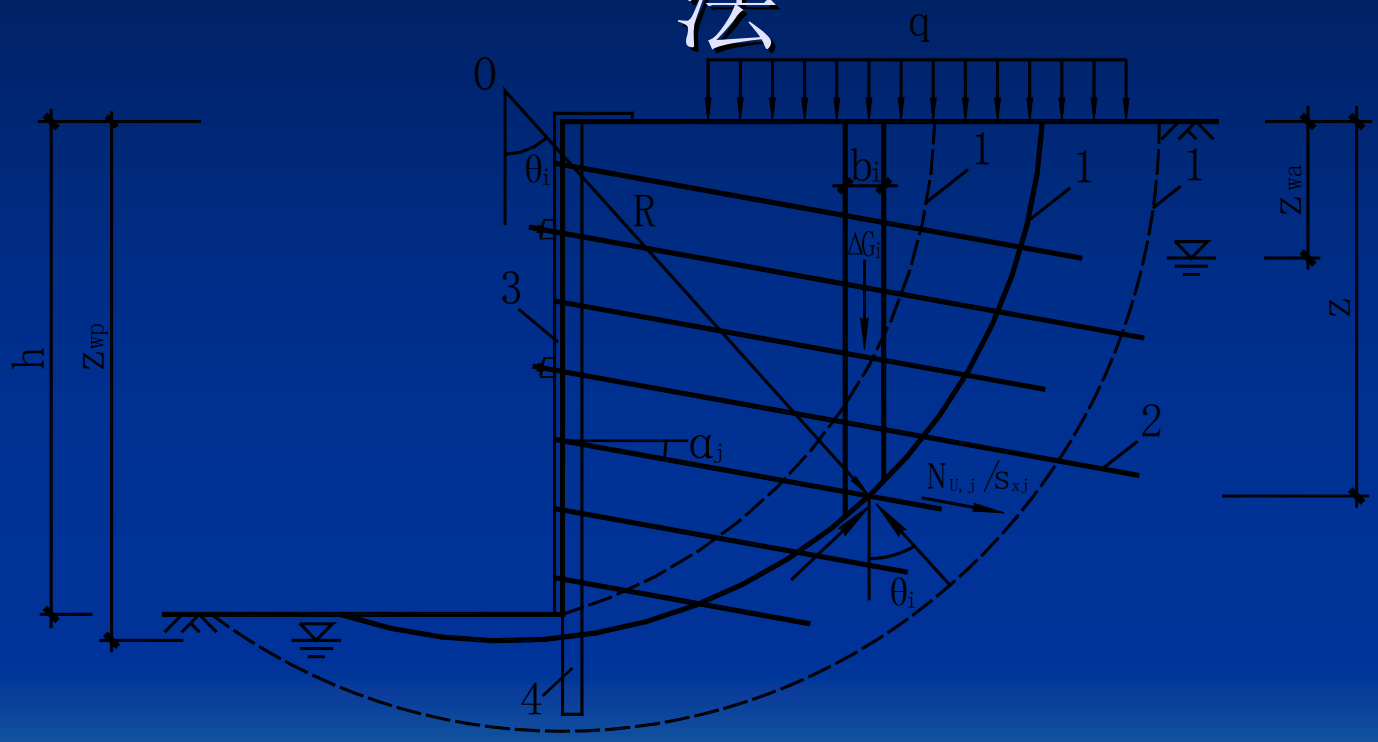
设置较小的分段长度，目的一是形成较小的工作面，使土钉墙作业尽快完成，二是充分利用土体的空间效应，先后利用未开挖土体及已施工土钉墙的支挡作用减少基坑变形。沿坑边走向的分段长度一般10~20m。开挖后应尽量缩短土坡的裸露时间，尽快封闭及修建土钉墙，这对于施工阶段的土坡稳定及控制变形是非常重要的，对于自稳能力差的土体尤其如此。土质较差时，可先素喷一层30~50mm的底层混凝土进行封闭，然后再施打土钉、挂网喷射面层混凝土作业。

9.4.2 稳定性分析与计算

1. 概述

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

2. 内部整体稳定计算方法：《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（略）

单纯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只考虑土钉拉应力作用，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，土钉拉力近似全部发挥；⑤钉—土界面摩阻力均匀分布

复合土钉墙稳定计算假定条件：

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（略）

$$K_s = K_{s0} = \frac{\sum c_i L_i + \sum W_i \cos\theta_i \tan\varphi_i}{\sum W_i \sin\theta_i}$$

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

$$K_s = K_{s0} + \gamma_1 K_{s1} + \gamma_2 K_{s2} + \gamma_3 K_{s3} + \gamma_4 K_{s4}$$

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

$$K_{s3} = \frac{f_{v3} A_3}{\sum W_i \sin\theta_i} \qquad K_{s4} = \frac{f_{v4} A_4}{s_{x,j} \sum W_i \sin\theta_i}$$

$$\gamma_0 K_{p\min} = K_{s\min} + \frac{\eta \tau_s A_s}{\sum W_i \sin\theta_i S_L} + \frac{\varsigma \sum T_{dj} \cos(\theta_i + \alpha_i) + \varsigma \sum T_{dj} \sin(\theta_i + \alpha_i) tg\varphi_i}{\sum W_i \sin\theta_i S_m}$$

式中 K_{pmin}——复合土钉墙最小整体稳定系数；

τ_s——搅拌桩或微型桩的抗剪强度标准值；

A_s——搅拌桩或微型桩的截面积；

T_{dj}——预应力锚杆极限抗拔力承载力；

S_L——搅拌桩、微型桩的间距；

S_m——预应力锚杆的水平间距；

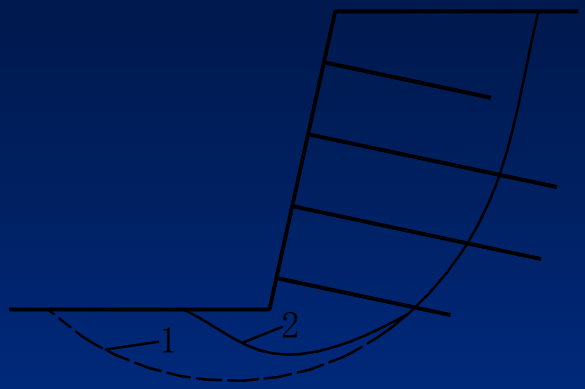
ς——折减系数，根据经验取0.5～0.7

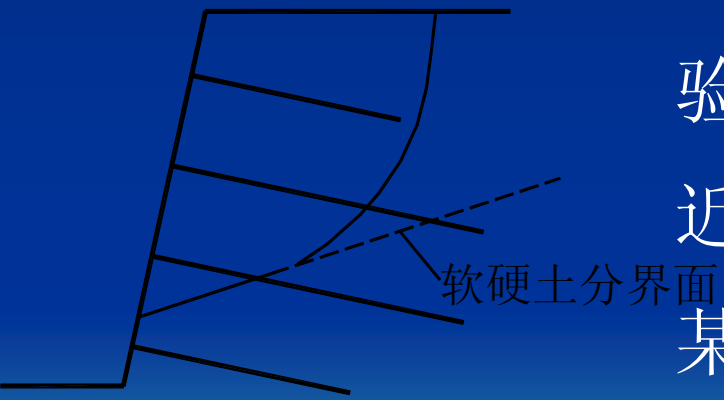
η——组合折减系数，根据组合情况在0.1～0.5之

（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

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，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. 在深厚的软土地层，采用圆弧形可能会过高估计软土的

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

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。

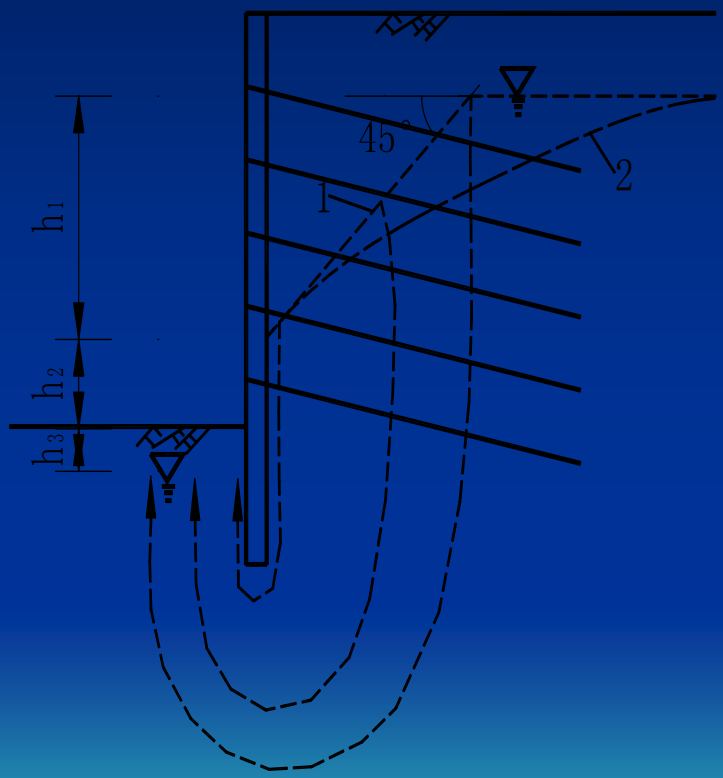
⑦土钉墙是从上到下逐层修建的，当某一层土方开挖完毕而土钉还没有安装或土钉刚安装完毕注浆体没有达到应有强度时，往往更危险，尤其是开挖最下一层土方而土钉没有安装时，计算时要特别注意这个阶段的稳定性。

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。

4. 地基失稳与隆起

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。单纯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

5. 抗渗流（略）



观测数据表明，止水帷幕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。可按图中曲线1计算地下水位，分别取水头差Δh＝h2+h3、Δh＝h1/2+h2+h3及Δh＝h1+h2+h3三种状况验算，这样作法偏于安全。图中曲线2

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。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

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板上。加筋土挡土墙受力机理与土钉墙有相同之处，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

滑裂面：

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。

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，可按下式计算：

$$N_{k,j}=\frac{1}{\cos\alpha_j}\zeta\eta_j e_{ak,j}s_{x,j}s_{z,j}$$

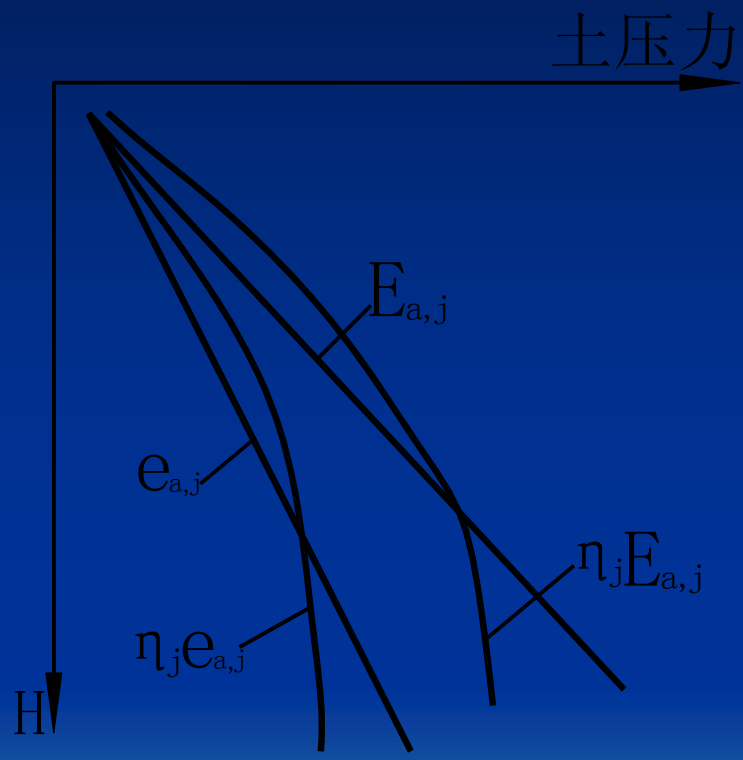
（2）坡面倾斜时的主动土压力折减系数ζ

朗肯主动土压力Eak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Eak折减的办法得到。

估算方法得到的ζ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eak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。土钉墙的主动土压力并不作用在坡面上，ζeak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 η_j

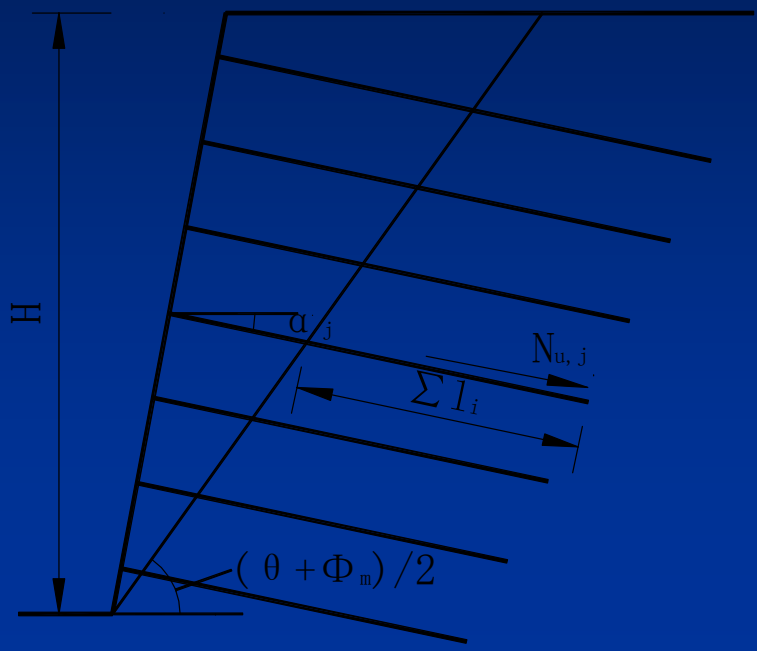
土钉墙主动土压力的计算方法有两类：一类是根据经验直接假定主动土压力的分布形状及数值大小，另一类认为作用在土钉墙上的主动土压力总和仍为朗肯主动土压力，只不过不再是上小下大的三角形，根据经验将其调整为梯形等其它形状。作者建议调整方法为：令第j条土钉调整前所承担的主



（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lz与在稳定区内长度Σli之和，在稳定区内长度Σli应满足下式：

$$\pi d_j \sum q_{sk,i} l_i \geq N_{u,j}$$



$$N_{u,j} \geq K_t N_{k,j}$$

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（略）

1. 土钉墙施工流程

单纯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。

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。

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量的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

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

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，厚度达不到设计要求的面积不大于50％，最小厚度不应小于设计厚度的60％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。

第二部分

《建筑基坑支护技术规程》（JGJ120-2008报批稿）

5 土钉墙与复合土钉墙支护
5.1 一般规定

5.1.1 土钉墙适用于地下水位以上的素填土、粘性土和砂土的基坑开挖支护工程；土钉墙适用于基坑开挖深度不宜大于12m。

说明：

5.1.1 适用于土钉墙支护的土体必须具有临时的自稳能力，以避免在分层开挖施工土钉时失稳。位于地下水位以上或经人工降水后的填土、粘性土和弱胶结砂土能够保持在开挖时边坡切割面的短时间稳定，适合采用土钉墙进行支护。大量工程经验表明，土钉墙支护深度超过12m的基坑时，由于变形较大，影响周边环境，所以也不宜采用。

5.1.2 土钉墙不宜用于饱和的粉细砂层、砂砾卵石层和淤泥质土；不应用于没有临时自稳能力的淤泥地层。

说明：

5.1.2 含水丰富的粉细砂层、砂砾卵石层和淤泥质土以及饱和软土层和淤泥由于不具备临时自稳能力，施工过程中容易塌方，所以不能采用土钉墙进行支护。

5.1.3 土钉墙和截水帷幕、微型桩，预应力锚杆不同组合型式形成的复合土钉墙，适用于开挖深度在15m以内的工程。

5.1.4 复合土钉墙不宜用于以下条件的基坑支护：

1 基坑垂直开挖深度超过12m；

2 基坑计算范围内有大于3m的淤泥或淤泥质土层；

3 基坑开挖范围内有承压水作用的地层；

4 基坑底部存在软土地层，抗隆起稳定性计算不满足要求时。

说明：

5.1.3 复合土钉墙是由土钉墙和止水帷幕、微型桩、预应力锚杆等组合形成的基坑支护技术，工程中使用的组合形式很多很复杂，其适用的情况也有所区别，但由于基坑深度超过15m后坡脚应力集中明显，且出现事故后很难修复，破坏后果严重，因此，复合土钉墙不宜在超过15m深度的基坑中使用。

5.1.4 复合土钉墙由于综合了几种支护型式的优点，所以适用范围非常广泛，但根据大量的工程经验表明：深度超过12m且无放坡条件时，容易出现

5.1.5 复合土钉墙应用于对变形有严格要求的深基坑支护时，应进行变形预测分析，预测变形应根据工程经验、严谨的工程类比并结合数值分析后确定。

5.1.6 土钉墙和复合土钉墙应用于基坑阳角部位时，应考虑土钉交叉作用对稳定性的影响。

说明：

5.1.5 由于锚杆和土钉是在土体产生一定位移的情况下才充分发挥作用，所以采用土钉墙或者复合土钉墙支护的基坑，基坑变形和位移相对于采用其它支护型式如桩锚或支撑时要大，因此对变形有严格

5.2 设 计

5.2.1 土钉墙设计应包括下列内容：

1 确定土钉墙的平面和剖面尺寸及分段施工高度；

2 确定土钉的布置方式和间距；

3 确定土钉墙结构各组成部分的尺寸和材料参数；

4 注浆体强度和注浆方式设计；

5 喷射混凝土面层设计及土钉与面层连接的构造设计；

6 支护体系整体稳定性分析；

7 土钉强度与抗拔力验算；

8 根据基坑底部地层情况进行抗隆起、抗渗流（突涌、

说明：

5.2.1 土钉墙支护设计一般包括条文中10个方面的内容，可根据工程类比和经验确定，并进行土钉抗拔承载力和整体稳定性验算。由于岩土工程的复杂性，使用总安全系数表达比较直观，便于应用，所以土钉抗拔承载力和整体稳定性验算均使用大老K表达式，所有荷载、强度参数均采用极限标准值，土钉统一使用一个标准值，预应力锚杆也采用极限抗拔承载力，在整体稳定性验算中按基坑安全等级对应的安全系数进行折减，与相关规范安全度保持

5.2.2 复合土钉墙的设计除满足土钉墙设计要求外，尚应包括下列内容：

1 根据地质条件和环境条件选择合理的复合土钉墙类型；

2 确定锚杆类型并进行锚固体设计（长度、直径、形式等）；

3 确定锚杆布置形式和安设角度及锚杆结构；

4 计算确定锚杆轴向拉力设计值及锁定拉力值；

5 计算确定锚杆自由段长度和锚固段长度；

6 确定截水帷幕的形式（搅拌桩或旋喷桩等）；

7 确定截水帷幕的平面布置形式、剖面尺寸及施工参

5.2.3 在土钉墙和复合土钉墙的设计中，单根土钉轴向受拉荷载标准值应按式（5.2.3）计算：（略）

$$T_{jk} = \frac{1}{\cos\alpha}\zeta\eta_j e_{akj} S_{xj} S_{zj} \quad (5.2.3)$$

. .

式中 *Tjk*——第j根土钉轴向受拉荷载标准值（kN）；

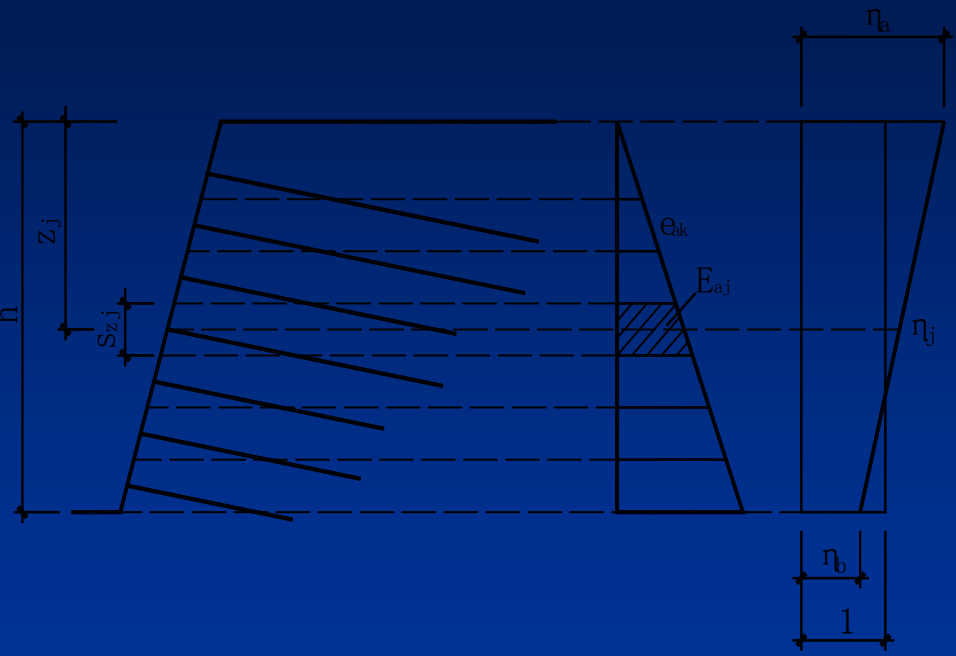
α——第j根土钉与水平面之间的夹角；

ζ——坡面倾斜时土压力折减系数，可按式（5.2.4-1）计算；

——第j根土钉处的土压力调整系数，可按式（5.2.4-

（略）**5.2.4** 坡面倾斜时的土压力折减系数ζ可按式计算；第j根土钉处的土压力分布调整系数可按式计算；式中

ζ——土压力折减系数；—土钉墙坡面与水平面的夹角。 ——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。



$$\zeta = tg\frac{\beta - \varphi_{ak}}{2}\left(\frac{1}{tg\dfrac{\beta + \varphi_{ak}}{2}} - \frac{1}{tg\,\beta}\right) \Big/ tg^{2}\left(45^{0} - \frac{\varphi_{ak}}{2}\right)$$

土压力调整系数：（略）

式中 Zj——第j根土钉至基坑顶面的垂直距离；

h——基坑深度；

Eai——第i根土钉在Sxi、Szj所围土钉墙坡面面积内的土压力合力标准值；

$$\eta_j = (1-\frac{z_j}{h})\frac{\sum_{i=1}^{n}(1-\eta_b\frac{z_j}{h})E_{ai}}{\sum_{i=1}^{n}(1-\frac{z_j}{h})E_{ai}} + \eta_b\frac{z_j}{h}$$

η_j——第j根土钉处的土压力调整系数，对粘性土，当计算的主动土压力有负值时，应先等效为从坡顶开始的三角形分布后再进行土压力合力计算和折减。

5.2.5 单根土钉抗拉承载力计算应满足下列要求(预应力锚杆不进行该项验算):

1 在假定破裂面上侧压力作用下，土钉杆体抗拉承载力应满足式):

$$K_{b1} = \frac{A_g f_{tk}}{T_{jk}} \geq 1.6\gamma_0$$

式中: K_{b1}——假定破裂面的土钉杆体抗拉安全系数;

T_{jk}——土钉轴向受拉荷载标准值;

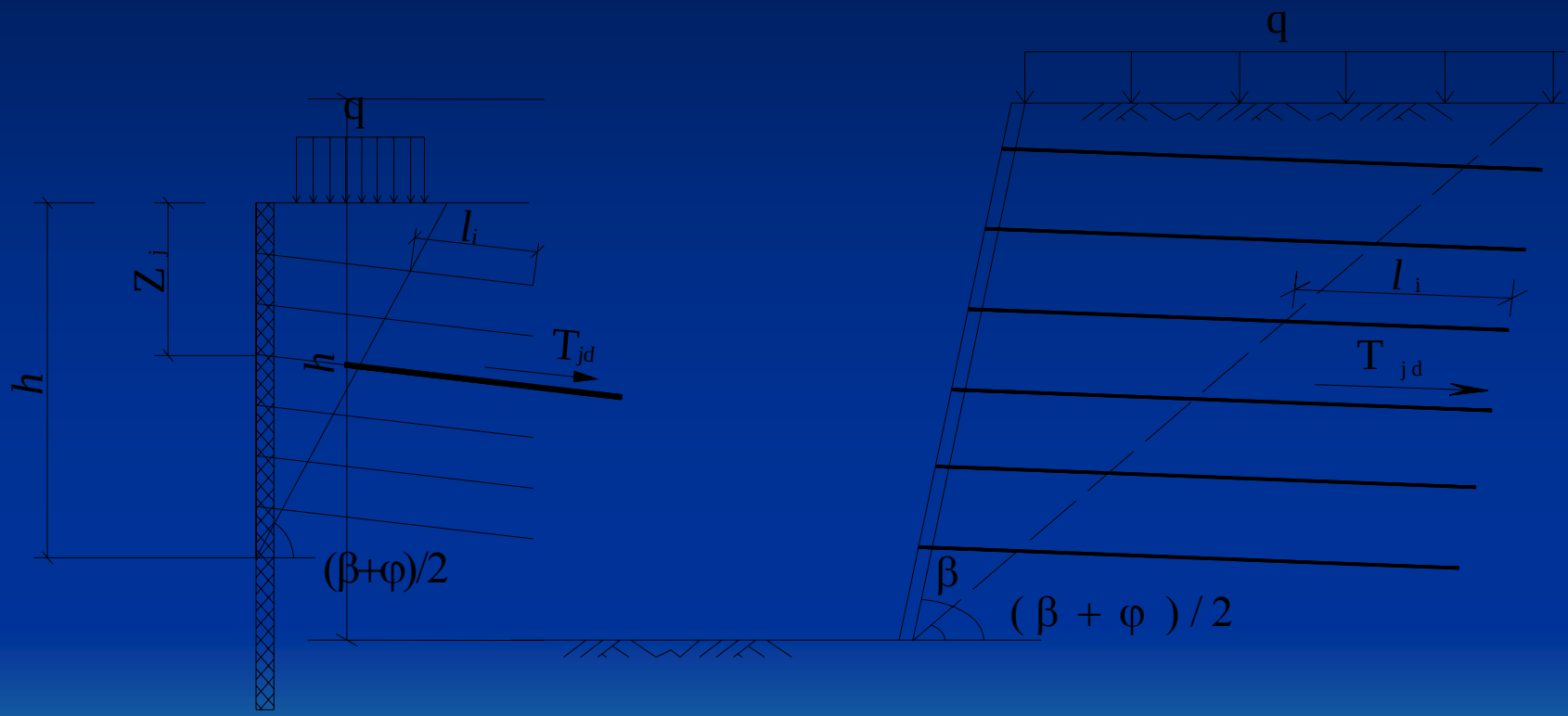
2 土钉墙内部假定破裂面之后的有效锚固段抗拔承载力应满足式要求：

$$K_{b2} = \frac{T_{jd}}{T_{jk}} \geq 1.6$$

式中 K_{b2}——假定破裂面之后的土钉有效锚固段抗拔承载力安全系数；

T_{jd}——土钉抗拔承载力标准值；

T_{jk}——土钉轴向受拉荷载标准值。


q
l_i
Z_j
h
T_{jd}
$(\beta+\varphi)/2$
q
l_i
T_{jd}
β
$(\beta+\varphi)/2$

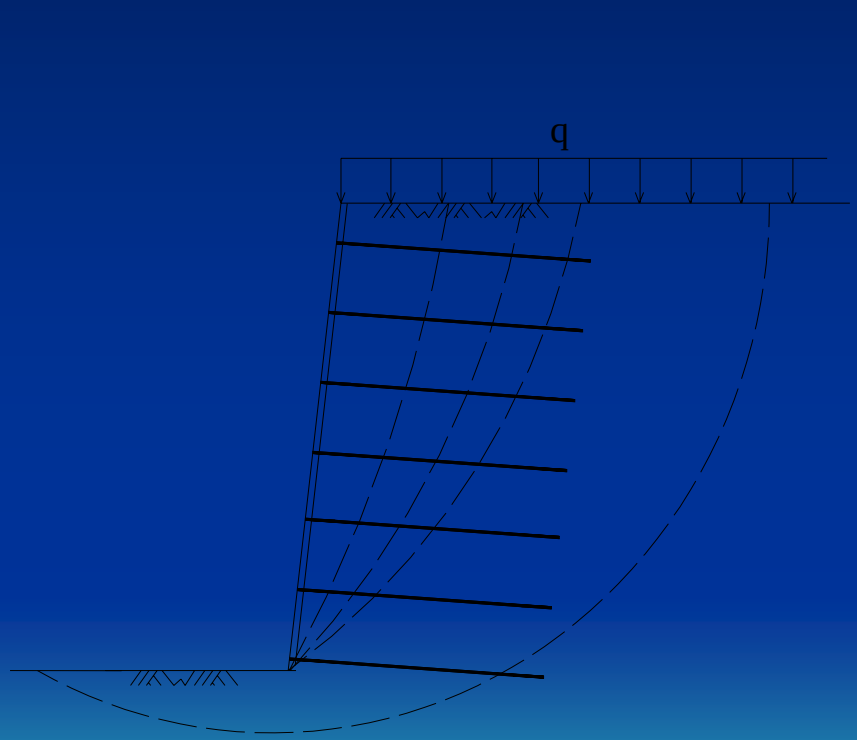
3土钉抗拔承载力标准值可按式和图计算,但应按附录A通过抗拔试验作最后确定：

$$T_{jd} = \pi d_j \sum q_{sik} l_i$$

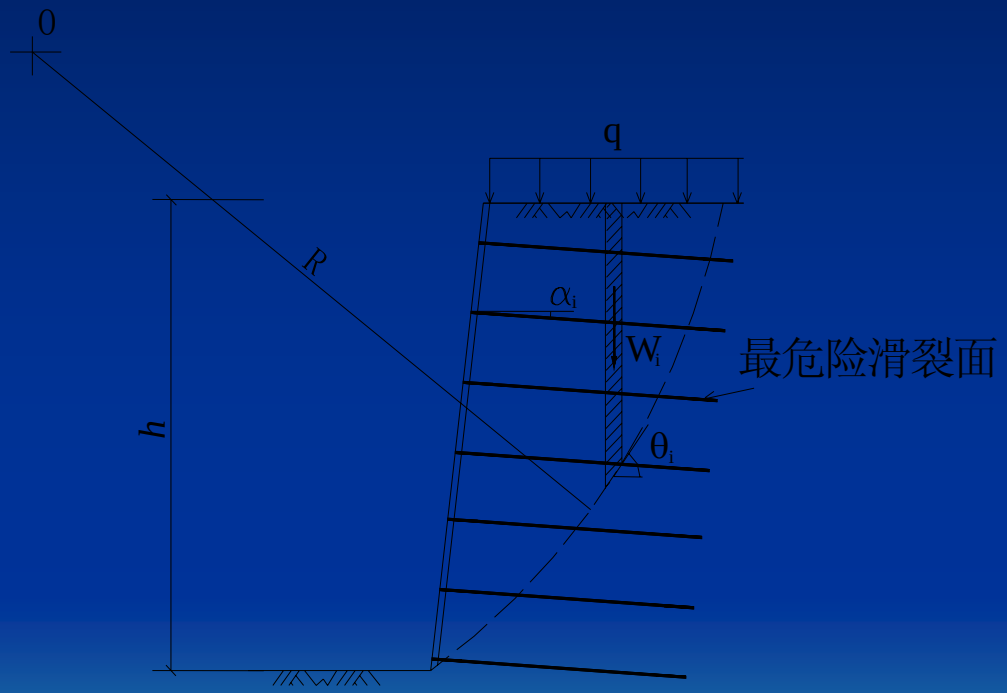
d_j —— 第j根土钉锚固体直径；

q_{sik} —— 土钉穿越第i层土、土体与锚固体之间的极限粘结强度标准值，可按表5.2.5确定；$\frac{\beta + \varphi}{2}$

5.2.6 土钉墙设计应进行整体稳定性分析，并应考虑施工期间不同开挖深度和完成后不同标高（包括开挖面以下一定深度）等多种工况，分析时可采用简化圆弧滑裂面条分法，按图和式进行验算



(a)试算最危险滑裂面



(b)最危险滑裂面稳定性计算

$$\gamma_0 K_{S\min} = \frac{\sum c_i L_i S + \sum W_i \cos\theta_i tg\varphi_i S + \sum T_{ju}\cos(\theta_i + \alpha_i) + \xi\sum T_{ju}\sin(\theta_i + \alpha_i)tg\varphi_i}{\sum W_i \sin\theta_i S}$$

K_{smin}——土钉墙最小整体稳定系数；

c_i ——土体的粘聚力按本规范第3.1.9-4条取值；

ϕ_i—— 土体的内摩擦角按本规范第3.1.9-4条取值；

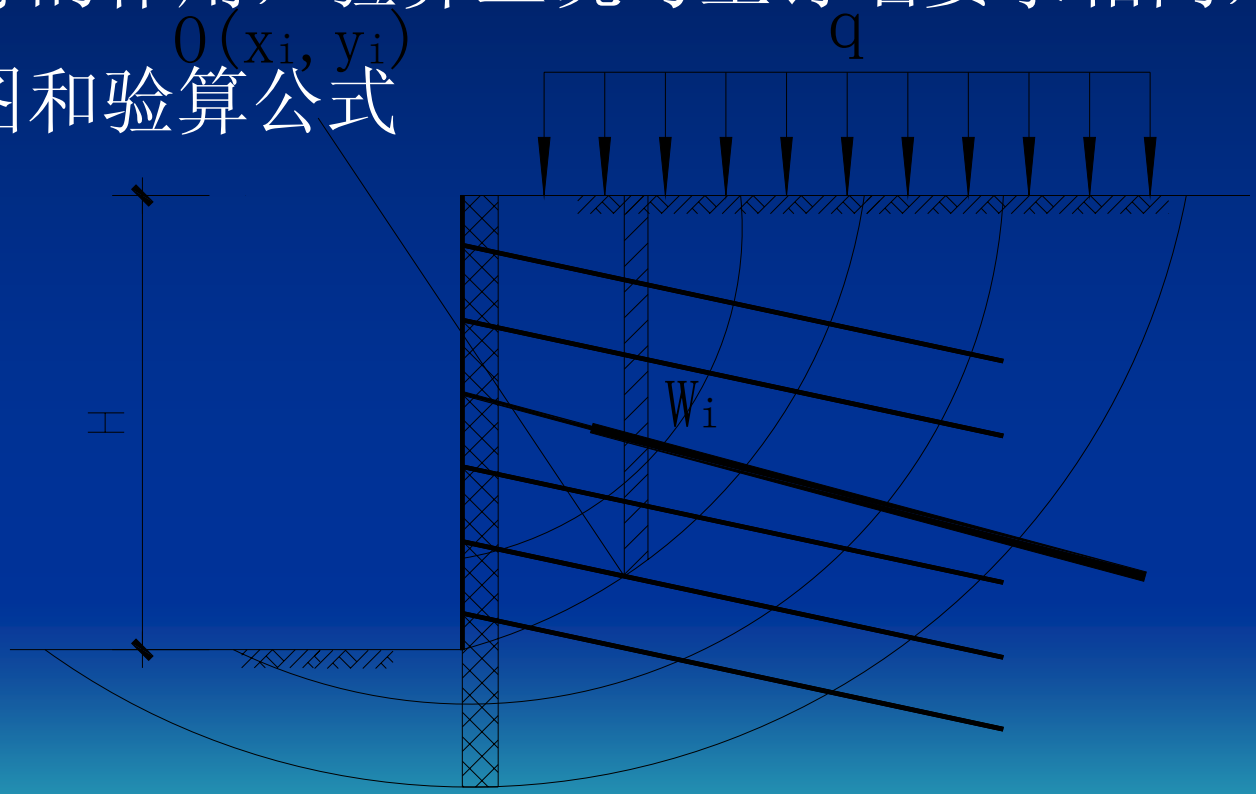
L_i —— 土条滑动面弧长；

W_i ——土条重量；

T_{ju}——土钉在滑裂面外抗拔承载力标准值，按5.2.8条计算确定；

S ——土钉的水平间距；

5.2.7 复合土钉墙的整体稳定性分析可采用圆弧法面计算，计算中应考虑截水帷幕、微型桩、预应力锚杆等的作用，验算工况与土钉墙要求相同，其计算简图和验算公式



$$\gamma_0 K_{p\min} = K_{s\min} + \frac{\eta \tau_s A_s}{\sum W_i \sin\theta_i S_L} + \frac{\varsigma \sum T_{dj} \cos(\theta_i + \alpha_i) + \varsigma \sum T_{dj} \sin(\theta_i + \alpha_i) tg\varphi_i}{\sum W_i \sin\theta_i S_m}$$

式中 K_{pmin}——复合土钉墙最小整体稳定系数；

τ_s——搅拌桩或微型桩的抗剪强度标准值；

A_s——搅拌桩或微型桩的截面积；

T_{dj}——预应力锚杆极限抗拔力承载力；

S_L——搅拌桩、微型桩的间距；

S_m——预应力锚杆的水平间距；

ς——折减系数，根据经验取0.5～0.7

η——组合折减系数，根据组合情况在0.1～0.5之

5.2.8 在土钉墙和复合土钉墙整体稳定分析时，土体破裂面上每一土钉抗拔力标准值T_{ju}

按下列公式计算，并取两者中的最小值：

土钉杆体抗拉承载力标准值　　$T_{ju}=A_g f_{yk}$

土钉抗拔力标准值　　$T_{ju}=\pi d_j \Sigma q_{sik} l_n$

对于靠近基坑支护底部的土钉，尚应考虑滑裂面内侧土体和喷射砼面层脱离土钉滑出的可能，其土钉抗拔力应满足下列条件：

$$T_{ju} \leqslant \pi d_j (l-l_n) q_{sik}+T_l$$

5.2.9 当基坑底部存在软土地层时，应按本规范第6.2.9条进行基坑底抗隆起稳定性验算，当基坑底面以下存在承压水或基坑底附近存在粉土、粉细砂层时，应按本规范第6.2.10条进行抗渗流（突涌、流土、管涌）稳定性验算。验算不满足要求时，可采取加深、加厚、加强截水帷幕及增加微型桩等措施予以防治。

5.2.10 锚杆腰梁可按下列原则进行设计：

1 某一标高处锚杆腰梁所受水平荷载可按本规范第3.1.11条计算；

2 锚杆腰梁可按承受均布荷载以锚杆为支点的连续梁计算；

3 锚杆腰梁也可按承受锚杆设计拉力的弹性地基反梁计算。

5.2.11 土钉墙的构造要求应符合下列规定：

（略）

1 土钉墙墙面坡度应经技术经济比较确定，宜采用坡度1：0.3～1:0.7；

2 土钉必须与面层有效连接，应设置承压板和加强钢筋等构造措施，保证土钉不从面层中被拔出。

3 土钉长度不宜小于6m，土钉间距宜为1～2m，土钉与水平面夹角宜为5o～20o；

4 土钉孔注浆材料宜用水泥净浆或水泥砂浆，其强

5.2.12 土钉构造要求应符合下列规定：（略）

1 土钉钢筋宜用II级以上螺纹钢筋，钢筋直径宜为16～32mm；

2 钻孔直径宜为100～120mm；

3 沿土钉长每隔1～2m应设置对中定位支架，以保证土钉钢筋周围有足够的浆体保护层；

4 打入注浆型钢管土钉适用于不易成孔的填土层、砂层或软土中；

5 钢管土钉宜采用外径不小于48mm，壁厚不小于3mm的钢管，沿土钉长每隔0.2～0.8m

设置倒刺和对开孔，孔径宜为10mm左右；孔口2～3m

5.2.13 喷射砼面层的构造要求应符合以下规定：（略）

1 喷射砼面层厚度宜为80～200mm，喷射砼设计强度等级不低于C20；

2 喷射砼面层中应配以钢筋网，钢筋网可采用HPB235级钢筋，钢筋直径宜为6～10mm，钢筋网间距宜为150～250mm；钢筋搭接长度应大于300mm；

3 喷射砼面层与土钉钢筋（钢管）的连接，应在土钉端部两侧沿土钉长度方向焊上短筋，焊缝长度不应小于100mm，并与面层内连接相邻土钉端部的通长加强钢筋相互焊接；对于重要的工程或支护面层受有较大的侧压时，宜将土钉做成螺纹端，通过螺母、钢垫板与面层连接。

5.2.14 预应力锚杆的构造要求应符合以下规定：（略）

1 复合土钉墙中预应力锚杆设计荷载不宜大于200kN；施加预应力不宜超过150kN；

2 锚杆自由段长度不宜小于5m，且应超过潜在破裂面1m；

3 锚杆杆体外露长度应满足台座（腰梁）布置和张拉锁定的要求；

4 锚具型号、尺寸的选取应保持锚杆预应力值的恒定；

5 腰梁、台座的尺寸和构造应具有足够的强度和刚度，不得产生有害变形；

5.2.15 微型桩常采用钻孔灌注桩，其构造要求如下：（略）

1 微型桩的直径一般为100～400mm；

2 微型桩伸入基坑底面宜大于2m；

3 微型桩应配置钢筋笼或型钢，配置型钢时，宜选用16～22号工字钢或H型钢；

4 微型桩桩顶上宜设置连梁，将桩连接在一起，连梁上可设置预应力锚杆或土钉。

5.2.16 截水帷幕的构造宜符合下列规定：

1 截水帷幕宜采用相互搭接的深层搅拌桩或者高压旋喷桩，伸入基坑底部宜大于2m，并应穿过强透水层，进入相对不透水层宜大于1m。

2 单头深层搅拌桩直径宜采用400～700mm，搭接150～200mm；

3 深层搅拌桩水泥掺入量宜采用15～18％，桩身水泥土强度宜大于0.8MPa；

4 当土质较差及水量较大时，可采用两排或多排搅拌桩形成截水帷幕并加固土体；

5 在深层搅拌桩施工难以搅动的地层和搅拌深度不能达到时，可采用高压旋喷桩作为截水帷幕。

5.3 施 工（略）

5.3.1 土钉墙和复合土钉墙支护基坑开挖应严格按设计要求分层分段进行，应在上层土钉墙施工完成养护48小时后方可开挖下一层土方；且严禁超挖，土方开挖后应立即进行下一道工序施工。

5.3.2 土钉施工应符合下列规定：

1 土钉的原材料应符合下列规定：

1） 土钉钢筋使用前应调直、除锈、除油；

2） 注浆材料宜用的水泥净浆或水泥砂浆，水泥净浆水灰比宜为0.5，水泥砂浆配合比宜为1：1～2，水灰比宜为0.4～0. 5；

3） 水泥砂浆应拌和均匀，随拌随用，一次拌和的砂浆应在初凝前用完，并严防石块、杂物混入。

5.4 质量检验和检测（略）

5.4.1 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、喷射砼面层的抗压强度试验、喷射砼喷层厚度检查、止水帷幕的均匀性和强度检验等。

5.4.2 土钉墙和复合土钉墙试验和检测应符合以下规定：

1 对于基坑安全等级为二级以上的土钉墙和复合土钉墙工程，在正式施工前，应进行土钉和锚杆的抗拔力基本试验，为设计提供土钉（锚杆）与土体之间的粘结强度及有关施工参数，基本试验数量不宜

4 喷射砼应进行喷层厚度检查，检查时应符合下列规定：

1） 喷层厚度可用凿孔法或其它方法检查；

2） 检查数量每500m2取一组，每组不少于3个点；

3） 喷层厚度合格标准为：全部检查孔处厚度的平均值应大于设计值，最小厚度不应小于设计厚度的80%，并不应小于80mm。

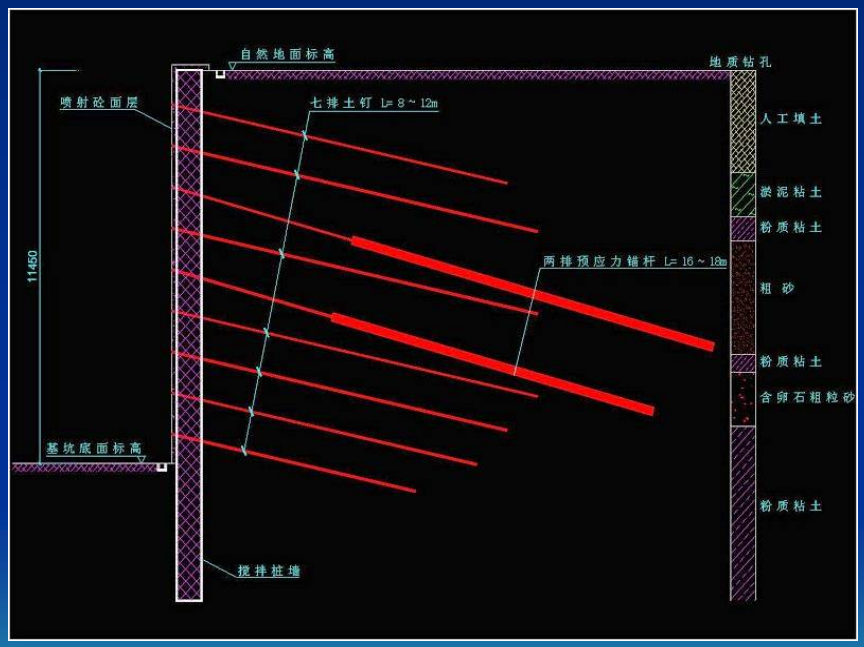
5 截水帷幕的施工检测应符合本规范第12章的有关规定。

6 复合土钉墙中的预应力锚杆的施工检验应符合本规范第10章的有关规定：

7 微型桩在基坑开挖前宜进行小应变检测，检测数量不宜小于1%。开挖后应进行外观检查。

第三部分：工程实例（22个工程）

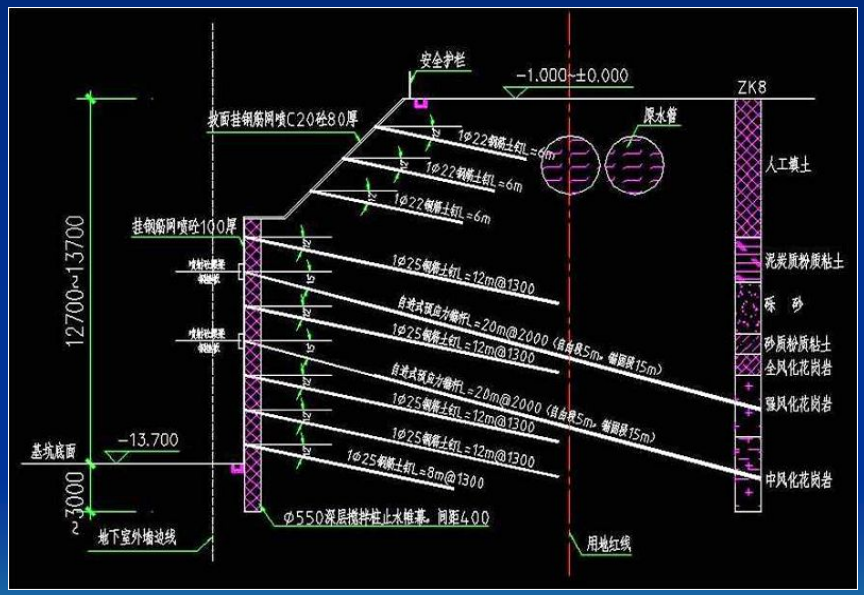
深圳电视中心基坑





基坑开挖深度11m，土钉墙+止水帷幕工法，基坑周长400m，1999年

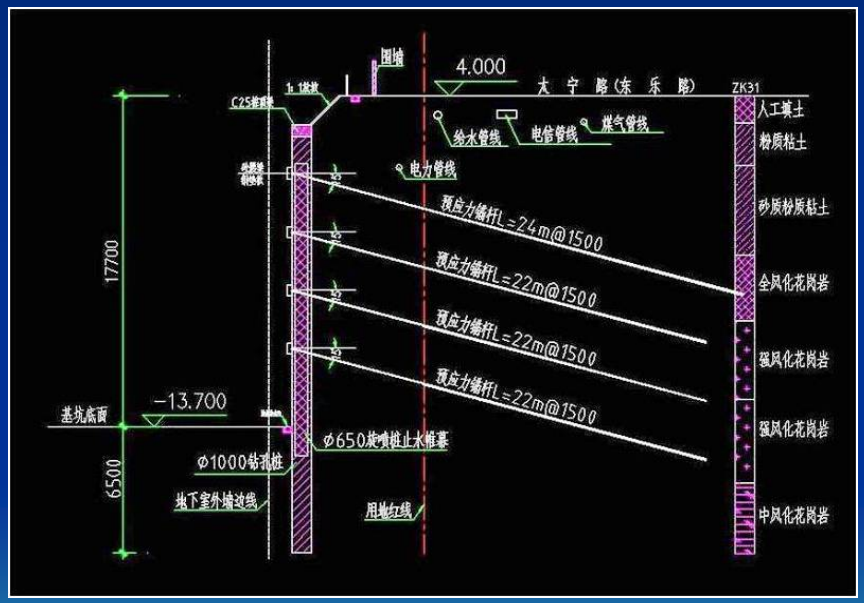
百仕达花园五期基坑（一）





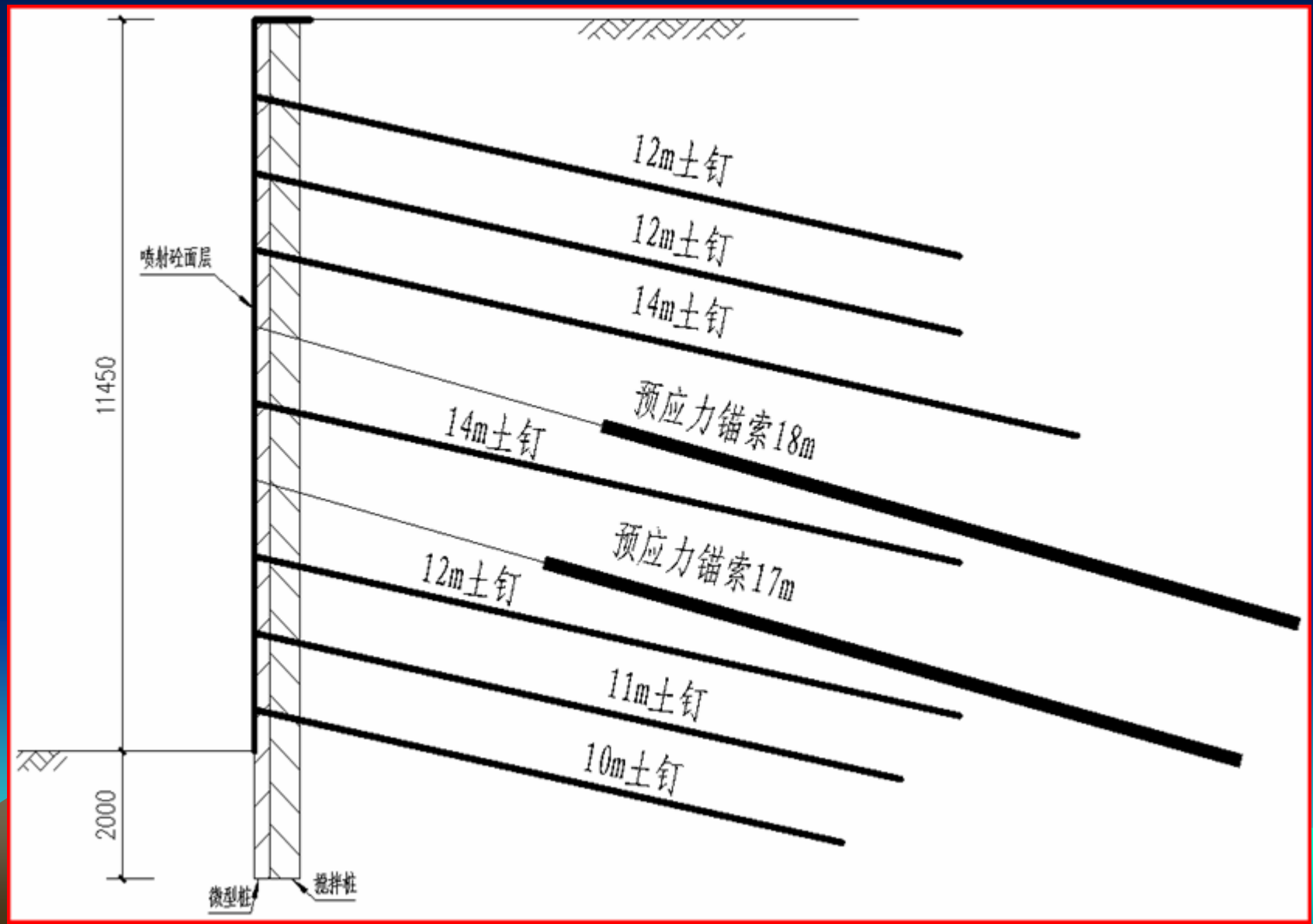
基坑深度17m，周长1000m，采用桩锚、复合土钉墙支护，2006年。

百仕达花园五期基坑（二）


围墙
4.000
大 宁 路(东 乐 路)
ZK31
人工填土
粉质粘土
砂质粉质粘土
全风化花岗岩
强风化花岗岩
强风化花岗岩
中风化花岗岩
给水管线
电信管线
煤气管线
电力管线
预应力锚杆L=24m@1500
预应力锚杆L=22m@1500
预应力锚杆L=22m@1500
预应力锚杆L=22m@1500
17700
-13.700
基坑底面
6500
Φ650旋喷桩止水帷幕
Φ1000钻孔桩
地下室外墙边线
用地红线


2006 7 11

长城畔山基坑支护典型的剖面图



地铁水晶岛站基坑1999年

基坑深度16m

复合土钉墙

基坑周长400m



天城广场基坑2001年





基坑深度12m，桩锚支护+复合土钉墙，基坑周长260m

假日广场基坑
2005年

基坑深度15～22m

土钉墙+桩锚支护

基坑周长800m



假日广场基坑南侧



深圳金地海景花园DE区

（基坑深度7～12m，基坑周长约1300m）









金地海景花园基坑




赛格群星广场基坑

百仕达8号楼基坑1



百仕达8号楼基坑2



地铁竹子林站基坑2



南山残联大厦基坑



黄埔雅苑二期基坑



京基广场基坑



深圳文化中心基坑



东莞时代广场基坑



兴华广场基坑



水贝市场基坑



宝安人民医院基坑



长城盛世家园基坑工程2002年





基坑开挖深度14~21.7m，复合土钉墙，基坑周长660m

长城盛世家园基坑3



长城盛世家园基坑1



谢　谢