

分类号-----  
U D C-----

密级-----  
编号-----

中南大學

CENTRAL SOUTH UNIVERSITY

# 硕士学位论文

论文题目 基于不确定性方法的深基坑

土钉支护稳定性研究

学科、专业 采 矿 工 程

(地下空间支护工程方向)

研究生姓名 刘 广

导师姓名及 李 夕 兵 教授

专业技术职务 邓 建 教授



分类号-----

U D C-----

密级-----

编号-----

## 硕 士 学 位 论 文

### 基于不确定性方法的深基坑土钉支护稳定性研究

Study on the stability of deep excavation bracing by soil nailing

based on indeterminate method

作 者 姓 名 :            刘 广

学 科、专 业 :    采 矿 工 程

(地下空间支护工程方向)

学 院(系、所):    资源与安全工程学院

指 导 老 师 :    李夕兵    邓建

论文答辩日期: \_\_\_\_\_ 答辩委员会主席: \_\_\_\_\_

中 南 大 学

2005 年 03 月



## 摘 要

本文采用不确定性方法系统地研究了深基坑土钉支护中的稳定性问题，着重考虑了深基坑土钉支护工程中的三种不确定性：随机性、模糊性和灰色性。通过引入模糊随机可靠度分析方法，对土钉支护内部稳定性进行了分析和研究，提出以模糊可靠度来衡量和评价土钉支护深基坑的稳定性，并结合具体工程实例，应用灰色系统理论来预测基坑的变形和发展趋势。

文章全面阐述了深基坑土钉支护的工作性能和机理，在现场实验测试基础上，作者重点探讨了土钉的抗拔机理及土钉与土体界面的粘结性能，总结了确定性方法在土钉支护工作特性方面的研究成果。

针对稳定性分析传统安全系数方法的不足，考虑土性参数空间分布、荷载效应等的随机性和安全准则的模糊性，本文首次运用模糊随机可靠度分析方法对深基坑土钉支护的内部稳定性进行了分析，推导出其模糊随机极限状态方程，发展了实用的模糊随机可靠度理论的“验算点法”，并以此法计算了土钉支护深基坑工程的模糊失效概率。

鉴于土钉支护结构破坏的渐进性和深基坑工程施工的动态性，作者利用灰色系统理论建立土钉支护的深基坑变形  $GM(1,1)$  预测模型，并编制相应的程序，可以在信息不完善的情况下，根据施工过程中已有少量基坑变形监测资料，预测后续施工过程中土钉支护深基坑变化的变化和发展趋势，建立土钉支护系统失稳的判据，能及时预报可能出现的险情，其精度通过实例得到了较好的验证。

**关键词：** 深基坑，土钉支护，不确定性，模糊可靠度，灰色系统



## ABSTRACT

In this paper, the stability of deep excavation bracing by soil nailing is studied by using indeterminate method, especially considering the three kinds of indeterminacy in deep excavation bracing by soil nailing: randomness, illegibility and grayness. By introducing fuzzy random reliability analysis method, the inner stability of soil nailing was analyzed, and fuzzy reliability as the index to evaluate the stability of deep excavation bracing by soil nailing was put forward. Combined with the engineering example, the gray system theory was applied to predict the deformation and its developing trend of deep excavation.

The work mechanism of soil nailing in deep excavation was presented in this paper. On the basis of in-situ test, the author focussed on studying the pull-resist mechanism of soil nailing and the cohesible performance between nail and soil, and summarized the research results obtained by determinate method on work characteristics of soil nailing.

On considering some drawbacks of the safety factor method, by taking into account the randomness of the distribution of the characteristics of soil in space and the effect of diversified loads and the illegibility of safety rules, the fuzzy random reliability method was applied to analyze the inner stability of soil nailing in deep excavation for the first time. The author deduced its fuzzy random limit state equation and calculated the fuzzy failure probability according to the JC method.

As we know, the breakage of soil nailing is gradual and the construction of deep excavation is dynamic, the author established the GM(1,1) model based on gray system theory and accomplished the corresponding computer program. According to the limited deformation data and the program, we could predict the future deformation and its developing trend of soil nailing in deep excavation for the later construction, and set up the failure criterion of soil nailing to forecast the possible dangers in time. The precision of the model was validated by engineering examples.

**KEY WORDS:** deep excavation, soil nailing, indeterminacy, fuzzy reliability, gray system





## 目 录

|                                |    |
|--------------------------------|----|
| 摘 要 .....                      | I  |
| ABSTRACT .....                 | II |
| 第一章 绪论 .....                   | 1  |
| 1.1 深基坑支护综述 .....              | 1  |
| 1.2 土钉支护的发展与应用 .....           | 3  |
| 1.2.1 土钉支护的概念 .....            | 3  |
| 1.2.2 土钉支护的原理与特点 .....         | 4  |
| 1.2.3 土钉支护的发展与应用 .....         | 5  |
| 1.2.4 土钉支护的适应范围和局限性 .....      | 5  |
| 1.3 土钉支护稳定性的研究现状 .....         | 6  |
| 1.3.1 土钉支护工作特性和机理的研究现状 .....   | 6  |
| 1.3.2 深基坑土钉支护稳定性分析计算方法现状 ..... | 9  |
| 1.4 存在的问题及本文研究的内容 .....        | 10 |
| 1.4.1 土钉支护中存在的问题 .....         | 10 |
| 1.4.2 本文研究的主要内容 .....          | 11 |
| 第二章 工程实例及其现场测试 .....           | 13 |
| 2.1 深圳港中旅花园二期深基坑工程概况 .....     | 13 |
| 2.2 场地工程地质与水文地质 .....          | 13 |
| 2.3 基坑支护设计概况 .....             | 15 |
| 2.3.1 支护方案 .....               | 15 |
| 2.3.2 土钉支护设计参数与构造 .....        | 16 |
| 2.4 施工工艺及其要点 .....             | 18 |
| 2.5 现场测试 .....                 | 19 |
| 2.5.1 施工过程中的基坑变形监测 .....       | 19 |
| 2.5.2 土钉抗拔力试验 .....            | 20 |
| 2.5.3 测试结果分析 .....             | 24 |
| 2.6 本章小结 .....                 | 24 |
| 第三章 深基坑土钉支护的工作性能与机理 .....      | 25 |
| 3.1 深基坑土钉支护的工作性能 .....         | 25 |
| 3.1.1 土钉支护工作性能的现场测试和模拟试验 ..... | 25 |
| 3.1.2 土钉支护工作性能的数值模拟 .....      | 26 |
| 3.2 深基坑土钉支护的工作机理 .....         | 27 |

|                                     |           |
|-------------------------------------|-----------|
| 3.2.1 土钉的作用效果分析 .....               | 27        |
| 3.2.2 土钉支护的抗拔机理 .....               | 29        |
| 3.2.3 土钉与土体的界面粘结性能 .....            | 34        |
| 3.3 本章小结 .....                      | 36        |
| <b>第四章 深基坑土钉支护稳定性的模糊可靠度分析 .....</b> | <b>37</b> |
| 4.1 从安全系数到模糊可靠度的必要性 .....           | 37        |
| 4.2 模糊可靠度分析的基本原理 .....              | 39        |
| 4.2.1 模糊随机变量 .....                  | 39        |
| 4.2.2 模糊随机功能函数与模糊随机极限状态方程 .....     | 40        |
| 4.2.3 基于序关系的模糊安全准则 .....            | 41        |
| 4.2.4 模糊可靠指标、模糊随机可靠度及模糊随机失效概率 ..... | 42        |
| 4.2.5 计算模糊可靠指标的验算点法 .....           | 45        |
| 4.3 深基坑土钉支护稳定性的计算方法与破坏模式 .....      | 46        |
| 4.3.1 深基坑土钉支护稳定性的计算方法 .....         | 46        |
| 4.3.2 深基坑土钉支护的破坏模式 .....            | 46        |
| 4.4 深基坑土钉支护稳定性的模糊可靠度分析 .....        | 48        |
| 4.4.1 土钉支护内部稳定性的模糊可靠度分析 .....       | 48        |
| 4.4.2 外部稳定性分析 .....                 | 52        |
| 4.4.3 工程实例 .....                    | 52        |
| 4.5 本章小结 .....                      | 56        |
| <b>第五章 土钉支护深基坑变形的灰色系统预测 .....</b>   | <b>57</b> |
| 5.1 灰色 GM(1,1)模型的建立 .....           | 57        |
| 5.2 模型精度的检验 .....                   | 60        |
| 5.3 工程算例及分析 .....                   | 61        |
| 5.4 本章小结 .....                      | 65        |
| <b>第六章 结论与建议 .....</b>              | <b>66</b> |
| 6.1 结论 .....                        | 66        |
| 6.2 建议 .....                        | 67        |
| <b>参考文献 .....</b>                   | <b>68</b> |
| <b>附录 .....</b>                     | <b>73</b> |
| <b>致 谢 .....</b>                    | <b>78</b> |
| <b>攻读硕士学位期间主要研究成果 .....</b>         | <b>79</b> |

# 第一章 绪论

## 1.1 深基坑支护综述

随着经济建设的发展和人们生活水平的不断提高,高层建筑的建造、市政设施的施工及大量地下空间的开发都得到了飞速发展,在地下室、地下车库、地下车站、地下商场等工程的施工中,深基坑工程大量涌现。建筑物或构筑物地下部分施工前需开挖较深的基坑,为保证基坑基础施工、主体地下结构的安全和周围环境不受损害,要进行支护、降水和开挖,并进行相应的勘察、设计、施工和监测等工作,这项综合性的工程就称为深基坑工程<sup>[1]</sup>。

深基坑支护工程既不同于建筑主体的施工,也不同于一般的边坡工程,它具有自己鲜明的特点,其特点如下<sup>[2-4]</sup>:

1、深基坑工程最终并不形成任何物质产品或固定资产,它是一种大型的、技术含量高的“服务性工程行为”。一旦基础结构或地下工程施工完毕,深基坑即完全消失。因此,也可以把它称为基础结构或地下工程施工的先导技术。

2、深基坑支护的施工环境条件受限。因为高层、超高层建筑都集中在市中心及主要街道的两旁,基坑四周已建或在建高大建筑物密集或者紧靠重要市政公路,交通拥挤,施工场地狭小,在空间上限制了深基坑支护的施工。在相邻场地的施工中,挖土、支撑、围护和降水等工序会相互制约与影响,需要科学合理地进行安排协调。

3、基坑开挖越来越深,工程地质条件越来越差。因地皮昂贵,建设单位要求充分利用场地面积和地下空间,设置人防、车库、机房及消防等设施,故地下室的层数相应增加,基坑的开挖越来越深。在沿海地区,很多经济开发区位于填海、填湖、淤河、泥塘或沼泽地,工程地质条件十分复杂。

4、施工难度有不断增大的趋势。深基坑工程涉及到工程地质和水文地质、岩土力学、材料力学、结构力学、钢结构、钢筋混凝土及计算方法等多门学科的知识。而且由于岩土地层的复杂性,很多问题无法用已有理论给出精确解答,解决的方法通常是经验和半经验的<sup>[5]</sup>。随着市场竞争机制的加剧,业主对造价、进度和质量的要求也越来越高,也增加了设计施工的难度。

5、较低的成功率呼唤可靠的支护结构。由于基坑的上述特点和使用功能使其对支护要求很严格,但深基坑的临时性工程特点和来自业主的压力,又容易使人产生侥幸心理,为节省工程造价而降低安全要求。因此,在基坑支护中,发生事故的现象屡见不鲜。深基坑工程的成功率较低目前在工程界显得异常突出,有的地区基坑工程成功率大体仅为三分之一,另有三分之二是出了工程事故的或多少

有毛病的。近十多年来,仅上海市因基坑失稳引发质量安全事故已多达上百起,造成经济损失上亿元<sup>[6]</sup>。在邻近建筑物的基坑开挖时,既要考虑建筑物的安全,又要考虑对周围地下的煤气、水管、电缆等市政设施的影响,为减少对建(构)筑物和各种设施的损坏及影响,必须设置技术可靠的支护结构来确保安全。可见在基坑工程施工中确保基坑开挖安全稳定具有重要的意义,如何协调安全与经济的关系,找到两者的最佳结合点,迫使人们探求更合理、更经济的支护方法。

目前,深基坑支护的方法众多,各有特点,每种支护方法一般都包括支撑和围护两部分<sup>[7]</sup>。围护结构,又称挡墙,主要承受基坑开挖卸荷所产生的土压力和水压力并将此压力传递给支撑系统,当前围护结构的主要类型及优缺点如表 1-1:

表 1-1 围护结构的主要类型及优缺点

| 结构类型 | 常用支护方法      | 主要优点       | 主要缺点    |
|------|-------------|------------|---------|
| 板桩式  | 钢板桩         | 可靠、防水、可回收  | 造价高、起拔难 |
|      | 钢筋混凝土板桩     | 施工方便、快速低廉  | 噪声大、变形大 |
| 柱列式  | 钻孔灌注桩       | 适应面广、变形较小  | 整体性抗渗性差 |
|      | 人工挖孔灌注桩     | 无噪声振动、快速可靠 | 危险、砼用量大 |
|      | 钢管桩         | 质量稳定、容易联结  | 造价较高    |
|      | 预制钢筋混凝土桩    | 施工方便、快速可靠  | 运输装卸不便  |
| 板墙式  | 现浇地下连续墙     | 整体刚度和防渗性好  | 设备大、成本高 |
|      | 预制装配式地下连续墙  | 刚度大、变形小、快速 | 成槽困难成本高 |
| 重力式  | 深层水泥土搅拌桩    | 经济环保、挡土挡水  | 较厚、支撑不便 |
|      | 高压旋喷桩       | 止水性好       | 污染、工艺复杂 |
| 组合式  | 灌注桩与搅拌桩结合   | 变形较小、可靠安全  | 工期长、成本高 |
|      | 劲性水泥土搅拌连续墙法 | 经济环保、快速可靠  | 设备大     |
| 边坡式  | 锚钉墙法(土钉墙)   | 快速经济       | 适用范围有限  |
|      | 喷锚网法(土钉支护)  | 经济可靠、快速简便  | 土钉需设置空间 |

支护结构的支撑系统是承受围护结构所传递的土压力、水压力的结构体系。支撑系统又分为两类:基坑外拉锚和基坑内支撑。外拉锚多用于地质条件较好的有足够锚固力的地层中,常用的有土锚杆拉锚和预应力锚索拉锚,而内支撑多用于软弱地层的深基坑工程中,常用的有钢支撑和钢筋混凝土支撑。

由以上围护结构和支撑系统的组合形成了各种各样的支护方法,若从结构受力的特点来划分,可大致地分为三大类:

1、被动受力类。受力特点为支护结构依靠自身的强度和刚度来被动地承受基坑的土压力和水压力,限制土体的变形,确保基坑周围土体的稳定。如板桩式、柱列式、板墙式、重力式围护结构的支护方法均属于此类。

2、主动受力类。特点是在土体中设置受力构件,用以形成土体和受力构件共同受力的加固体,满足基坑的稳定和变形要求。如锚杆技术、预应力锚索技术、锚钉墙法等,特别是喷锚网支护法(土钉支护技术),自上世纪九十年代以来在深基坑工程中得到了广泛的应用。

3、联合受力类。在利用主动受力构件对基坑周围的土体进行加固处理的同时,采用被动受力的支护方法控制基坑周围土体的变形,共同保持基坑的稳定。如在当前深基坑中广泛使用的桩墙+预应力锚杆支护、桩墙+土钉支护、预应力锚杆+土钉支护等。

被动受力的支护结构一般为刚性或刚性较大的结构,而主动受力支护结构属于柔性支护结构,支护结构上所受土压力与支护结构的变形处于一种动态平衡状态,土压力增加将导致支护结构变形增大,变形增大又会降低土体与支护结构之间的相互作用力。作为柔性支护的土钉支护技术,因经济可靠、快速简便等突出优点如异军突起、方兴未艾,特别是在工程造价方面的巨大优势,强烈地吸引着人们试图利用土钉支护技术逐步取代排桩、连续墙等传统支护型式,以取得更加突出的经济效益。

## 1.2 土钉支护的发展与应用

### 1.2.1 土钉支护的概念

土钉支护是用于土体开挖和边坡稳定的一种新型挡土技术,将较密间距排列的细长杆件(钢筋、角钢或钢管等)土钉置于原位土体中,通常还外裹水泥砂浆或水泥浆,并在坡面上喷射钢筋网混凝土面层,通过土钉、土体和喷射混凝土面层的共同作用来使边坡处于稳定状态<sup>[8]</sup>。

为进一步说明土钉支护技术的特点,将其与加筋挡土墙和锚杆进行比较。

土钉支护和加筋土挡墙的形式比较相似,都是通过在土体中设置筋条或杆件,在土体发生变形时受拉,提高土体的自稳能力和控制变形的能力<sup>[9]</sup>。两者区别在于:

1、土钉支护是对原位土体的加固技术,是在从上至下的开挖过程中将土钉置入土中,而加筋土则是在填土过程中的加筋技术,施工顺序是自下而上;

2、拉力沿高度变化规律和变形规律不一样<sup>[10,11]</sup>:土钉支护的拉力一般为中部大、上下部较小,变形通常表现为上部大、下部小,而加筋土挡墙受力最大的筋体位于底部,变形表现为下部大、上部小。

表 1-2 土钉与锚杆的主要区别

| 序号 | 土钉            | 锚杆                |
|----|---------------|-------------------|
| 1  | 全长注浆与土体接触     | 分为自由段和锚固段,只在锚固段注浆 |
| 2  | 拉力全长变化,中部大两端小 | 除锚固段外,自由段拉力大小不变   |
| 3  | 布置排列较密        | 数量有限,施工精度和质量要求高   |
| 4  | 长度一般为0.5~1.2H | 锚固段需进入稳定土层足够长度    |
| 5  | 无预应力,土体变形后才受力 | 一般施加预应力           |
| 6  | 置入或击入边坡土体     | 锚入边坡土体            |

土钉与锚杆在施工方法上有类似之处，但两者在工作机理、受力特点等方面有所不同，一般在挡土结构中，锚杆作为桩、墙等挡土结构的支点，将作用于桩、墙上的侧向压力传递到深部土体上，两者的主要区别见表 1-2，工作情况的对比如图 1-1 所示。

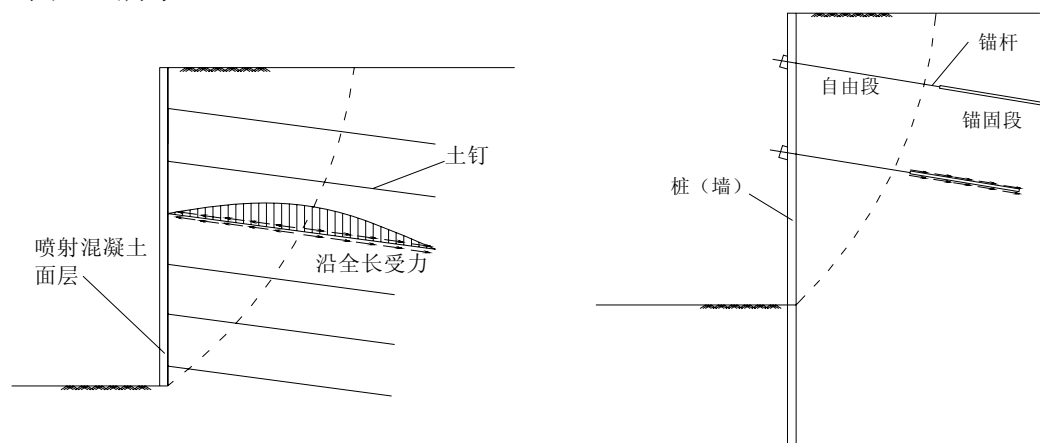


图 1-1 土钉与锚杆的对比

### 1.2.2 土钉支护的原理与特点

一般认为，土钉支护以尽可能保持、显著提高、最大限度地利用基坑边壁固有的力学强度，变土体荷载为支护结构体系的一部分为其基本原理。充分利用土层介质的自承力，形成自稳结构，土钉支护承担较小的变形压力；土钉承受主要拉力，其内固段深固于滑动面之外的土体内部，外固段同钢筋网喷射混凝土面层联为一体，可把边壁不稳定体的“危机”转移到内固段及其附近并消除于无形；由于土钉排列较密，通过高压注浆扩散后使土体物理力学性能大为改善，形成一种新的地质体；喷射混凝土在高压空气作用下高速喷向土层表面，先期骨料嵌入表土层内，并为后继料流所充填包裹，在喷层与土层间产生“嵌固层效应”，并随开挖逐步形成全封闭支护系统，从而避免表土层被风化和雨水冲刷、浅层坍塌、局部剥落，同时起到隔水防渗等作用；面层中的钢筋网可使喷层具有更好的整体性和柔性，以有效地调整喷层与土钉内应力分布<sup>[2]</sup>。

与其它支护方法相比，土钉支护具有以下特点：

1、原位加固，能有效利用土体的自承能力，将土体作为支护结构不可分割的一部分。只要土体产生相对位移，土钉便承受荷载，与面层和周围土体共同保持边坡的稳定。

2、施工简便，快速及时，基坑开挖和土钉支护交错进行，机动灵活，同挖同支，无需独立工期，安全可靠，适应性强，工程造价明显降低。

3、结构轻型，柔性大，有良好的抗震性和延性。

4、可根据监测数据及时调整土钉支护参数，容易实现信息化施工。

### 1.2.3 土钉支护的发展与应用

最早应用土钉支护这种概念的重大工程实例可上溯到在 1835 年英国伦敦泰晤士河水下隧道的施工开挖, 该工程是通过 4 英寸宽、1/2 英寸厚、8 英尺长的扁铁击入土体来为隧道开挖作支护, 面层是 3 英寸厚的木板, 端部用楔块固定<sup>[12]</sup>。

现代土钉支护技术实质上是从岩石锚杆理论或者更具体地说是从 20 世纪 60 年代初期出现的“新奥法”改进而来<sup>[13]</sup>: 新奥法通过将喷射混凝土技术和全长粘结注浆锚杆相结合用于硬岩隧道施工中, 使开挖后的洞体变形很快得到控制; 随着新奥法在欧洲应用于许多软岩工程获得成功, 土钉技术很快引入到保持土体边坡的稳定中来, 最早的工程实例是 1970 年德国地铁隧道工程, 接着在纽伦堡地铁站的土体开挖中再次获得成功。上世纪 60 年代发展起来的加筋土技术对土钉支护技术的出现也有一定的推动作用。

第一个有详细记载的现代应用土钉技术的工程, 是 1972 年法国凡尔赛附近为拓宽一处铁路路基而开挖的坡度为  $70^{\circ}$  长 965m 最大坡高 21.6m 的边坡的支护工程<sup>[14]</sup>。自那以后, 土钉技术迅速地传到德国和其它欧洲国家。据报道, 上世纪 70 年代后应用土钉支护的国家还有: 美国、加拿大、新加坡、日本、澳大利亚、新西兰、西班牙、巴西、印度、南非等。1979 年, 在法国巴黎召开了一次土体加固国际会议, 加速了土钉支护技术的广泛应用; 1990 年, 在美国召开的挡土结构国际学术会议上, 土钉支护作为一个独立的主题进行了讨论。

国内应用土钉最早的工程是在 1980 年, 山西柳湾煤矿采用土钉支护技术加固一个坡度为  $80^{\circ}$ 、长 40m、垂直高 10.2m 的陡坡。土钉支护在市区范围首次使用是在 1992 年, 深圳市建材集团公司投资兴建的文锦广场大厦基坑边壁工程, 当时称之为岩土深基坑喷锚网支护法<sup>[15]</sup>。

近二十年来, 土钉支护技术的应用在全国遍地开花, 广东、上海、北京、武汉、山东、湖南、黑龙江等省市都有不同程度的应用。特别是与预应力锚杆、水泥土搅拌桩或有限放坡等相结合的复合土钉, 极大地拓宽了土钉支护的使用范围和加大了支护深度<sup>[16-22]</sup>。

在工程实践中, 有多种土钉支护技术, 如钻孔注浆钉、注浆击入钉、高压喷射注浆击入钉、气动射入钉和预埋钉等。其中, 钻孔注浆钉、注浆击入钉使用最为普遍<sup>[12,23]</sup>。

### 1.2.4 土钉支护的适应范围和局限性

土钉支护主要适用于可塑、硬塑或坚硬的粘性土, 有一定毛细水粘聚力的中细砂土 (含水量不小于 5~6%), 有一定天然胶结能力的砂土和砾石土, 具有天然粘聚力的粉土、杂填土及风化岩层等。土钉支护的应用范围主要有:

- 1、深基坑或土坡开挖的临时支护，已有土边坡的加固；
- 2、作为永久性挡土结构，一般与临时支护相结合，如隧道洞门的上端挡墙和洞口两侧挡墙、路堑路堤的土坡挡墙；
- 3、现有挡土墙的修理加固和各类临时支护发生失稳时的抢险加固等。

土钉支护的不足和局限性在于：

- 1、现场需要允许设置土钉的地下空间。当基坑附近有地下管线或建筑物基础时，施工时有可能相互干扰。若为永久性土钉，则需要长期占用这些地下空间。
- 2、在松散砂土和局部夹有软塑、流塑粘性土层、以及有丰富地下水源的情况下采用土钉支护时，应在开挖之前预先对开挖面上的土体进行加固，如采用注浆或微型桩托换<sup>[24]</sup>。对于淤泥土、饱和软土应采用与其它方法相结合的复合型土钉支护。
- 3、土钉起作用需要土体有一定的变形，对变形要求严格的支护不宜采用。
- 4、作为永久性支护结构土钉，需要专门考虑锈蚀等耐久性问题。

### 1.3 土钉支护稳定性的研究现状

最近三十余年里，在土钉支护得到广泛应用的同时，国内外学者对深基坑土钉支护进行了广泛的研究，取得大量的研究成果，包括支护结构和土体的变形问题、支护结构与土体的相互作用以及土钉支护的稳定问题等<sup>[25]</sup>。

#### 1.3.1 土钉支护工作特性和机理的研究现状

采用的方法包括室内模拟试验、现场实测和理论分析法等。

##### 1、模拟试验与现场实测

最早对土钉进行系统研究的是德国：1975 年，承包商 Karl Bauer 与 Karlsruhe 大学联合开始进行了七个大型足尺试验，为期四年，在砂土中进行了上百次抗拔试验，研究了土钉内力、面层土压、支护变形以及土钉长度、间距等参数对支护稳定性的影响<sup>[26]</sup>。德国还于 1979 年首先在 Stuttgart 建造了第一个永久性土钉工程，高 14m，并进行了长达 10 年的连续测量，获得了宝贵的数据<sup>[27]</sup>。

法国 1986 年在国家建筑与公共工程测试中心(CEBTP)进行了三个大型土钉墙试验：土体是用级配均匀每隔 20cm 厚夯实堆积而成的中密砂，高 6-7m，研究土钉抗拉强度、超挖对支护稳定性的影响及土钉粘结长度的影响等<sup>[28]</sup>。法国还对六个现场工程详细量测，在研究基础上提出了设计施工建议<sup>[29]</sup>。

美国 1981 年加州大学 Davis 分校内的现场试验：现场土主要为砂质粉土和粉粘土，基坑挖深 9.1 m，钻孔注浆钉间距 1.8m，长 6m，测量了不同开挖深度的地



表水平位移<sup>[30]</sup>。S.R.Thompson 等于 1988 年对美国西雅图一处基坑工程用测斜仪测得了支护水平位移曲线，并测量了钢筋的应变，主要反映了钢筋与周围水泥砂浆保护层之间的应力重分配现象。

Bolton 和 Stewart 在 1990 年运用离心模拟试验研究了土钉支护在超固结粘土开挖中的应用，阐述了施工末期的短期稳定性、施工后土体膨胀以及负空隙水压力的消散变化情况，变进行了三次试验，研究结果表明土钉支护可以应用于硬粘土的开挖。G.W.E.Milligan 等在 1998 年研究了拉拔试验时土钉与土的相互作用基本机理，试验和研究结果表明：刚性粗糙土钉与土之间的似摩擦系数取决于土的摩擦角、剪胀时土体的剪胀率；对光滑土钉，粘结阻力小得多，在实际工程中不能应用<sup>[25]</sup>。英国 Wales 大学和剑桥大学也开展了室内大型直剪试验，日本在平面加荷和离心加荷两种试验条件下分别对模型做了试验研究，新加坡也在应用土钉支护的同时进行了大量的现场测试和研究工作。

国内的高等学校、科研院所和设计施工单位近年来所开展的主要模拟试验和现场测试工程如表 1-3 所示：

表 1-3 国内主要的模拟试验和现场测试工程

| 研究单位                         | 工程项目             | 项目概况  | 测试内容及主要成果                               |
|------------------------------|------------------|---|---|
| 太原煤矿设计院 <sup>[31]</sup>      | 山西柳湾煤矿边坡         | 高度10.2m, 土钉长9m, 间距1.2m                      | 面板土压力分布近似梯形                             |
| 同济大学 <sup>[32]</sup>         | 土钉模型试验 (1:10)    | 模型尺寸: 长×宽×高=300×40×120cm <sup>3</sup>       | 软土地基上土钉的受力机理及土钉支护体系承受超载的情况              |
| 浙江大学 <sup>[33]</sup>         | 土钉模型离心试验 (1:40)  | 重塑土: $\Phi = 24^\circ$ , $c = 10\text{kPa}$ | 土钉加固边坡的作用机理、土钉内力分布规律及变形情况               |
| 河海大学 <sup>[34]</sup>         | 土钉支护离心机试验        | 分四组: 超固结粘土素边坡、软土素边坡、软土加钉边坡二组                | 比较素土边坡和加钉边坡的受力性能                        |
| 北方交通大学 <sup>[35]</sup>       | 南昆线膨胀土土钉挡墙       | 支护高度9.2m, 土钉长3.5~4.5m                       | 土钉应力和墙面位移                               |
| 山东建筑工程学院 <sup>[36]</sup>     | 济亨商业中心大厦基坑开挖     | 基坑深近13m, 土层从上到下为: 杂填土、黄土夹碎石、粉质粘土夹碎石、粘土      | 土钉上拉力分布情况                               |
| 武汉水利电力大学 <sup>[37]</sup>     | 土钉模型试验           | 模型尺寸: 长×宽×高=80×30×90cm <sup>3</sup> , 土质为砂土 | 研究土钉长度、倾角、间距和砂土密度的影响                    |
| 总参工程兵科研三所 <sup>[38,39]</sup> | 上海紫都C楼基坑、相似模型实验  | 系列相似模型实验在长×宽×高=3.75m×0.6m×1.5m试验箱内进行        | 现场实测位移, 喷网面层受力变形特性, 土钉受力变形特性, 地面质点位移特性  |
| 中国地质大学 <sup>[40]</sup>       | 广州珠江新城E1-1地块项目基坑 | 场地地层自上而下依次为: 人工填土、冲积粉质粘土、中砂、残积粉质粘土、基岩       | 对不同土钉支护型式下坡顶及边坡土体变形监测, 比较了不同土钉支护型式的变形性状 |
| 中国矿业大学 <sup>[5]</sup>        | 广州珠江新城E2地块项目基坑   | 场地地层自上而下依次为: 杂填土、耕土、粉质粘土、泥质粉砂               | 土钉内力、边坡变形、土体对面层混凝土的压力、开挖过程中地下水的情况       |

## 2、理论分析法

理论分析主要是解析法与有限单元法。

Brildet 等在 1990 年提出一种土钉分析方法, 采用特别适用于均质土的对数螺旋破坏面, 可以同时考虑土钉轴力和剪力, 详细给出了确定剪力的近似弹性分析计算公式。与此同时, Hayashi 等运用传统的圆弧滑动法分析了土钉的纯拉和纯剪作用<sup>[25]</sup>。Jewell 在 1990 年总结了土钉性状研究的理论发展概况, 运用弹性和塑性分析方法确定了限制土钉能够产生的最大作用力的包络线, 并与试验数据相符, 认为设计时要考虑各种可能破坏模式, 可以忽略土钉产生的较小剪力<sup>[41]</sup>。John 在 1995 年发展了一种简化的土钉土体相互作用的分析方法, 提出了加筋单元的简化一维问题解析解, 研究了在工作应力条件下土钉产生加筋作用的方式。运用解析法对土钉支护进行研究的学者还有 Schlosser、曾宪明等, 在此不一一列举。

国内外应用有限单元法分析土钉支护的主要情况见表 1-4:

表 1-4 土钉支护有限单元法分析主要情况一览表

| 研究者                                | 研究对象  | 计算模型 | 土的本构关系        | 单元类型                                     | 分析内容及成果                                |
|------------------------------------|-------|------|---------------|--|--|
| C.K.Shen 等 (1981) <sup>[33]</sup>  | 土钉支护  | 2维模型 | 邓肯-张非线性模型     | 四边形单元                                    | 土钉受力及施工过程中基坑的变形                        |
| I.M.Smith 等 (1992) <sup>[42]</sup> | 土钉支护  | 3维模型 | M-C 理想弹塑性模型   | 14结点六面体单元, 土钉与土体之间不高界面单元, 但在土体间插入薄层单元    | 土钉设置密度对土钉中拉力、剪力和弯矩的影响                  |
| Tabrizi (1996)                     | 土钉支护  | 3维模型 | 塑性模型          | 界面: 薄层单元。土体和土钉: 六面体8结点单元                 | 施工中土钉拉力、墙面水平位移、土体应力分布                  |
| 崔岩、张鑫 (1996) <sup>[36]</sup>       | 土钉支护  | 2维模型 | M-C 模型        | 土钉: 等效于钢筋抗刚度的矩形单元                        | 施工过程中土钉应力的分布规律、边坡位移                    |
| 宋二祥、陈肇元 (1996) <sup>[43]</sup>     | 土钉支护  | 2维模型 | M-C 模型        | 土体: 15结点三角形单元; 土钉: 3结点杆单元; 界面: 10结点零厚度单元 | 施工过程中位移场、土钉应力、面板位移、极限状态安全系数            |
| 张明聚、宋二祥、陈肇元 (2000) <sup>[44]</sup> | 土钉支护  | 3维模型 | 邓肯-张非线性 E-v模型 | 土体: 20结点等参单元; 土钉: 3结点杆单元; 界面: 2结点单元      | 开挖使土钉拉力突增后逐渐趋于稳定; 坡面形状对水平位移的影响; 土钉布置方式 |
| 邱玥、宋二祥 <sup>[45]</sup>             | 复合型土钉 | 3维模型 | 邓肯-张 E-v模型    | 土体: 20结点等参单元; 土钉: 3节点梁单元; 界面: 双弹簧单元      | 锚杆+土钉复合型支护中的预应力、锚固段长度的影响               |
| 高浪、谢康和 (2000) <sup>[13]</sup>      | 土钉支护  | 3维模型 | 线弹性和非线性弹性等三种  | 以空间八结点等参单元做基本单元, 提供空间杆、接触面等多种单元模式        | 土钉与土体的相互作用问题, 分步开挖、土钉和面层设置各阶段边坡的位移     |
| 程永峰、谢康和、曾国熙 (2001) <sup>[25]</sup> | 复合型土钉 | 3维模型 | 邓肯-张非线性 E-v模型 | 桩: 8结点等参单元; 土钉: 一维单元; 界面: Goodman 四结点单元  | 桩与土钉复合型土钉支护的作用; 分析了土钉长度、间距、位移对土钉内力的影响。 |

### 1.3.2 深基坑土钉支护稳定性分析计算方法现状

土钉支护的稳定性分析根据支护的破坏模式分为内部稳定性分析和外部稳定性分析，前者失稳时破裂面穿过土钉支护体的内部，后者失稳的破坏面在土钉加固体的外部。目前国内外分析计算方法众多，这些分析方法有不同的安全系数定义，不同的破裂面形状假定，不同的土-钉相互作用类型和土钉内力分布假定，可按分析原理分为极限平衡方法和有限单元方法，其中大多数为极限平衡方法。

#### 1、极限平衡分析法

表 1-5 国外应用较多并有代表性的土钉支护稳定性分析方法<sup>[46-49]</sup>

| 方法名称                         | 滑动面       | 主要思想   | 特点及适用范围                         | 不足之处                                     |
|------------------------------|-----------|--|---------------------------------|--|
| Stocker-Gassler 方法（德国，1979）  | 双折线并通过坡趾  | 只考虑抗拉作用，安全系数定义为： $F = R_t / R_m$                       | 地面有限范围受较大超载的无粘性土                | 求解力多边形时只利用了静力平衡条件而未利用力矩平衡条件              |
| Davis 方法（美国，C.K.Shen 等 1981） | 过坡脚的抛物线   | 土钉只受拉力，拉拔破坏或拉断破坏，各部分安全系数相等： $F_s = F_c = F_\phi = F_l$ | 地表水平，坑壁垂直                       | 滑动总合力和抗滑总全力的计算在理论上很不严格，考虑土体分层和孔隙水压的影响不精确 |
| Schlosser 方法（法国，1983）        | 圆弧形       | 在传统条分法基础上考虑土钉的抗拉、抗剪、抗弯、土钉与周围土的挤压                       | 剪切破坏、拔出破坏、拉剪弯联合破坏、土钉横向变形与土的相互作用 | 计算过于复杂                                   |
| Juran 机动极限方法（1990）           | 过坡趾的对数螺旋线 | 假定地表超载对土钉内力的影响从上至下线性衰减；滑动面上土钉的拉力和剪力达到最大值               | 可估计土钉在工作荷载下的最大内力，可进行局部稳定性验算     | 在滑动面的上端切向方向及土钉骨剪力计算上的一系列假定不严格            |
| Bridle 方法（英国，1989）           | 过墙脚的对数螺旋线 | 考虑横向变形时对土的挤压，按摩擦定律估计土钉的抗拔力                             | 滑动面的形状和位置确定，无需试算                | 计算剪力用的是桩基础的经验公式，依据不充分                    |

国内主要的设计计算方法有<sup>[25]</sup>：

太原煤矿设计院方法：王步云等（1980 年）根据原位试验和理论分析，假定滑移面为双折线，提出作用于土钉支护面层上的土压力简化分布形式，从而可以计算土钉的拉力。

北京冶建总院方法：程良奎等（1994 年）假定破裂面为圆弧形，破坏时土钉的最大拉力和剪力发生在破裂面处，土体抗剪强度全部发挥，土钉拉力产生抗滑力矩，通过力矩平衡方程确定最危险滑动面上的安全系数。

清华大学方法：张明聚等（1997 年）提出的与瑞典条分法类似的计算方法，钉土间的作用仅考虑土钉的抗拉作用，其抗拉能力由其拔出、拉断条件决定。

洛阳总参科研三所方法：王宝安等（1997 年）提出与条分法结合复形调优法的方法，假定破坏面为圆弧形，只考虑土钉的抗拉作用，以稳定安全系数为目标函数，把目标函数最小值的破坏面作为临界破坏面。

陈昌富等（1999 年）对王步云法作了相应的改进，土压力计算采用库仑主动土压力系数，对土钉墙内部稳定可靠性分析方法进行了探讨，分析了土质参数变化对可靠指标的影响。

## 2、有限单元分析法

极限平衡分析法只能用于滑动状态的整体和局部稳定性分析，不能提供支护过程的任何信息，比如变形、受力体系各部分的内力情况。有限单元分析法依据土体的应力应变关系来定义某一临界屈服准则，并应用数值分析来计算边坡土体的应力和应变分布，依据结果来判断边坡的稳定性，探讨破坏机理，模拟边坡的破坏过程，通常与土钉支护的工作特性和机理一起研究，具体情况见表 1-4。

在工程实践中对基坑失稳判定的常用方法有两种：

一种方法是以应力为判据，支护结构在土压力作用下，随开挖的进行，支护结构的应力达到屈服极限或极限强度作为破坏判据。

另一种方法是以变形为判据，把材料在变形过程中出现不允许的变形或裂缝看作是破坏，在土钉支护的规范里，对基坑位移的最大值有明确限制<sup>[50]</sup>，但应用中多有不便，因此在实际工程中，仍以经验为主，这就增大了判断的随意性，给工程留下隐患。

## 1.4 存在的问题及本文研究的内容

### 1.4.1 土钉支护中存在的问题

土钉支护在工程应用的过程中，暴露出许多问题：

1、目前虽然有行业的和地方的设计规范，但设计方法各不相同，实际设计大多是按现有的土钉设计软件套用相关参数，在施工中加以调整，人为因素很多；

2、由于对土钉受力特性和土与钉的相互作用认识不够，或者由于工期限制，施工中未遵循应有的施工步骤，如上层土钉未施工便进行下部开挖、超挖的现象时有发生；

3、对于土钉支护的稳定性评价不够精确，采用不同计算方法求出的安全系数没有可比性，大量实践表明，计算的安全系数远大于 1 而发生失稳的基坑不少，而安全系数小于 1 的基坑却依然稳定的事例也屡见不鲜<sup>[2,55]</sup>；

4、大多数的工程在施工中都进行了现场监测，以实现信息化施工，但规范中关于基坑变形的报警值和控制值规定较含糊，在实践中基本上是按工程经验结合

现场监测情况进行参数调整,稍有不慎,就可能导致严重后果,这方面的教训实在太多<sup>[4]</sup>。如何根据已有变形预测其变化与发展,及时地发现深基坑的潜在失效区域,尽早采取补救措施确保基坑安全,就成为迫切需要解决的问题。

#### 1.4.2 本文研究的主要内容

首先,本文在前人研究基础上进行改进与创新,通过总结土钉的工作特性与机理,并对此提出自己的认识,进而分析钉与土相互作用机理;在此基础上,运用模糊可靠性理论对深基坑土钉支护的稳定性进行研究,将其稳定性进行量化,给出模糊失效概率;考虑到土钉支护破坏的渐进性,提出根据变形量结合变形速率综合判断基坑稳定性的方法,并通过工程实例的现场实测数据进行了精度检验。主要内容如下:

##### 1、土钉支护工作性能与机理的分析

全面归纳深基坑土钉支护的工作性能与机理,总结确定性方法在这方面的研究成果,明确土钉支护工作的一般规律和影响因素。根据现场的土钉抗拔试验,重点对土钉支护的抗拔机理进行探讨。

##### 2、基于不确定性方法的深基坑土钉支护的稳定性研究

由于基坑失稳危害巨大,故对支护设计的研究一直受到人们的关注和重视。众多技术人员对此付出了不懈地努力,开发出了许多土钉支护设计软件,诸如同济“启明星”、北京理正的“超级土钉”、中航“大力神”、清华的“SNCAD 土钉支护”设计软件等,这些软件无疑是非常优秀的,但由于土体参数的复杂性及施工过程的多变性,存在众多的不确定性因素,往往出现很多的不可预料性,因此有必要采用不确定性方法来研究土钉支护深基坑的稳定性。

(1)考虑到土性参数空间分布、各种荷载等的随机性和安全系数评价方法的模糊性,运用与安全系数不同的模糊可靠度理论,进行深基坑土钉支护稳定性的可靠度分析,充分考虑随机性和模糊性这两种不确定性因素,判断深基坑土钉支护设计的稳定状况,提出以模糊可靠度或模糊失效概率来衡量和评价土钉支护深基坑的稳定性。

(2)鉴于土钉支护结构破坏的渐进性和深基坑工程施工的动态性,运用灰色系统理论,建立GM(1,1)模型,根据施工过程中已有少量的变形观测资料预测后续施工土钉支护深基坑的变形变化和发展趋势,并通过实例来验证该模型的精度,尝试建立土钉支护系统失稳的判据,以便及时预报可能出现的险情。

人们通常认为,确定性就是事物的必然性,有某因必有某果,不确定性主要包括随机性、模糊性和知识的不完善性等三个方面。确定性方法中的极限平衡法

已经对土钉支护的工作性能和机理进行了大量的研究，而数值模拟法在变形方面的研究成果则可弥补其不足；不确定性方法中，本文将同时考虑随机性和模糊性这两种不确定性，引入模糊可靠度分析，计算模糊可靠度和模糊失效概率，而在知识的不完善性即灰色性方面，运用灰色系统理论来预测土钉支护深基坑的变形，并将其与变形速率结合起来综合判断深基坑的稳定性。确定性方法在土钉支护上的大量研究成果可为不确定性方法进行研究奠定基础，不确定性方法在这方面的深入研究反过来又将进一步促进确定性方法的研究提高精度，两者相辅相成共同推动深基坑土钉支护的稳定性研究向纵深发展。

研究的技术路线如下图所示。

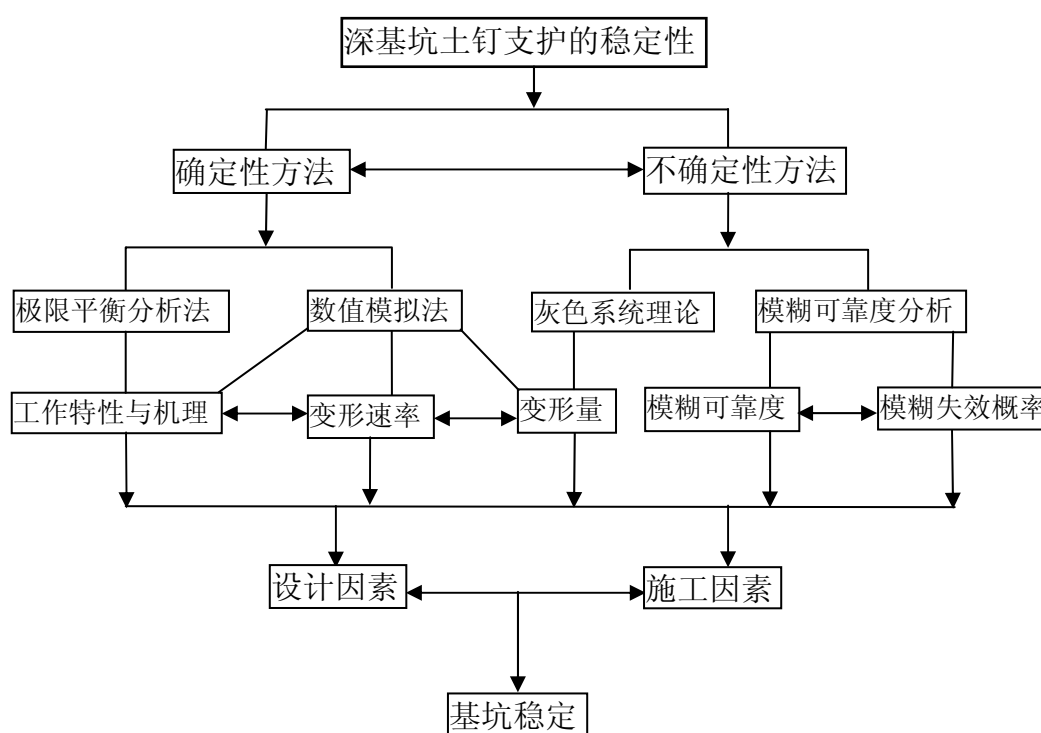


图 1-2 论文的框架图

## 第二章 工程实例及其现场测试

国内外一些大型工程进行了现场实测和拉拔试验,积累了宝贵的一手资料,为研究土钉支护的作用机理、工作特性等提供了重要的依据。下面介绍作者参与现场施工的一深基坑土钉支护工程的概况,以此工程为实例,进行了基坑变形观测和土钉拉拔试验。

### 2.1 深圳港中旅花园二期深基坑工程概况

深圳港中旅花园二期深基坑支护工程场地位于深圳市福田区侨香路与农园路交汇处的西南角,四周市政道路为农园路、农林路、润田路及侨香路,北侧农园路外为30余层的振业翠海花园,占地面积约 $53530\text{m}^2$ 。深圳港中旅花园二期拟建6栋32层、1栋28层的高层国际公馆、若干栋小高层及其裙楼,基础形式采用人工挖孔扩底灌注桩,二层地下室,基坑分为二个区,分别编号为一区和二区,如图2-1所示。一区基坑开挖面积约为 $17238\text{m}^2$ ,开挖线周长约为520m,二区基坑开挖面积约为 $17111\text{m}^2$ ,开挖周长约为569m,基坑形状复杂,深约8~12m。该基坑支护安全等级整体按二级考虑<sup>[53]</sup>。

该深基坑工程施工期为2004年1月~4月,施工过程中后期及施工完成后经历了多次大雨的考验,坡面完整,坡体稳定,基本上完成了支护任务。

### 2.2 场地工程地质与水文地质

场地东端及中部原始地貌单元为台地边缘及台地间沟谷,地形东北、西南高中间低,标高在26~60m、16~24m之间。后来场地经堆填整平,自然地面标高为23~28m,基坑开挖底绝对标高15.55~15.65m。

根据钻探揭露,场地内各地层自上而下依次描述为<sup>[56]</sup>:

#### 1、人工填土 ( $Q^{\text{ml}}$ )

素填土:主要为粘性土混约30%砂砾组成,大部分地段含碎石、碎砖等杂物。新近堆填,结构松散。该层场地内普遍分布,由东北和西南向中间变厚,层厚0.3~11.5m。

#### 2、埋藏植物层 ( $Q^{\text{pd}}$ )

由粘性土含少量植物根须,局部含有机质。湿,软~可塑状态。此层仅局部分布,层厚0.5~0.6m。

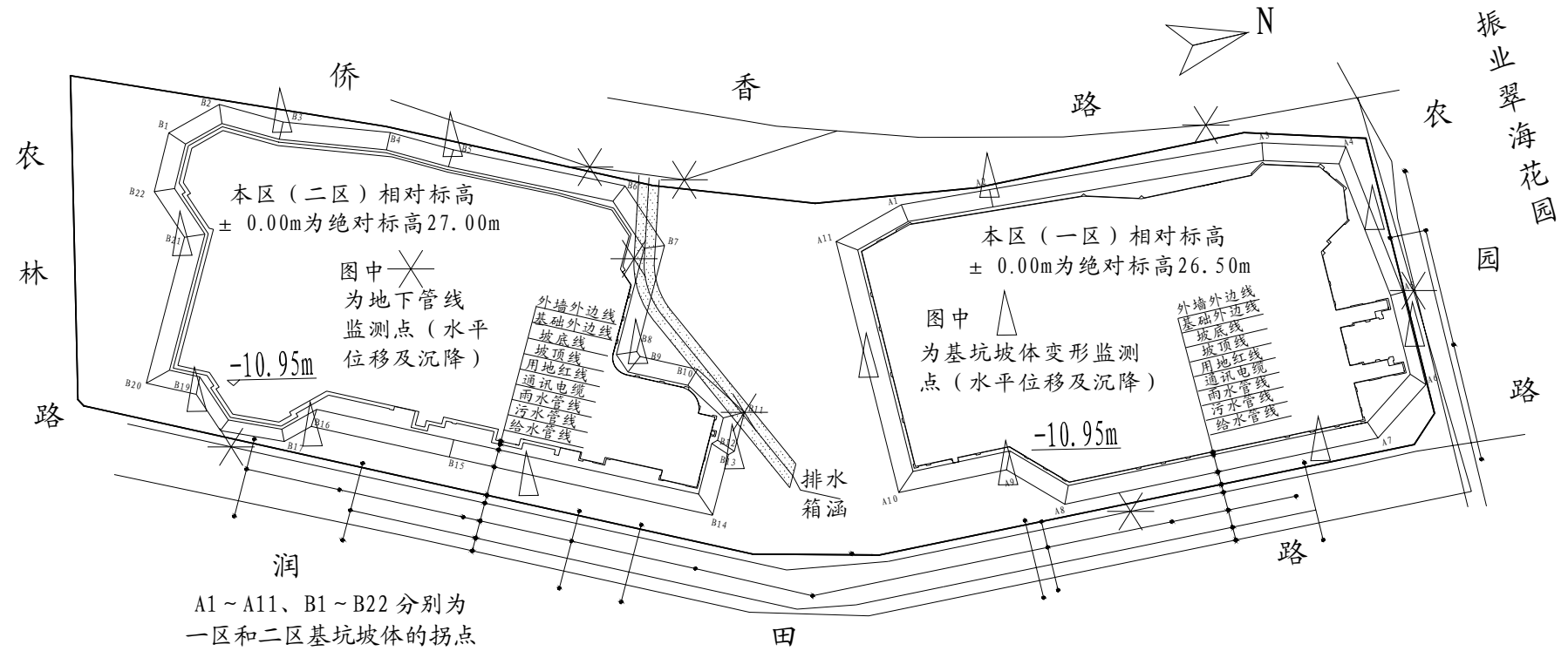


图 2-1 深圳港中旅花园二期深基坑轮廓和监测点平面布置图



### 3、第四系冲洪积层 ( $Q^{al+pl}$ )

粘土：稍湿~湿，可塑状态。厚度变化在 0.5~4.1m 间。

砾砂：石英质，混约 10%~20%粘性土，底部偶见卵石，卵石直径 3~5cm。饱和，稍密~中密。厚度变化在 0.7~5.8m 间。

### 4、第四系坡积层 ( $Q^d$ )

粘土：上部一般质较纯，下部混 30%~60%粗砾砂，底部偶见卵石，卵石直径 3~8cm。稍湿~湿，可塑~硬塑状态。厚度变化在 1.1~5.5m 间。

### 5、第四系残积层 ( $Q^e$ )

砾质粘土：由下伏粗粒花岗岩风化残积而成，原岩结构尚可辨；局部夹有风化球；稍湿~湿，可~硬塑，底部呈坚硬状态。一般厚度在 5.0~8.0m。

### 6、燕山期粗粒花岗岩 ( $\gamma^s$ ):

全风化层 ( $\gamma^4$ ): 全风化层中偶见有风化球等夹层。

强风化层 ( $\gamma^3$ ): 裂隙较发育。

场地地下水主要赋存于第四系冲洪砾砂层中，属潜水类型，局部具微承压，另在基岩中含有少量裂隙水，地下水靠大气降水补给，其水位受季节降水量的影响和控制。测得混合稳定地下水位埋深为 4.7~10.5 m，标高在 14.4~21.3 m 间。

根据所取地下水试样的水质分析结果综合判定：场地地下水水质在弱透水层中对混凝土结构不具腐蚀性；在强透水的砾砂层中对混凝土结构具弱腐蚀性，对钢结构均具弱腐蚀性。

## 2.3 基坑支护设计概况

### 2.3.1 支护方案

本场地地下室外有较大的利用空间，但基坑形状复杂，周边通讯电缆、给水、雨水、污水等地下管线分布较多，且大多管线对变形敏感，结合本场地地质条件，场地内各部位地层分布差异大、场地大、高差较大，故设计时区别对待不同坡段采用较多的剖面，以利使各部位支护最优化。

根据现场实际情况，场地上人工填土主要成分为粉质粘土、砂砾、强风化岩碎屑、碎石、碎砖及生活垃圾等，若采取钻孔注浆式土钉成孔较困难，实际施工过程中也证实杂填土中成孔经常发生塌孔、遇到大块碎石无法钻进等困难，为保证工期和质量，经技术论证确定对人工填土层采用注浆击入式土钉，而粉质粘土和砾质粘土采用钻孔注浆式土钉。故本工程设计采用注浆击入钉、钻孔注浆钉和

钢筋喷射混凝土面层相结合的有限放坡土钉支护方式，对场地内人工填土层、埋藏植物层、第四系冲洪积层（粘土层、砾砂层）进行加固处理<sup>[57]</sup>。

场地内地下水埋藏较深，且在基坑开挖深度范围内，各地层以人工填土和粘性土为主，透水性一般，拟不采用降水及止水措施。基坑内积水主要以明坑集水抽排为主；坡体内滞水主要以泄水管排泄为主；坡顶和基坑底范围内的水主要以排水沟汇集为主。

### 2.3.2 土钉支护设计参数与构造

根据本工程特点，针对不同坡段选取了 14 个剖面，分别按其土层参数进行了土钉抗拔力验算、内部稳定验算、外部稳定验算、整体稳定验算和喷射混凝土面层计算，后经专家评审，相似剖面可以合并，最终设计为 12 个不同的剖面，其中一区 4 个，二区 8 个，典型剖面如图 2-2 所示<sup>[58]</sup>。

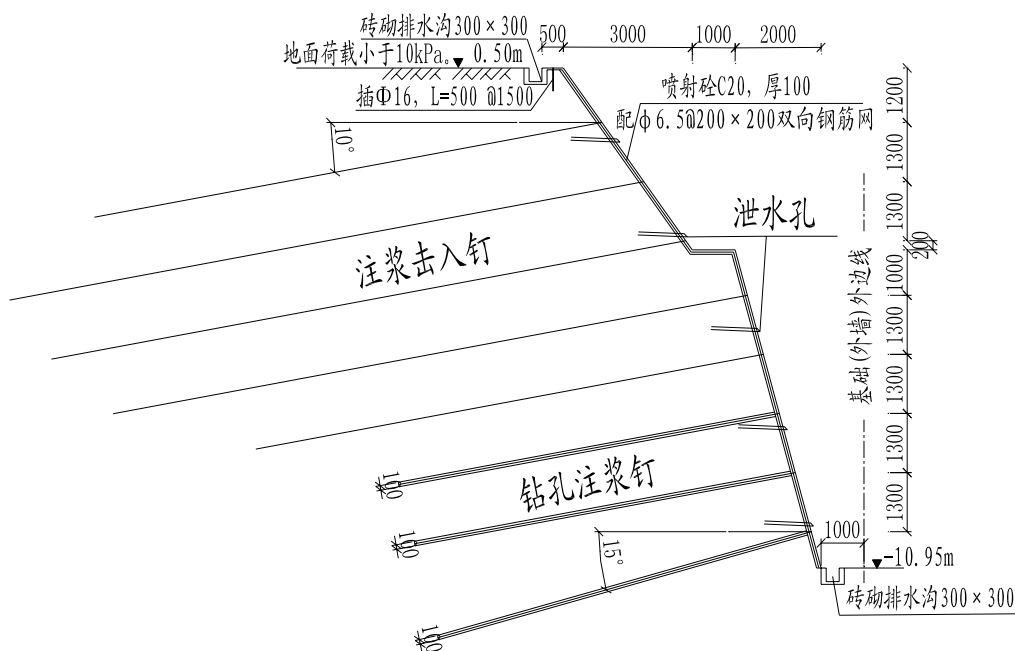


图 2-2 土钉支护典型剖面图

土钉支护系统由土钉、喷射混凝土面层和排水系统组成。

上部五层为注浆击入钉，注浆击入钉的钉材采用  $\Phi 48 \times 3.25$  的热轧钢管，打扁钢管端部以便于将其击入土体，在管身每隔 50 cm 左右设置螺旋形溢浆孔，为防止溢浆孔堵塞影响注浆和增大摩阻力，用 L40 $\times$ 2.5 的角钢在孔口前上方设置前倾角盖，如图 2-3 图所示。土钉长度第一层和第五层  $L=12000@1200$ ，第二、三、四层均为  $L=15000@1200$ ，竖向间距为 1200~1300 mm，倾角都为  $10^\circ$ ，第三、四层间设有约 1m 宽的平台。

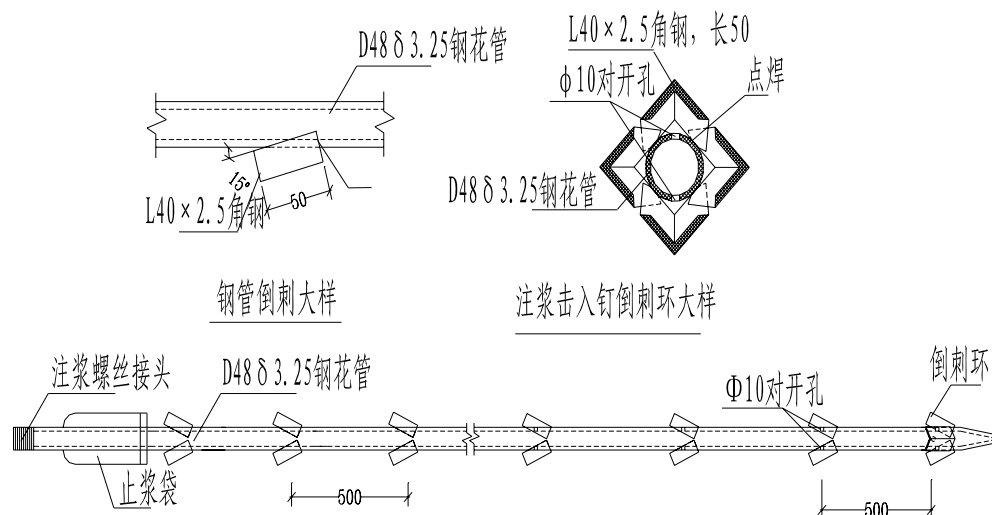


图 2-3 注浆击入钉构造图

下部三层为钻孔注浆钉，钻孔注浆钉的钉材为  $\Phi 22$  mm 钢筋，用  $\Phi 6$  mm 的钢筋按 1.5m 的间距设置托架，托架钢筋按三等分焊接于钉材上，如图 2-4 图所示。长度  $L=9000@1200$ ，竖向间距为 1300 mm，除最低一层倾角为  $15^\circ$  外，其余两排倾角为  $10^\circ$ 。

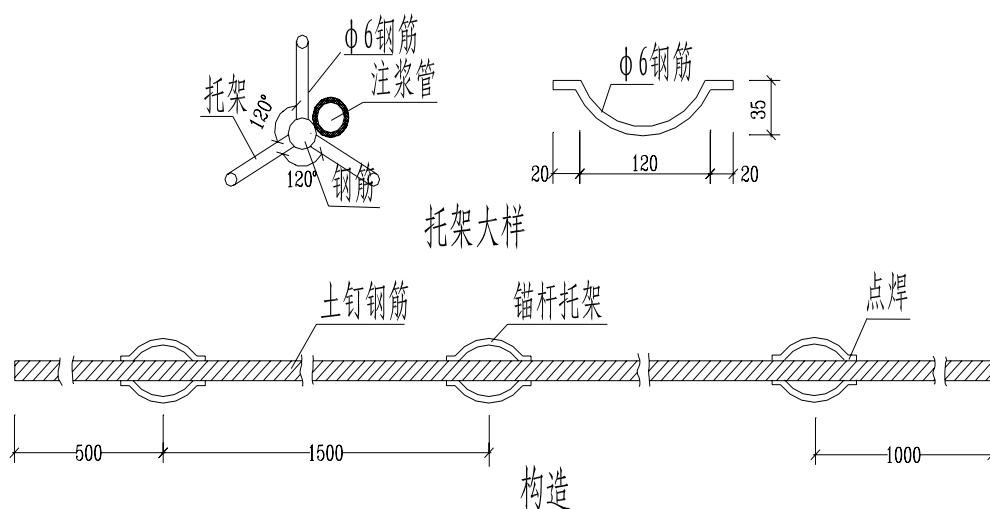


图 2-4 钻孔注浆钉构造图

注浆击入钉和钻孔注浆钉均采用简易二次注浆工艺，前者注浆压力不小于 0.5Mpa，后者注浆压力不大于 0.5Mpa，注浆材料采用 425# 普通硅酸盐水泥水灰比为 0.45~0.5 的纯水泥浆。

土钉面层喷射混凝土强度等级为 C20，喷射混凝土配合比为水泥：碎石：中砂=1：2：2。采用 425# 普通硅酸盐水泥，分两次喷射混凝土，底层混凝土喷 40~50 mm，外层喷 50~60 mm，中间为  $\Phi 6@200 \times 200$  mm 的钢筋网，水平方向用 2  $\Phi 16$  的加强筋与土钉钉材焊牢，竖直方向再用 2  $\Phi 16$  长 400 mm 的附加筋与土钉焊牢。

为防止坡肩及坡脚浸水或泡水, 在施工围墙内至坡顶范围作 100 mm 厚混凝土地面处理, 在基坑顶、底各设一排水沟, 排水沟净尺寸为 300 mm×300 mm, 沿排水沟每隔 30m 设一尺寸为 1000 mm×1000 mm×1000 mm 集水井。坡体内滞水主要通过坡面泄水孔排出, 泄水管用管径为 60 mm 长不小于 0.5m 的短塑料管按 2000 mm×2000 mm 设置。

## 2.4 施工工艺及其要点

土钉支护施工工艺流程如图 2-5 所示。

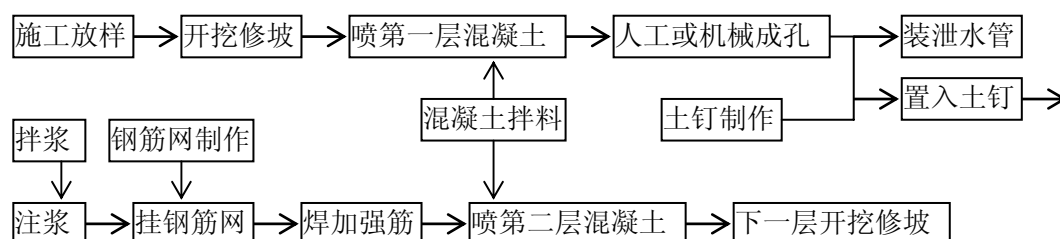


图 2-5 土钉支护施工框图

因施工设备和生产力水平的影响, 需要注意的施工要点有:

**1、开挖修坡:** 当反铲挖掘机按分层高度分区段开挖后, 人工修坡以控制坡度并使坡面较平整, 开挖底面靠近边坡略低, 便于施工。土方开挖到位后, 应尽快作排水沟及集水井, 以利坑内积水及时抽排。

**2、喷射混凝土:** 边坡修整后立即进行初喷; 喷射混凝土面层时, 应随时调校水量, 防止出现干斑或流淌现象; 施喷时风压应不小于 0.6MPa, 以免出现混凝土施喷不密实, 影响其强度; 同时应尽量使喷射枪头与坡面垂直。

**3、土钉制作:** 因钢管长度为 6m, 均需焊接接长, 先对焊再帮焊, 采用 3Φ16, L=160 钢筋三等分单面焊接。

**4、成孔置入:** 钻孔注浆钉用 Φ100 人工洛阳铲成孔, 成孔直径不小于 100mm, 当人工成孔困难时, 采用土层锚杆钻机机械成孔, 成孔后应立即下入制作好的土钉钢筋, 以防因塌孔或缩径导致土钉下不到位; 注浆击入钉采用重力滑锤或风动冲击器击入; 在置入土钉时, 应注意避让地下管线, 如遇不明障碍物时, 应立即停止, 研究确认无害后方能继续, 以免造成不必要的损失。

**5、注浆:** 在土钉入后, 应及时注浆。钻孔注浆钉采用返回式注浆, 即在土钉孔内下入注浆管, 慢速注入设定水灰比的水泥浆, 至孔口返原浆时封闭孔口, 使孔内浆液产生一定的压力, 然后边注边拔注浆管。注浆击入钉采用从钢管口直接注入水泥浆, 至钢管周边返原浆, 之后停止注浆并封闭管口。水泥浆应随拌随用, 在使用过程中应不停搅拌, 防止出现离析。

2.5 现场测试

2.5.1 施工过程中的基坑变形监测

为确保边坡、地下管线的安全，详细掌握边坡支护效果，本工程设置管线沉降及水平位移监测点、坡体变形水平位移及沉降监测点，以满足信息化施工的要求。监测点平面布置详见图 2-1。

该基坑支护系统变形预警值：沉降为 20mm，水平位移为 35mm。开挖前测试初始值，每开挖一层后的坡体变形观测数据如表 2-1 所示：

表 2-1 坡体变形主要观测数据表 (mm)

| 观测点<br>日期 | A2   |      | A4-5 |      | A5-6 |      | A9   |      | B5   |      | B8   |      | B14-15 |      | B19  |      |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--------|------|------|------|
|           | 垂直沉降 | 水平位移 | 垂直沉降 | 水平位移 | 垂直沉降 | 水平位移 | 垂直沉降 | 水平位移 | 垂直沉降 | 水平位移 | 垂直沉降 | 水平位移 | 垂直沉降   | 水平位移 | 垂直沉降 | 水平位移 |
| 01/18     | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0    | 0      | 0    | 0    | 0    |
| 02/16     | 2    | 1    | 1    | 2    | 1    | 1    | 0    | 0    | 2    | 1    | 2    | 2    | 1      | 2    | 1    | 1    |
| 02/22     | 3    | 3    | 2    | 4    | 3    | 4    | 0    | 2    | 2    | 3    | 5    | 5    | 2      | 3    | 2    | 1    |
| 02/27     | 5    | 5    | 3    | 7    | 4    | 6    | 2    | 4    | 4    | 7    | 7    | 8    | 4      | 4    | 3    | 2    |
| 03/08     | 6    | 7    | 5    | 10   | 4    | 8    | 3    | 7    | 7    | 9    | 11   | 11   | 6      | 7    | 5    | 4    |
| 03/13     | 8    | 10   | 5    | 12   | 6    | 10   | 4    | 9    | 9    | 13   | 18   | 14   | 8      | 10   | 6    | 6    |
| 03/17     | 12   | 11   | 7    | 15   | 6    | 13   | 7    | 10   | 10   | 16   | 21   | 17   | 11     | 14   | 10   | 8    |
| 03/22     | 15   | 14   | 8    | 18   | 7    | 15   | 9    | 12   | 12   | 19   | 22   | 21   | 13     | 18   | 11   | 11   |
| 03/27     | 16   | 16   | 9    | 20   | 7    | 18   | 11   | 15   | 14   | 21   | 23   | 24   | 13     | 21   | 12   | 14   |
| 04/07     | 16   | 17   | 9    | 20   | 7    | 19   | 12   | 15   | 15   | 21   | 23   | 25   | 14     | 22   | 13   | 15   |

根据表 2-1 的观测数据，将基坑边坡的变形分别按垂直沉降和水平位移绘成曲线，如图 2-6 和图 2-7 所示：

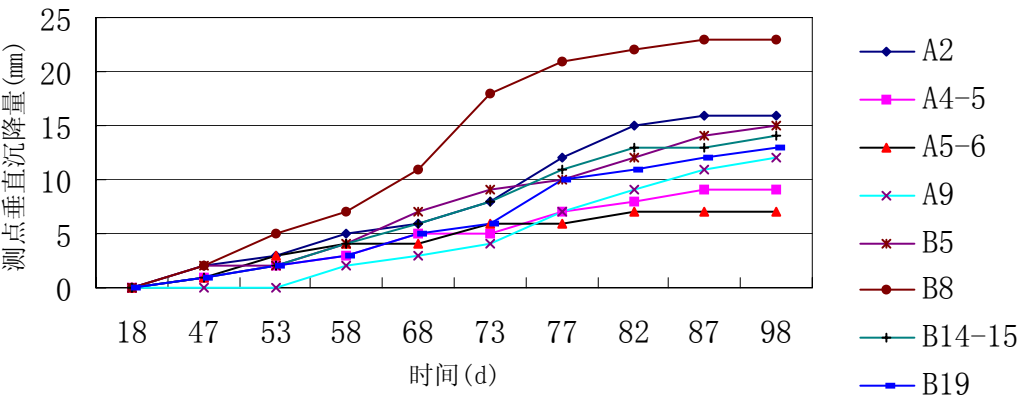


图2-6 基坑边坡变形观测的垂直沉降曲线

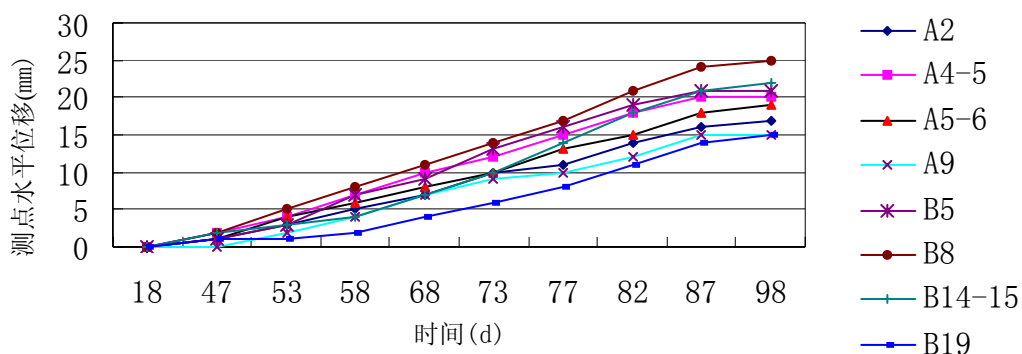


图2-7 基坑边坡变形观测的水平位移曲线

施工过程中,各地下管线的沉降和水平位移监测表明,除B8点排水箱涵处在施工至第四层土钉、第五层开挖至约-7.5m时出现了21 mm的最大沉降和17 mm的最大位移,其它各监测点均无大的变形和沉降。经坡体变形观测,水平位移多为15~25 mm,二区北端靠排水箱涵处出现了最大沉降23 mm,地表沿排水箱涵、距开挖线2-10m处出现宽窄不一的裂缝,最大缝宽达25 mm,超出了变形预警值,及时设计了微型桩和预应力锚索联合加固,使变形得到了有效的控制<sup>[59]</sup>。

### 2.5.2 土钉抗拔力试验

为获得本工程土钉的抗拔承载力,按不同坡段、不同土层、不同类型和不同长度随机选取了15根土钉,长度涵盖6m、9m、12m、15m,采用柳州雷姆顿应力机械有限公司的YCW60C型液压式张拉机进行了张拉试验。张拉机主要由穿心式千斤顶、电动油泵、压力表和钢板等组成,土钉拉拔试验装置见图2-8。

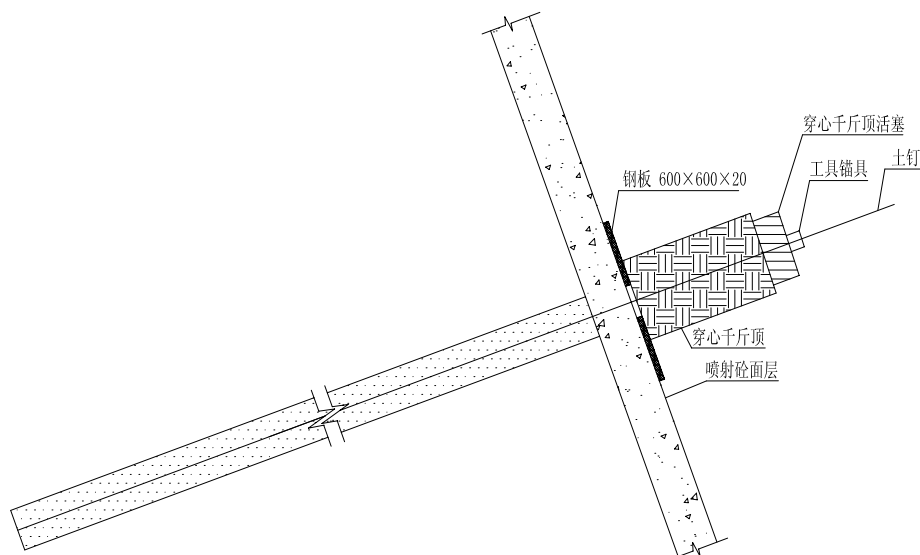


图2-8 土钉拉拔试验装置示意图



图 2-9  现场抗拔力试验

现场测试情况见图 2-9，试验结果如表 2-2 所示。

这些试验表明，注浆击入钉的抗拔承载力略大于钻孔注浆钉，注浆击入钉的平均极限抗拔力为 12.3KN/m，钻孔注浆钉的平均极限抗拔力为 10.8KN/m，这可能是由于两种土钉施工方式的差异造成的：注浆击入钉通过冲击将土钉打入原位土中，将所在位置处原来的土体挤至周围，再加上压力注浆，浆体和土体的反作用力使得土钉孔壁的径向应力增大，从而增加了土钉锚固体和其周围土体的摩阻力；钻孔注浆钉则因钻孔而完全带出了土钉所在位置的原状土，干式作业用洛阳铲将土体带出，湿式作业时钻机则将土钉所需位置处的土体变为泥浆带出孔外，尽管也要压力注浆，但浆体与孔壁土体之间的径向应力不如注浆击入钉那么大，因此土钉锚固体与周围土体的摩阻力会相对小一些。极限拉拔试验时，短钢管被拉出，长钢管则被拉屈服，由试验结果按规范计算可知，试验所得的土钉与土体之间的极限摩阻力，基本上比经验的钉土摩阻力要大，填土层平均极限摩阻力为 58.9kPa，粘土层平均极限摩阻力为 66.5kPa，砂土层平均极限摩阻力为 61.2kPa，风化层平均极限摩阻力为 73.1kPa。

表 2-2  土钉抗拔试验记录表

| 编号     | 长度    | 记录项目 | 试验记录(荷载 KN，位移mm) |      |    |      |     |     |     |     |     |     |     |     |
|--------|-------|------|------------------|------|----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| A15-14 | 9m    | 试验荷载 | 9                | 22.5 | 45 | 67.5 | 90  | 99  | 108 | 117 | 126 | 135 | 144 | 153 |
|        | 风化层   | 锚头位移 | 58               | 59   | 63 | 67   | 74  | 76  | 77  | 80  | 82  | 86  | 91  | 128 |
|        | 钻孔注浆钉 | 位移增量 |                  | 1    | 4  | 4    | 7   | 2   | 1   | 3   | 2   | 4   | 5   | 37  |
| B4-5   | 12m   | 试验荷载 | 12               | 30   | 60 | 90   | 120 | 132 | 144 | 156 | 168 | 180 |     |     |
|        | 风化层   | 锚头位移 | 32               | 35   | 45 | 54.5 | 61  | 67  | 77  | 86  | 95  | 126 |     |     |
|        | 钻孔注浆钉 | 位移增量 |                  | 3    | 10 | 9.5  | 6.5 | 6   | 10  | 9   | 9   | 31  |     |     |

续表 2-2 土钉抗拔试验记录表

| 编号     | 长度  | 记录项目 | 试验记录(荷载 KN, 位移mm) |      |      |       |       |      |      |      |     |      |     |
|--------|-----|------|-------------------|------|------|-------|-------|------|------|------|-----|------|-----|
| A10-11 | 9m  | 试验荷载 | 9                 | 22.5 | 45   | 67.5  | 90    | 99   | 108  | 117  | 126 | 135  | 144 |
| 人工填土层  |     | 锚头位移 | 47                | 50   | 52   | 54    | 56    | 57   | 59   | 63   | 92  |      |     |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 3    | 2    | 2     | 2     | 1    | 2    | 4    | 29  |      |     |
| A7-8   | 6m  | 试验荷载 | 6                 | 15   | 30   | 45    | 60    | 66   | 72   | 78   | 84  |      |     |
| 人工填土层  |     | 锚头位移 | 35.5              | 36   | 37.2 | 40    | 41    | 41.2 | 41.5 | 42   | 43  |      |     |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 0.5  | 1.2  | 2.8   | 1     | 0.2  | 0.3  | 0.5  | 1   |      |     |
|        |     | 试验荷载 |                   | 90   | 96   | 102   | 108   | 114  | 120  |      |     |      |     |
|        |     | 锚头位移 |                   | 43.5 | 43.8 | 44.8  | 45.2  | 45.8 | 118  |      |     |      |     |
|        |     | 位移增量 |                   | 0.5  | 0.3  | 1     | 0.4   | 0.6  | 72.2 |      |     |      |     |
| A10-11 | 12m | 试验荷载 | 12                | 30   | 60   | 90    | 120   | 144  | 156  |      |     |      |     |
| 人工填土层  |     | 锚头位移 | 37                | 39.5 | 44   | 51.8  | 75    | 80.2 | 115  |      |     |      |     |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 2.5  | 4.5  | 7.8   | 23.2  | 5.2  | 34.8 |      |     |      |     |
| B14-15 | 15m | 试验荷载 | 15                | 37.5 | 75   | 112.5 | 150   | 180  |      |      |     |      |     |
| 人工填土层  |     | 锚头位移 | 46.5              | 68.8 | 93.5 | 101.5 | 125.5 | 188  |      |      |     |      |     |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 22.3 | 24.7 | 8     | 24    | 62.5 |      |      |     |      |     |
| B7-8   | 12m | 试验荷载 | 12                | 30   | 60   | 90    | 120   | 144  | 156  |      |     |      |     |
| 人工填土层  |     | 锚头位移 | 37                | 40.8 | 46.5 | 52.4  | 58    | 66.3 | 84   |      |     |      |     |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 3.8  | 5.7  | 5.9   | 5.6   | 8.3  | 17.7 |      |     |      |     |
| B5-6   | 12m | 试验荷载 | 12                | 30   | 60   | 90    | 120   | 144  | 156  | 168  |     |      |     |
| 人工填土层  |     | 锚头位移 | 28                | 34.5 | 41.9 | 49.5  | 55.6  | 71.6 | 77   | 100  |     |      |     |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 6.5  | 7.4  | 7.6   | 6.1   | 16   | 5.4  | 23   |     |      |     |
| A1-2   | 9m  | 试验荷载 | 9                 | 22.5 | 45   | 67.5  | 90    | 99   | 108  | 117  | 126 |      |     |
| 砂土层    |     | 锚头位移 | 38                | 41   | 44   | 47.5  | 51    | 54.5 | 58   | 68   | 85  |      |     |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 3    | 3    | 3.5   | 3.5   | 3.5  | 3.5  | 10   | 17  |      |     |
| A2-3   | 9m  | 试验荷载 | 9                 | 22.5 | 45   | 67.5  | 90    | 99   | 108  | 117  | 126 |      |     |
| 砂土层    |     | 锚头位移 | 40                | 44   | 47.5 | 50.5  | 54    | 57.5 | 62   | 71   | 82  |      |     |
| 钻孔注浆钉  |     | 位移增量 |                   | 4    | 3.5  | 3     | 3.5   | 3.5  | 4.5  | 9    | 11  |      |     |
| A11-10 | 6m  | 试验荷载 | 6                 | 15   | 30   | 45    | 60    | 66   | 72   | 78   | 84  | 90   | 96  |
| 粘土层    |     | 锚头位移 | 36                | 37   | 37.5 | 38.5  | 40    | 42   | 43.5 | 44.5 | 46  | 47.5 | 55  |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 1    | 0.5  | 1     | 1.5   | 2    | 1.5  | 1    | 1.5 | 1.5  | 7.5 |
| A10-11 | 6m  | 试验荷载 | 6                 | 15   | 30   | 45    | 60    | 66   | 72   | 78   | 84  | 90   | 96  |
| 粘土层    |     | 锚头位移 | 48                | 49   | 50   | 50.5  | 51.5  | 52   | 53   | 54.5 | 56  | 57   | 64  |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 1    | 1    | 0.5   | 1     | 0.5  | 1    | 1.5  | 1.5 | 1    | 7   |
| A9-10  | 6m  | 试验荷载 | 6                 | 15   | 30   | 45    | 60    | 66   | 72   | 78   | 84  | 90   | 96  |
| 粘土层    |     | 锚头位移 | 48                | 49   | 50   | 50.5  | 51.5  | 52   | 53   | 54.5 | 56  | 57   | 64  |
| 注浆击入钉  |     | 位移增量 |                   | 1    | 1    | 0.5   | 1     | 0.5  | 1    | 1.5  | 1.5 | 1    | 7   |
| A5-6   | 9m  | 试验荷载 | 9                 | 22.5 | 45   | 67.5  | 90    | 99   | 108  | 117  | 126 | 135  | 144 |
| 粘土层    |     | 锚头位移 | 58                | 59   | 61.5 | 67    | 70    | 71   | 72   | 74   | 76  | 79   | 99  |
| 钻孔注浆钉  |     | 位移增量 |                   | 1    | 2.5  | 5.5   | 3     | 1    | 1    | 2    | 2   | 3    | 20  |
| A9-10  | 6m  | 试验荷载 | 6                 | 15   | 30   | 45    | 60    | 66   | 72   | 78   | 84  | 90   | 96  |
| 风化层    |     | 锚头位移 | 40                | 42.5 | 44.5 | 46    | 47    | 48   | 48.5 | 50   | 51  | 52   | 75  |
| 钻孔注浆钉  |     | 位移增量 |                   | 2.5  | 2    | 1.5   | 1     | 1    | 0.5  | 1.5  | 1   | 1    | 23  |



由表 2-2 的试验结果可进行有关对比, 人工填土层中等长注浆击入钉抗拔力比较、人工填土层中不同长度注浆击入钉的抗拔力比较和不同土层中等长钻孔注浆钉抗拔力的比较依次如图 2-10、图 2-11 和图 2-12 所示。

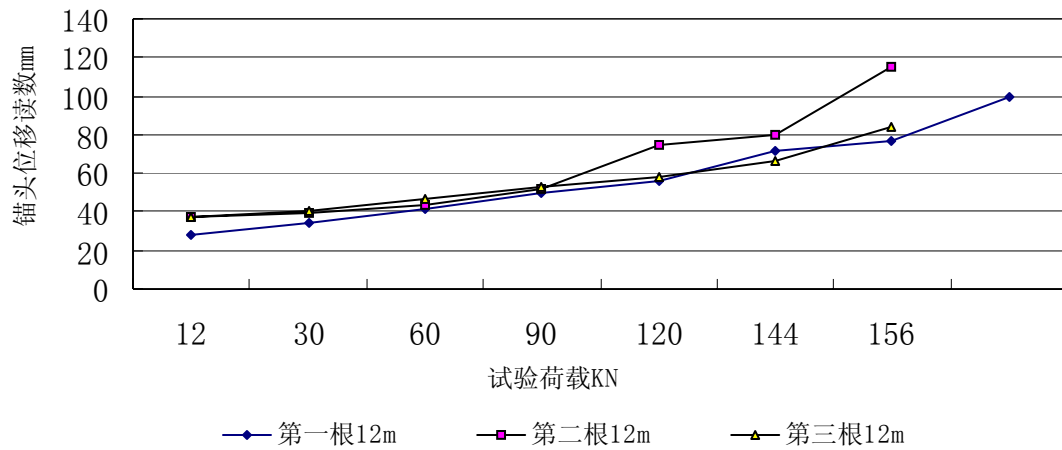


图 2-10 人工填土层中等长注浆击入钉抗拔力比较

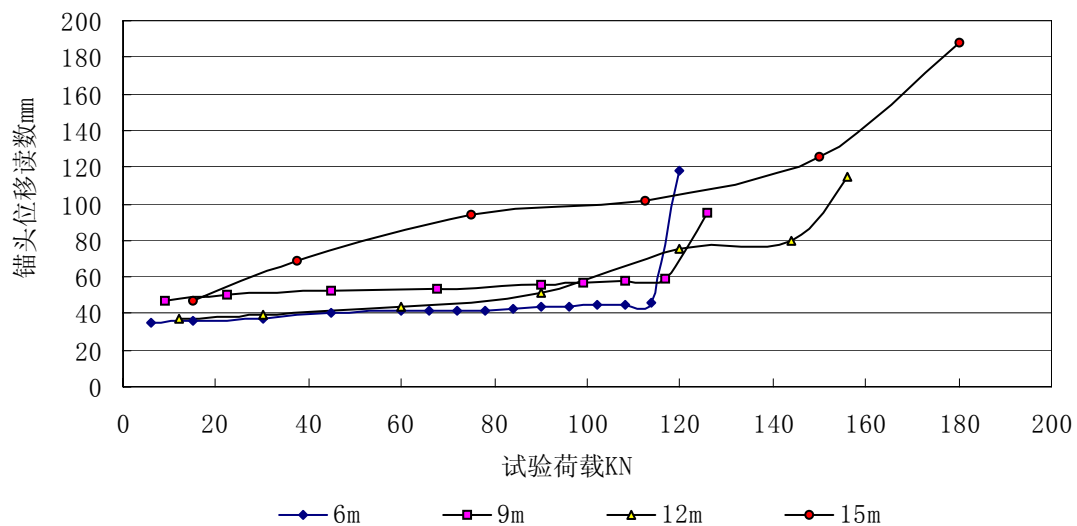


图 2-11 人工填土层中不同长度注浆击入钉的抗拔力比较

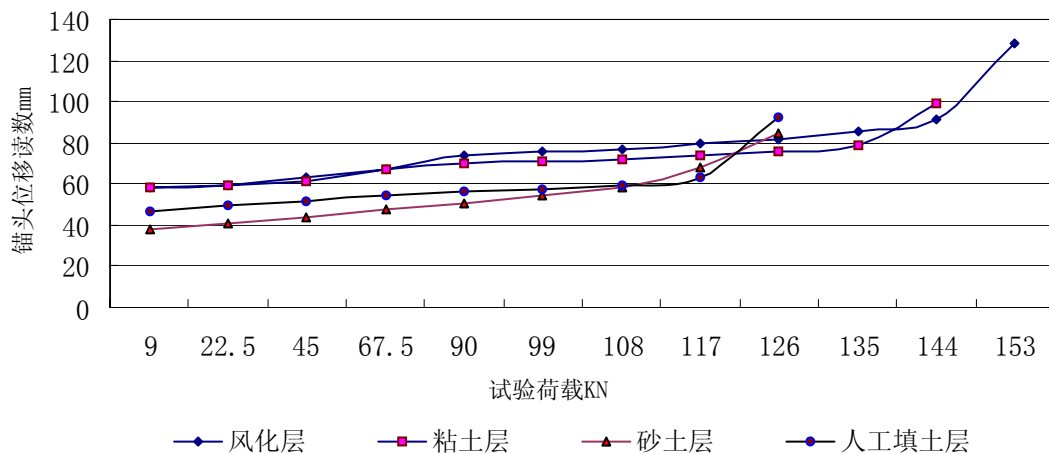


图 2-12 不同土层中等长(9m)钻孔注浆钉抗拔力比较

### 2.5.3 测试结果分析

由于受经费的影响，本工程的监测未采用测斜仪测定基坑边壁不同深度位置处的水平位移，只进行了基坑边壁顶部的水平位移和垂直沉降的观测，尽管如此，这些数据为研究土钉支护的深基坑变形提供了第一手资料，也为第五章运用灰色系统理论来对土钉支护的基坑变形进行预测作了铺垫。进一步的变形观测表明，水平位移和竖直沉降均在 3‰之内，保证了地下室的施工安全。

从图 2-10 可以看出，人工填土层中三根 12m 的注浆击入钉有两根在 144kN 荷载下锚头位移便迅速增长，表明土钉此时已经开始被拉出，另一根在 156 kN 的荷载下也被拔出，由此可以得出人工填土层中 12m 的注浆击入钉的极限抗拔力。图 2-11 基本上体现出了土钉的抗拔力随土钉的长度增加而变大，在 6m 增至 9m 时还不太明显，在从 9m 增至 12m 再增至 15m 时就得到了很好的表现，可见在土钉支护设计中确定土钉的合理长度尤其重要。易从图 2-12 看到，钻孔注浆钉的抗拔力从人工填土层、砂土层、粘土层到风化层依次增大，也体现了钉土之间的摩阻力在风化层中较大、在人工填土层和砂土层中相对较小。

土钉抗拔力试验结果为研究土钉的抗拔机理和工作原理提供了重要的依据，通过这些测量结果，与理论计算结果进行比较，可以评价各种数值计算理论的合理性和各种计算的准确性。

## 2.6 本章小结

本章通过介绍港中旅花园深基坑工程土钉支护设计方案、参数和施工工艺要点，扼要叙述施工过程中基坑变形观测、土钉抗拔力试验的基本情况和简要地比较分析测试结果，得到了一些基本的土体参数、变形观测和抗拔试验的数据，为后面土钉抗拔机理的研究、深基坑土钉支护稳定性的可靠度分析和土钉支护深基坑的变形预测奠定了基础。

## 第三章 深基坑土钉支护的工作性能与机理

土钉支护工作性能与机理的认识及研究是土钉支护这一支护方法得以在深基坑工程中应用并健康发展的基础性工作, 研究人员和现场工程师们经过多年的努力, 应用各种确定性方法进行了大量的研究, 取得了许多有价值的成果, 发现了深基坑土钉支护的一些基本规律。

### 3.1 深基坑土钉支护的工作性能

#### 3.1.1 土钉支护工作性能的现场测试和模拟试验

土钉支护作为一种边坡原位加固技术, 一般认为属于主动支护被动受力的技术方法, 国内外作了大量的现场实测和模型试验以及理论研究。法国和德国先后进行了许多大型足尺土钉墙试验, 近几年国内也作了一些现场测试, 有关情况参见 1.3.1 土钉支护工作特性和机理的研究现状。研究结果表明, 土钉支护工作原理与重力式挡土墙类似, 这为土钉支护设计理论的建立提供了可靠的实验依据。

对现有国内外实际土钉支护工程的测试数据及大型模拟工程的试验结果进行分析, 可以得出土钉支护在一般土体自重作用下的基本工作特点为<sup>[13,60]</sup>:

- 1、随着往下开挖, 支护不断向外位移, 土钉支护的边坡变形呈上大下小的形状。最大水平位移发生在结构顶部, 越往下水平位移越小。但在非均质土中或地表受重载时, 最大水平位移点的位置可能移向下部。从为数极少的支护破坏现象发现, 土钉支护的破坏是一个连续发展的过程。

- 2、土体产生微小变形才能通过土体与土钉之间的界面粘结力使土钉受力, 在面板附近土钉受力不大, 这表明土钉已将其所承受的大部分荷载传递到土体之中。土钉一般工作状态主要受拉, 只在支护最终沿滑移面破坏失稳时, 滑移面附近的土钉才同时受到拉剪的联合作用。

- 3、土钉内的拉力分布一般呈现中间大、两端小的规律, 即随着向下开挖最大拉力部位从开始时靠近面层的端部逐渐向内转移, 出现在临近可能失稳的破裂面处。不同深度位置上的土钉受到的最大拉力有很大差别, 顶部和底部的土钉受力较小, 靠近中间部位的土钉受力较大。但临近破坏时, 底部土钉的拉力显著增加。

- 4、土钉支护结构的性能类似于重力式挡墙, 破坏时明显地带有平移和转动的性质, 故设计时除验算土钉支护的内部稳定性, 以保证它们有足够的钉长、钉径以及合理的间距外, 还必须验算其整体稳定性, 即验算土钉支护的抗滑移与抗倾覆安全性。

5、支护喷射混凝土面层背后的侧向土压力，其沿高度分布也是中间大、上下小，接近梯形而不是三角形，压力的合力值要比挡土墙理论给出计算值低得多，约为库仑土压力的 70%，这种土压力减少可能是土钉将土连成一个整体而造成的，这表明土钉支护的面层完全不同于一般的挡土墙，支护面层所受的土压力合力远小于土钉受到的最大拉力之和。

6、支护的最大水平位移一般不大于坑深或支护高度  $H$  的 3%，最大竖直沉降与  $H$  的比值，根据法国的实测资料为 1~3%，美国为 0.7~3%，德国为 2.5~3%，国内的测试结果也大体相同。

### 3.1.2 土钉支护工作性能的数值模拟

#### 1、土钉支护工作性能的有限元分析

有限元方法已在土工分析中得到广泛应用，由于涉及到土的问题非常复杂，要得到精确的计算结果是相当困难的。但是，只要适当选取计算模型及输入参数，并与现场极少量实测变形数据结合起来，通过反馈计算修正输入参数，对土工问题也能得到令人满意的结果。国内外运用有限元法来研究土钉支护工作性能的概况见第一章的表 1-4。在此重点叙述国内和国外有代表性的研究实例。

(1)、我国清华大学的分析<sup>[60,61]</sup>。清华大学宋二祥曾用 Plaxis 土工有限元程序对土钉支护进行分析，分析结果主要有：混凝土面层厚度变化对土钉的最大拉力与支护的最大位移的影响不大；上部土钉长度增大可减小基坑的变形；土钉与土的相对刚度越大，土钉能承受的轴力也越大；土钉的轴力随着开挖深度的增加而增加；土钉支护体系破坏时的滑移面半径比素土边坡要大得多。

(2)、美国加州大学 DAVIS 分校的沈智刚教授等人曾用有限元法分析土钉支护体系中的一些参数对其工作性能的影响<sup>[63]</sup>。他们开发的有限元程序采用平面变形假定，并可模拟基坑开挖和土钉支护体系的建造过程，对土钉加固区采用一种复合模式来综合考虑土、土钉及其界面的共同作用。土的应力应变关系用邓肯-张模型来描述。计算表明，土钉的倾角以  $15^{\circ} \sim 25^{\circ}$  为佳。影响体系变形的主要有施工过程、基坑深度、土的性质以及土钉的长度、直径和间距等。如支护设计合理，则基坑的变形完全可以得到较好控制而不大于其他传统支护。

他们所给出的一个算例表明，在开挖深度较小时，基坑地面有少许回弹，坑壁变形呈倾斜直线。随着开挖深度的增加，坑壁变形呈略微下凹的曲线，坑口水平变位与坑深之比随深度增大而显著增加。这也表明土钉长度和坑深之比  $L/H$  减小时支护效果降低。

基坑附近地面的沉降随着距坑壁距离的增加而很快衰减，当距离等于基坑的深度时则沉降接近于零。基坑周围地表水平应变的最大值开始位于坑壁附近，但

随着开挖深度的增加，这个最大值的位置会外移一段距离，其位置一般对应于的开裂部位。

土钉主要受拉力工作。在土钉抗弯刚度对其工作性能的影响上曾有一些争论。有限元分析表明，如果水平设置土钉则弯曲刚度的大小对于土体的变形以及土钉所受的最大拉力和剪力均无明显作用；但当土钉向下有倾角时，刚性较大的土钉可明显减少土体最大位移并使受到的最大轴力增加。为使设计计算简化，仅考虑土钉受拉是合适的。不计土钉的抗弯不致引起很大误差，对安全系数的影响不会超过 15%。

## 2、土钉支护工作性能的离散元分析

离散元法是 20 世纪 70 年代初由 Cundall 首先提出以来，80 年代传入我国，因其可以研究非连续介质的力学行为，允许单元间的相对运动，不一定要满足位移连续和变形协调条件，尤其适合求解大位移和非线性的问题，因此在岩土工程界得到了广泛的应用，也被用于模拟土钉支护的施工和稳定性分析。

韩国高等理工大学土木工程系的 J.S.Ki 和 J.Y.Kim 等，采用离散元方法来分析土钉加固边坡的稳定性，将土钉支护的边坡视为由弹塑性 Winkler 弹簧联结在一起的若干个条块，以弹簧单元来代替土钉，分别构造了函数来表示由钉土间相对位移所产生的拉应力和剪应力，并考虑了施工的顺序。运用该方法不仅可以估计土钉的拉应力和剪应力，评价土钉支护边坡的局部稳定性和整体稳定性，而且可以得到土和钉的分项安全系数<sup>[62]</sup>。

## 3.2 深基坑土钉支护的工作机理

### 3.2.1 土钉的作用效果分析

土体的抗剪强度很低，抗拉强度几乎可以忽略，但土体具有一定的结构整体性，当基坑开挖时，土体能以一定的高度，即临界高度直立存在，当开挖深度超过临界值，或者在地面超载作用及其它环境因素如土的含水量发生变化时，基坑土壁将会失稳。

为防止土体的失稳破坏，需要采取支护来进行加固，传统的支护结构以自身的强度和刚度，被动承受其后面的土压力并限制其变形发展，以防止土体整体稳定性破坏。土钉则是在土体内按一定的密度置入一定的长度的细长杆件，当土体产生微小变形即开始受力发挥作用，它与土体及喷射混凝土面层共同作用构成一个整体，充分利用土的自稳能力从而弥补土体自身强度和刚度的不足，改变土体的变形与破坏形态，提高土体的整体稳定性，属于主动柔性的支护结构。

在土钉支护结构中，土钉与原位土通过摩擦粘接作用形成一个自身稳定的复合系统来起作用，以保持其后土体稳定。潜在的滑移面将面层后的土体分为潜在失稳区和稳定区二个部分，如图 3-1 所示。潜在失稳区内土钉表面的剪应力由于失稳区内的摩擦力而朝外指向面层，而稳定区的剪应力则朝内指向坡体内，由于土与钉的接触面上剪应力方向截然相反而产生了土钉的轴向拉力。稳定区内土与钉接触面上的剪应力阻止了失稳区向外运动。发生失稳时，土体破坏面上的土钉受拉屈服或者被拔出。由于重力作用，潜在滑移面上的土体有往下滑动的趋势，这也会在当土钉侧向抵抗土体下滑的时候在土钉中引起弯矩和剪力。

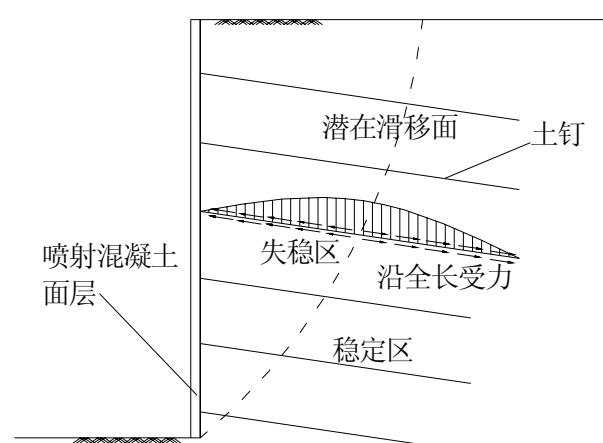


图 3-1 土钉受力示意图

因此，土和钉的相互作用包括两方面基本的机制：一是剪切作用，沿土钉轴方向，分布在土与钉的接触面上；二是土与钉的侧向相互作用，主要集中在潜在滑移面与土钉的交叉点上。前者受土钉最大抗拔力的限制，而后者由土钉侧向抵抗载荷的能力所决定。这两种机制起作用的基础是，土钉相对于潜在滑移面的方向和土钉的相对强度和刚度。

土钉对提高土体强度的作用，可以用土钉在超载作用下的承载能力相对于素土边坡的承载能力的比值来表征。太原煤炭设计院对此进行了大比尺模拟试验，冶金部建筑研究总院试验也表明，直立的土钉支护边坡其坡顶的承载能力约比素土边坡提高一倍以上，土钉支护的边坡在受荷过程中不会发生素土边坡那样突然性的塌滑<sup>[31]</sup>。它不仅推迟了塑性变形发展阶段，而且明显呈现出渐变性变形与开裂并且逐步扩展的现象，甚至即使丧失承受更大荷载的能力，仍不会发生整体性塌滑。

土钉在其支护的基坑边坡内的作用可概括为以下几点：

### 1、骨架作用

该作用是由土钉本身的强度和刚度以及它在土体内的空间分布所决定的。它有制约土体的作用，并使复合土体构成一个整体。

## 2、分担作用

在复合土体内，土钉与土体共同承担外界荷载和土体自重。由于土钉有较高的抗拉、抗剪以及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。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。复合土体塑性变形延迟及渐进性开裂变形的出现均与土钉分担作用密切相关。土钉对土钉支护结构的分担作用由轴向剪切力和侧向抵抗力两者组成。

## 3、群体作用

对一般的土钉支护结构来说，土钉的群体作用力比单个土钉作用力之和要大或至少与其相等。为简化起见，在实际设计中，常用土钉群中单个钉的承载力之和来近似代替土钉群的承载力。

## 4、应力传递与扩散作用

土钉支护结构中的土事实上是加固物的一部分，土中应力状态由于以较近间距排列的土钉的存在而改变。在同等荷载作用下，由土钉加固的土体内的应变水平比素土边坡土体内的应变水平大大降低，从而推迟了破裂面的形成与发展。

## 5、对坡面变形的约束作用

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，面层对土钉中载荷的重新分布有所帮助且加强了区域效应。坡面膨胀变形是开挖卸载、土体侧向变位以及塑性变形和开裂发展的必然结果，限制坡面膨胀能起到削弱内部塑性变形，加强边界约束作用，这对土体开裂阶段尤为重要。

### 3.2.2 土钉支护的抗拔机理

据 Schlosser 和 Jewell 等人用弹性方法和塑性方法及 Bridle 和 Barr 运用曲线拟合的方法进行分析，在土钉对土钉支护结构的轴向剪切力和侧向抵抗力两者之中，侧向抵抗力一般所起的作用占 10~15%，有助于轴向剪切力发挥作用，轴向剪切力处于主要地位，主要受最大抗拔力的限制<sup>[41,48]</sup>。

土钉抗拔试验是土钉支护工程中最常用、最直接的试验，也是在土钉施工中检验土钉施工质量的有效途径，该试验可以确定单位长度土钉的抗拔力，利用实测结果进一步确定土钉与土体之间的界面粘结强度，继而为确定土钉支护结构的设计参数提供直接的依据。研究土钉抗拔机理，掌握抗拔作用下的应力与应变、抗力与位移等关系，能为土钉支护结构的合理设计提供理论上的依据。

Jewell(1990)和 Shen 等人(1981)，曾尝试过计算抗拔力，他们所采用的是半理论的方法。方程如下：

$$T_{ult} = \pi D l (c' + K' \sigma_v' \tan \varphi) \quad (3-1)$$

式中,  $T_{ult}$  是土钉的极限抗拔力,  $D$  是土钉凿孔的直径,  $l$  是土钉的长度,  $c'$  是有效内聚力,  $K'$  是地压系数,  $\sigma_v'$  是土钉水平的有效额外压力,  $\varphi$  是土的内摩擦角。然而, 在 1992 年, Heymann 等人指出, 从抗拔试验得到的极限抗剪力 ( $\tau_{ult} = T_{ult} / \pi D l$ ) 要比从方程(3-1)中计算出来的高二到四倍。因此, 他们试图将残积土中土钉的抗拔力与基本的参数标准贯入度(N)联系起来。以南非九个工程项目中的数据为依据, 残积土中的极限抗剪强度有如下的经验关系:

$$\tau_{ult} = 2N \quad (\text{kPa}) \quad (3-2)$$

他们还发现土钉的抗拔力与地表以下的深度无关。

我国工程界一般假设剪力沿土钉均匀分布, 根据抗拔试验结果, 利用下式来估算钉土剪切面处的最大剪应力即极限抗剪强度:

$$\tau_{ult} = F / 2\pi D l = c + \sigma_v \tan \varphi \quad (3-3)$$

式中,  $F$  为钉端拉力,  $D$ 、 $l$  与(3-1)式相同,  $\sigma_v$  为土钉平均深度处垂直应力,  $c$ 、 $\varphi$  为钉土切向剪切面处的内聚力和内摩擦角。实际上, 土钉抗拔作用的机理较为复杂, 远非上面的简单公式所能描述, 土钉抗拔作用受置入方式、注浆压力和土体性质等众多因素影响, 钉土间的相互作用与应力应变及土钉拔出时产生的位移等都有很大的关系, 下面将根据实测的应力与位移关系曲线, 建立土钉抗拔力学模型, 用解析方法来研究土钉的抗拔试验。

根据抗拔试验结果, 注浆击入钉和钻孔注浆钉的剪应力与位移关系可简化成图 3-2。在图 3-2 中, 实线部分 OP 段表示随着位移的增加, 剪应力与位移近似呈线性增加, 表现为土体被压实, 并具有弹性体性质, PQ 段说明了当钉土间的相对位移达到一定值  $u_p$  后, 钉土间的剪应力保持不变, 整个土钉发生均匀移动拔出, 土体已发生剪切破坏<sup>[63]</sup>。

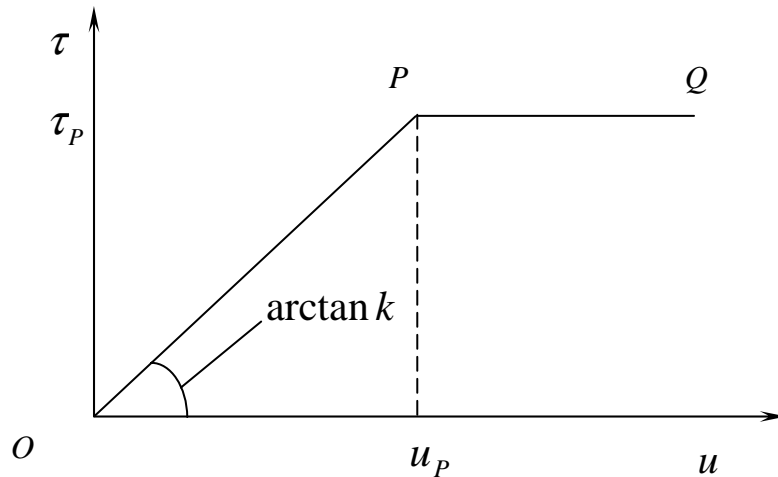


图 3-2 土钉抗拔试验简化的剪应力  $\tau$ -位移  $u$  关系图

根据图 3-2, 可以写出下面的表达式:



$$\begin{cases} \tau_x = ku_x & \text{当 } u_x \leq u_p \text{ 时} \\ \tau_x = ku_p = \tau_p & \text{当 } u_x \geq u_p \text{ 时} \end{cases} \quad (3-4a)$$

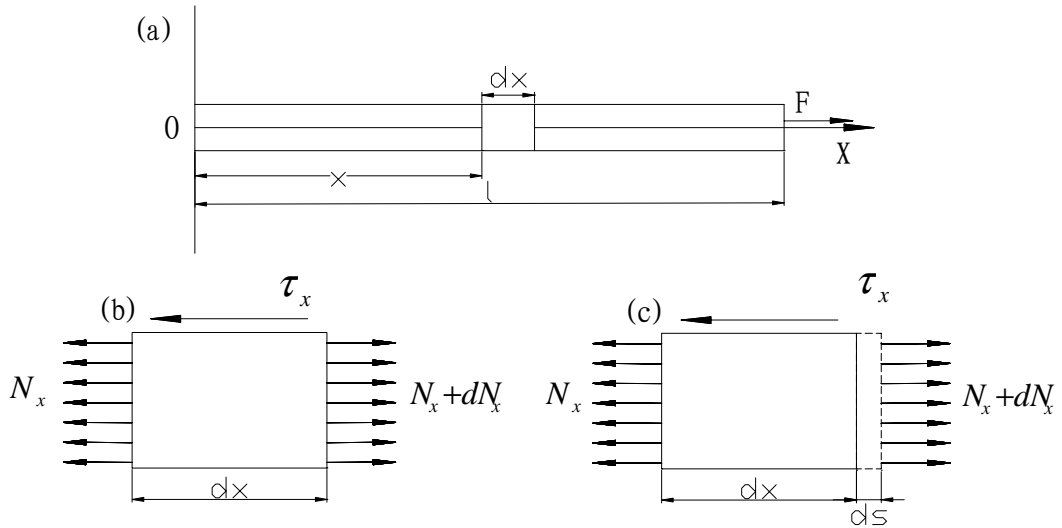
$$(3-4b)$$

以上两式中,  $\tau_p$  为峰值剪应力,  $k$  为剪切变形系数(kPa/m),  $u_x$  表示土钉  $x$  断面处的位移,  $u_p$  为达到峰值剪应力时所需的最小位移。

设土钉拉拔端作用着大小为  $F$  的拉力, 土钉的长度为  $l$ , 以土钉内端为坐标原点, 土钉轴线为坐标轴建立如图 3-3a 所示的坐标系。沿坐标方向, 在距离坐标原点位置为  $x$  处取一长度为  $dx$  的单元进行分析, 取  $x$  方向为作用力的正方向, 根据单元的平衡条件 (见图 3-3b) 有:

$$N_x + dN_x - (N_x + \pi D \tau_x dx) = 0 \text{ 或 } \tau_x = \frac{1}{\pi D} \frac{dN_x}{dx} \quad (3-5)$$

式中,  $D$  为土钉直径,  $N_x$  为  $x$  截面处的轴向拉力。



(a)、抗拔计算; (b)、单元应力分析; (c)、单元变形

图 3-3 土钉抗拔分析与计算图

根据土钉拉伸变形  $ds_x$  与轴力  $N_x$  的关系 (见图 3-3c) 有:

$$ds_x = \frac{N_x}{AE} dx \quad (3-6)$$

则  $x$  断面的轴力为:

$$N_x = AE \frac{ds_x}{dx} \quad (3-7)$$

式中,  $E = \frac{E_g A_g + E_s A_s}{A}$  为有效土钉模量,  $E_g$ 、 $E_s$  分别为土钉的浆体及钢筋

模量,  $A_g$ 、 $A_s$  分别为土钉的浆体及钢筋的横截面面积,  $A = A_g + A_s$ 。

根据  $x$  断面处力的平衡条件有：

$$F - N_x - k\pi D \int_x^l u_x dx = 0 \text{ 或 } N_x = F - k\pi D \int_x^l u_x dx \quad (3-8)$$

土钉任一截面处的位移等于土钉的刚体位移与拉伸变形之和，则  $x$  断面处土钉的总位移为：

$$u_x = u_g + s_x = u_g + \int_0^x \frac{N_x}{EA} dx \quad (3-9)$$

式中， $s_x$  为土钉  $x$  断面处土钉的拉伸变形量， $u_g$  为土钉刚体位移。由于土钉内端不受拉力作用，因此内端的拉伸变形量为零，其位移即为土钉刚体位移。(3-9)

$$\text{式对 } x \text{ 求一阶导数得：} \frac{du_x}{dx} = \frac{ds_x}{dx} = \frac{N_x}{AE} \quad (3-10)$$

$$\text{将式 (3-8) 代入上式得：} \frac{du_x}{dx} = \frac{F - k\pi D \int_x^l u_x dx}{AE} \quad (3-11)$$

$$\text{上式对 } x \text{ 求一阶导数得：} \frac{d^2 u_x}{dx^2} = \frac{k\pi D}{AE} u_x \quad (3-12)$$

根据式 (3-4a) 和 (3-4b) 可将式(3-12)写成下面的形式：

$$\begin{cases} \frac{d^2 u_x}{dx^2} - \frac{\pi D \tau_p}{AE} = 0 & \text{当 } u_x \geq u_p \text{ 时} \\ \frac{d^2 u_x}{dx^2} - \frac{\pi D k}{AE} u_x = 0 & \text{当 } u_x \leq u_p \text{ 时} \end{cases} \quad (3-13a)$$

$$\quad (3-13b)$$

土钉在整体拔出前的临界状态，拉拔端的位移最大，位移由抗拔端向内端逐渐减小到零。因此当  $x = l$  时， $u = u_p$ ，土钉的位移最大。在土钉被拔出时，土钉各点处的位移相同，即土钉发生均匀移动，开始发生抗拔破坏，不会存在  $u \geq u_p$  的情况。因此应该只考虑  $u \leq u_p$  时土钉的受力及变形情况<sup>[64]</sup>。

$$\text{式(3-13b)的通解为：} u_x = C_1 e^{\gamma x} + C_2 e^{-\gamma x} \quad (3-14)$$

式中， $\gamma^2 = \frac{\pi D k}{AE}$ ， $\gamma$  表示土钉对土体的相对刚度，其量纲为长度。将式(3-14)

代入到式(3-8)中得：

$$N_x = F - \frac{\pi D k}{\gamma} [C_1 (e^{\gamma l} - e^{\gamma x}) - C_2 (e^{-\gamma l} - e^{-\gamma x})] + C_3 \quad (3-15)$$

只要确定了系数  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ , 测得剪切变形系数  $k$ , 就可以计算出位移、轴力、剪力沿土钉的轴向分布规律。 $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  根据下面的边界条件确定:

(1) 当  $x = l$  时,  $N_x = F$ , 代入到式(3-15)得:

$$C_3 = 0 \quad (3-16)$$

(2) 当  $x = 0$  时,  $N_x = 0$ , 代入到式(3-15)得:

$$F - \frac{\pi D k}{\gamma} [C_1(e^{\gamma l} - 1) - C_2(e^{-\gamma l} - 1)] = 0 \quad (3-17)$$

上面两个边界条件还不能确定  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  的值, 还需一个条件。当土钉某个断面的位移或轴力已知时, 则根据位移表达式或轴力表达式, 并结合式(3-16)、(3-17)便可以确定出系数  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  的值。考虑到工程中拉拔试验通常测量土钉拉拔端部的位移, 在此仅对该情况进行分析, 对于土钉某点处位移或轴力已测得的情况, 其分析方法是相似的。

假设土钉钉头处的位移实测值为  $u_0$ , 将  $x = l$  时,  $u_x = u_0$  代入式(3-14)得:

$$u_0 = C_1 e^{\gamma l} + C_2 e^{-\gamma l} \quad (3-18)$$

令  $C_0 = \frac{\pi D k}{\gamma}$ , 由式(3-16)、(3-17)、(3-18)解得:

$$C_1 = \frac{u_0(e^{\gamma l} - 1) - F / C_0}{(e^{\gamma l} - 1)^2}, C_2 = u_0 e^{\gamma l} - C_1 e^{2\gamma l}, C_3 = 0。$$

根据试验结果, 采用下面的算式近似确定剪切变形系数:

$$k = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta F_i \cos \alpha}{\Delta u_i l \pi D} \quad (3-19)$$

式(3-19)中,  $n$  为试验加载次数;  $\Delta F_i$ 、 $\Delta u_i$  分别为相邻两次荷载增量与钉头位移增量值;  $\alpha$  为土钉的倾角。

根据以上原理用 MATLAB<sup>[65]</sup>编写了 pull.m 程序, 详见附录一。

通过输入抗拔试验中的每级荷载、位移、倾角、钻孔直径、土钉种类、钢筋或钢管直径、钢筋或钢管模量、水泥浆模量、最后一级荷载和位移等所需参数, 可以得到拉力、位移、剪切力沿土钉的分布情况、拉力与位移关系的理论计算与试验实测数值的对比。每级荷载和位移按第二章中表 2-2 土钉抗拔试验记录表中的数据计算, 计算中选取的参数为: 土钉倾角  $10^\circ$ , 钻孔直径 0.12m, 钢管外径 0.048m, 钢管内径 0.041m, 钢筋模量 210MPa, 水泥浆模量 20MPa。A10-11 段坡面上一 9m 长的土钉抗拔试验程序计算结果如图 3-4 所示。

从图 3-4 可以看得出, 拉力沿土钉的分布曲线(a)、位移沿土钉的分布曲线(c)的变化情况, 这些曲线关系很好地说明了抗拔作用下单根土钉上荷载的传递过程,

即土钉的轴向拉力和位移向土体内方向递减,土钉周侧的摩擦阻力向内逐步被调动起来。但是拉力在拉拔端递减速度很慢,在土体的深部才骤然变小,直到最内端为零;而位移则是在拉拔端迅速减小,大的位移集中在拉拔端,而土体深部的位移较小,但在最内端也有微小的位移,说明土钉开始整体被拔出。剪应力沿土钉的分布曲线(b)为一水平直线,与通常近似认为剪切力沿土钉均匀分布是比较相符的。

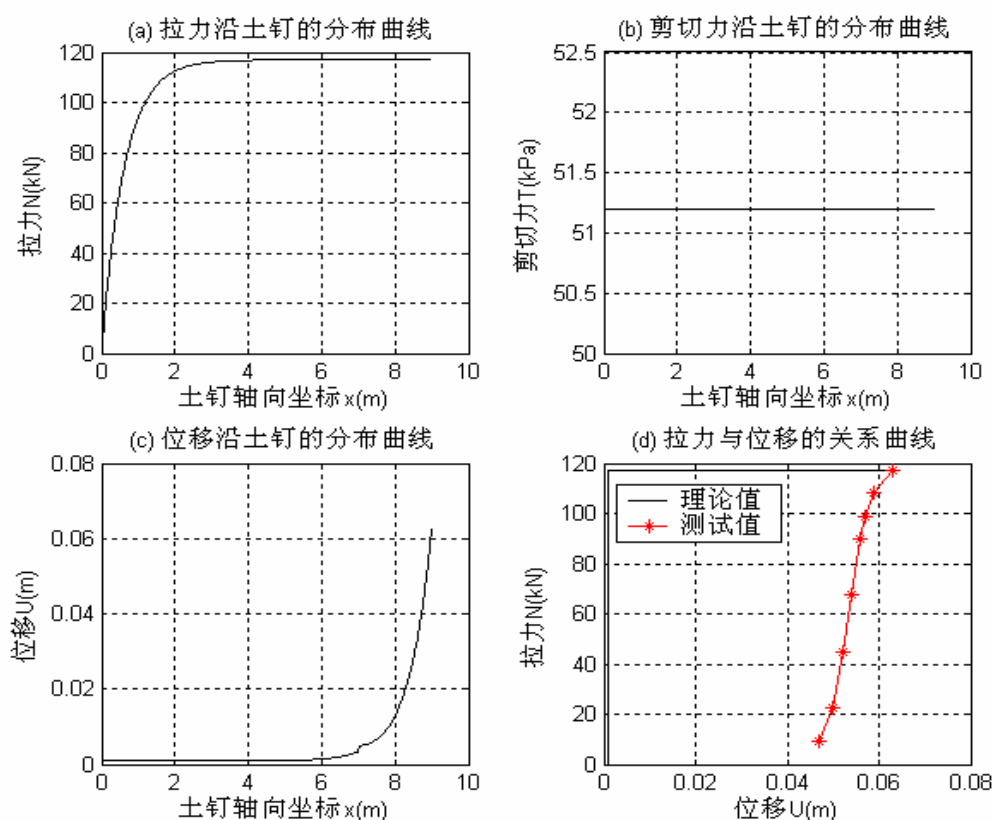


图 3-4 A10-11 段坡面上 9m 长的土钉抗拔试验程序运行结果

拉力与位移的关系曲线(d)表明,轴力随土钉位移的增大而增大,理论曲线与轴力等于拉拔荷载时的实测曲线并不吻合,理论值与拉拔实验的结果不同:理论曲线显示,钉与土之间只要有微小的位移,抗拔力迅速增至接近荷载的值,土钉就开始发挥作用;而端部拉拔试验则根据轴力与位移关系来确定土钉的抗拔力,与集中荷载作用于土钉端部这一试验的加载方式有关。

### 3.2.3 土钉与土体的界面粘结性能

土钉与土体的界面粘结性能是土钉能够抗拔和得以发挥作用的基础。界面粘结性能与土的类型及施工方法有很大关系,不同的注浆压力及成孔方法均可对粘结性能产生重大影响。对于渗透系数在  $10^{-1} \sim 10^{-2} \text{cm/s}$  之间的砂、砾石与软弱岩体,浆体可渗入土的孔隙与岩体孔隙从而扩大粘结范围。浆体不能渗入渗透系数小于

10<sup>-3</sup>cm/s 的粉细砂内，但在压力灌浆下能使其密实，也可改善粘结性能。界面粘结性能可以界面摩阻力  $\tau$  来表示。土体与土钉之间的相对刚度差别愈悬殊，界面摩阻力沿钉长分布愈均匀，试验表明，软土内界面摩阻力的均匀程度要比有硬粘土或密实砂土中好得多<sup>[60]</sup>。

对于采用一次压力灌浆的土钉，在不同土质中的摩阻力值如表 3-1 所示。

表 3-1 不同土质中的摩阻力实测值（单位：KPa）

| 土类名称  | 摩阻力 $\tau$ | 土类名称   | 摩阻力 $\tau$ |
|-------|------------|--------|------------|
| 粘土    | 130-138    | 粉质粘土   | 65-100     |
| 弱胶结砂土 | 90-150     | 黄土类粉质土 | 52-55      |
| 杂填土   | 35-40      |        |            |

Elias 和 Juran 等综合多处发表的试验数据提出回转钻孔注浆钉的极限粘结强度如表 3-2 所示：

表 3-2 不同土质中的极限粘结强度（单位：KPa）

| 土体类别   | 填土    | 粉土/黄土  | 粉/粘土  | 细砂     | 砂性粘土    | 砂与砾石    |
|--------|-------|--------|-------|--------|---------|---------|
| 极限粘结强度 | 20-30 | 25-100 | 20-40 | 80-240 | 200-300 | 300-450 |

国外根据实测得出的土钉粘结强度值<sup>[47]</sup>，见表 3-3。

表 3-3 国外一组根据实测得出的土钉粘结强度数据（单位：KPa）

| 施工方法 | 土体类别   | 界面摩阻力 $\tau_u$ | 施工方法 | 土体类别   | 界面摩阻力 $\tau_u$ |
|------|--------|----------------|------|--------|----------------|
| 回转钻  | 粉质砂土   | 100~200        | 高压注浆 | 砂土     | 400            |
|      | 粉土     | 60~80          |      | 砂、砾石   | 1000           |
|      | 残积土    | 75~125         |      |        |                |
| 击入套管 | 砂土     | 300            | 螺旋钻  | 软粘土    | 20~30          |
|      | 密实砂、砾石 | 400            |      | 硬粘土    | 40~60          |
|      | 密实冰渍土  | 400~600        |      | 粘性粉砂   | 50~100         |
|      | 砂质崩积土  | 100~200        |      | 含钙砂质粘土 | 200~300        |
|      | 粘质崩积土  | 50~100         |      | 粉砂土回填层 | 20~30          |

太原煤炭设计研究院试验实测的滑移面产生在土钉侧面紧贴锚固体的界面土膜处，对此分析如下：设抗拔力  $P$  在土钉单位长度  $\Delta l$  上表现的摩阻力为  $\Delta Q$ ， $\Delta Q$  向四周土体扩散传递，在半径为  $r$  的圆周面上的分布为  $\tau(r)$ ，即

$$\tau(r) = \Delta Q / 2\pi r$$

(3-20)

$\tau(r)$  与  $r$  是倒数关系, 离土钉愈远,  $r$  越大,  $\tau(r)$  愈小, 而土体的抗剪强度  $\tau$  在同一深度处是与  $r$  无关的常量, 于是在  $\tau(r)$  最小、即土钉与土体的交界面上首先发生破坏, 因此, 可认为破坏滑移面产生在土钉界面处, 极限抗拔力  $P$  是以界面摩阻力  $\tau$  的形式向四周土体扩散传递的。

$\tau(r)$  界面摩阻力值以似摩擦系数  $f$  表示, 似摩擦系数  $f = \text{摩阻力值} / \text{垂直压力}$ 。按照弹性介质中土钉复合体的工作特性进行有限元分析, 结果表明土钉中应力分布的特点取决于土钉杆模量  $E_p$  与土体模量  $E_s$  之比。对于注浆型土钉,  $E_p / E_s$  大于 10, 可认为摩阻力沿土钉长度的分布是比较均匀的。根据第二章中表 2-2 土钉抗拔试验记录表中前六根的实测数据可得土钉的似摩擦系数  $f$  及摩阻力值  $\tau$  见表 3-4。

表 3-4 实测土钉的似摩擦系数  $f$  及摩阻力值  $\tau$

| 垂直压力<br>( $KPa$ ) | 土钉直径<br>( $mm$ ) | 土钉长度<br>( $m$ ) | 极限抗拔力<br>( $KN$ ) | 摩阻力 $\tau$<br>( $KPa$ ) | 似摩擦系数 $f$ |
|-------------------|------------------|-----------------|-------------------|-------------------------|-----------|
| 64                | 100              | 6.000           | 114               | 60.5                    | 0.95      |
| 64                | 100              | 9.000           | 117               | 41.4                    | 0.66      |
| 55                | 100              | 12.000          | 144               | 38.2                    | 0.69      |
| 37                | 100              | 15.000          | 150               | 31.8                    | 0.86      |
| 45                | 100              | 12.000          | 144               | 38.2                    | 0.85      |
| 64                | 100              | 12.000          | 156               | 41.4                    | 0.65      |

### 3.3 本章小结

从宏观到微观, 本章对确定性方法在土钉支护工作性能和工作机理两个方面的研究进行了总结和探讨, 主要结论如下:

1、土钉支护的深基坑边坡变形呈上大下小的形状, 土体产生微小变形才能通过土体与土钉之间的界面粘结力使土钉受力, 土钉内的拉力分布一般呈现中间大、两端小的规律, 因土钉支护的深基坑边坡在破坏时明显地带有平移和转动的性质, 设计时除验算土钉支护的内部稳定性外, 还必须验算其整体稳定性。

2、土钉支护在基坑边坡内的作用主要有: 骨架作用、分担作用、群体作用、对坡面变形的约束作用、应力传递与扩散作用等。

3、土钉抗拔试验中, 土钉的轴向拉力和位移向土体内方向递减, 土钉周侧的摩擦阻力向内逐步被调动起来。拉力在拉拔端递减速度很慢, 在土体的深部才骤然变小, 直到最内端为零; 而位移则是在拉拔端迅速减小, 大的位移集中在拉拔端, 土体深部的位移较小。

## 第四章 深基坑土钉支护稳定性的模糊可靠度分析

### 4.1 从安全系数到模糊可靠度的必要性

目前深基坑土钉支护的稳定性分析方法大都是定值的安全系数方法,这种方法计算时将土的性状参数、荷载效应和计算模式等不确定的对象均视为确定不变,不能考虑土钉支护的深基坑工程所具有的不确定性因素的影响,安全系数的大小并不能完全表征基坑的实际安全程度:选用某一确定值的安全系数时,由于人们对于影响岩土性质因素的认识还很不充分,其实际的安全储备却往往不确定,如地质条件较复杂,荷载和岩土抗力的变异性大时,安全储备可能会变小;安全系数取值客观上没有一个适用于不同土质条件、施工状况的对比基准,对不同深基坑工程问题,安全系数的数值往往相差很大;对同一工程问题,由不同简化假设得到的安全系数的确切意义也不相同。对基坑稳定性的判别,安全系数在 0.99 与 1.01 之间无本质的区别,判断  $K=0.99$  时不稳定,而  $K=1.01$  时稳定,这显然是不合适的。因此,在实际工程中经常会出现安全系数满足规定要求而基坑却发生了失稳的情况。

深基坑工程的状态是由有限个状态参数确定的,这些参数大多是随机变量,甚至可能是时间或空间的随机过程,因为设计参数从本质上说是用来描述性状不均匀性的,它们依赖于人类无法控制的许多随机因素,而且这些设计参数的数值一般是根据试验或调查数据统计得到的。既然岩土工程问题是非确定性的,那就要用具有非确定性模型的数学概率论和数理统计来解决。同时土钉支护的深基坑工程的稳定这一事件本身不可能有确定性的定义和评价标准,它的模糊性来源主要有:深基坑安全准则的模糊性;岩土类别划分的模糊性,岩土的非均质性决定其力学参数并不存在确定值,按照工程地质划分的岩土类别的力学性能和力学参数是在一定范围内变化的;土钉支护结构所受外部作用的模糊性,如地下水静动力学作用、地震和爆破的动力学作用、地应力以及其它人类活动的影响等,这些作用非常复杂,通常只能根据经验确定,具有很强的模糊性。这种模糊性是由于排中律的缺失,概念本身没有明确的界限所造成的。可见,深基坑土钉支护稳定性这一事件因包含随机性、模糊性这种复合不确定性而成为“模糊随机事件”。

可靠性分析方法可以在一定程度上弥补安全系数方法和不足,考虑了岩土介质物理力学状态参数的随机性,基于一定的试验数据,对状态参数进行统计分析,进而求得基坑稳定性的可靠度指标和失效概率,用以评判基坑的稳定性。在深基坑支护中,可靠性分析方法最近几年开始得到了应用,罗晓辉等采用 *Sarma* 法,建立土钉支护结构稳定分析极限状态方程,运用可靠性理论分析了安全系数与可

靠度的相互关系<sup>[66]</sup>。陈昌富等将优化方法和可靠性理论有机结合,提出了分析土钉墙抗滑、抗倾和深层土体抗滑移可靠度优化分析方法,建立了优化分析数学模型,探讨了土钉墙外部稳定三种失效模式下的可靠度指标 $\beta$ 与土体物理力学参数及土钉墙受力情况之间的关系<sup>[67]</sup>。根据王步云等人的实验结果和所提出的分析计算方法,提出了黄土类边坡土钉墙内部整体稳定、单根土钉锚固稳定和杆体抗拉稳定可靠性分析方法,导出了相应的计算公式,采用精度较高的蒙特卡罗法计算可靠指标,同时探讨了可靠指标与各随机变量中值、变异系数之间的关系<sup>[68]</sup>。祝方才等详细研究了在考虑土层性质差异的情况下基坑土钉支护的整体稳定可靠性分析方法,并基于蒙特卡罗模拟方法开发了相应的可靠性分析程序<sup>[69]</sup>。

在上部结构方面,设计方法向着分项安全系数转变,我国的《建筑结构设计统一标准》(GBJ68-84)规定结构设计采用以概率理论为基础的极限状态设计法<sup>[70]</sup>。在地下建筑和岩土工程领域相对滞后,也需要往概率极限状态设计方向发展<sup>[71]</sup>。法国、德国现在已建议对土钉支护设计采用分项安全系数方法,对于荷载基本组合下的一般土钉结构,取分项安全系数见表 4-1<sup>[60]</sup>。采用分项安全系数方法时,在 R、S 计算时, W、G、 $\tan \varphi$ 、 $c$ 、 $\tau_{uk}$ 、 $f_{yk}$  值都要乘以各自的分项系数,这样在土钉钢筋抗拉设计强度和混凝土面层设计上容易与现行混凝土结构设计规范相联接。中华人民共和国行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)的规定,基坑支护结构应采用分项系数表示的极限状态设计方法进行设计。

表 4-1 国外土钉支护设计建议采用的分项安全系数

| 参数<br>国别 | 荷载      |          | 土体强度           |        | 土钉界面<br>粘结力 | 土钉抗拉强<br>度 | 设计方法<br>系数 |
|----------|---------|----------|----------------|--------|-------------|------------|------------|
|          | 自重<br>W | 地表载<br>G | $\tan \varphi$ | $c$    | $\tau_{uk}$ | $f_{yk}$   | $K_0$      |
| 法国       | 1.05    | 1.20     | 1/1.20         | 1/1.50 | 1/1.40      | 1/1.15     | 1.125      |
| 德国       | 1.30    | 1.30     | 1/1.20         | 1/1.60 | 1/1.30      | 永久支护       | 1.0        |
|          | 1.20    | 1.10     | 1/1.15         | 1/1.55 | 1/1.25      | 临时支护       |            |

考虑到深基坑的变形具有以下特点:岩土材料弹性变形和塑性变形是耦合的,相应基坑边坡变形破坏是一个由局部到整体逐渐发展的累进过程,破坏前后之间并没有非常明确的界线,它不是由一个点来决定的,往往要通过一个中介过渡的形式,具有“亦此亦彼”的性质,可视为模糊事件,可用隶属程度描述这一模糊性;满足一定条件时,变形可能发生,也可能不发生,变形会导致基坑失稳,但并不是所有发生的变形都造成基坑失稳,具有随机性,应作为随机事件处理,可采用概率理论方法计算失效概率或可靠度。

随机可靠度理论由于没有考虑到模糊性,特别是在小样本情况下概率分布确



定等方面而遇到很多困难。模糊数学在表达人类的经验、定性描述等模糊的概念方面比经典数学有较强的优势，将模糊性和随机性相互融合，把概率理论和模糊数学理论结合起来，采用模糊随机可靠度的分析方法，从变形这一模糊随机事件推断基坑失稳的可能性，建立基坑失稳的失效概率模型或广义可靠度，这样既可考虑变形的模糊性，又可考虑基坑失稳的随机性，更能反映基坑工程的实际情况。实际上，深基坑土钉支护的设计和施工是属于非确定性问题，不确定性来自设计参数的随机性、模糊性和未确知性等，由于未确知性是一种弱不确定性，当未确知性与随机性和模糊性共存时，前者可以并于后两者之中而不必单独考虑，故本章仅研究由于随机性和模糊性共同作用引起的模糊随机可靠性。

## 4.2 模糊可靠度分析的基本原理

事物的模糊性与随机性是有严格区别的，前者是因果律的亏缺，后者是排中律的亏缺，但两种不确定性又可以互相渗透相结合，可分为三种情况：模糊事件的概率，事件是模糊的，采取普通的概率值；事件的模糊概率，事件是明确的，但概率是模糊的；模糊事件的模糊概率，两者都是模糊的。对于深基坑土钉支护来说，不仅基坑失稳发生破坏这一事件是模糊的，而且，土钉的支护参数和土体的主要物理力学指标也具有模糊性，也就是说参数是模糊随机变量，属于第三种情况。王光远、刘玉彬等在结构模糊随机可靠度的研究较多<sup>[72,73]</sup>，其方法在深基坑土钉支护的稳定性分析中同样适用。

### 4.2.1 模糊随机变量

模糊随机变量是描述模糊性与随机性融和在一起的非确定变量，有关模糊随机变量的基本概念和定理有<sup>[74]</sup>：

**1、闭区间数与模糊数：** $R = (-\infty, \infty)$ ，称有限闭区间  $\bar{a} = [a^-, a^+]$  为  $R$  上的闭区间数，其中  $a^-, a^+ \in R$ ，且  $a^- \leq a^+$ ，特别地， $\forall a \in R$ ，认为  $a = [a, a]$ ；设  $*$  是  $R$  上的一个代数运算，对任意两区间数  $\bar{a}$ 、 $\bar{b}$ ，可将  $*$  扩展为  $\bar{a}$ 、 $\bar{b}$  之间的运算：

$\bar{a} * \bar{b} \triangleq \{a * b | a \in \bar{a}, b \in \bar{b}\}$ ，特别地，当  $*$  分别为 “+、-、 $\cdot$ 、/” 时，得：

$$[a^-, a^+] + [b^-, b^+] = [a^- + b^-, a^+ + b^+], \quad (4-1)$$

$$[a^-, a^+] - [b^-, b^+] = [a^- - b^+, a^+ - b^-], \quad (4-2)$$

$$[a^-, a^+] \cdot [b^-, b^+] = [\min(a^- b^-, a^+ b^+, a^- b^+, a^+ b^-), \max(a^- b^-, a^+ b^+, a^- b^+, a^+ b^-)] \quad (4-3)$$

$$[a^-, a^+] / [b^-, b^+] = [a^-, a^+] \cdot [1/b^+, 1/b^-] \quad (0 \notin [b^-, b^+]) \quad (4-4)$$

序关系 “ $\leq$ ” 规定为： $[a^-, a^+] \leq [b^-, b^+]$ ，当且仅当  $a^- \leq b^-$ ， $a^+ \leq b^+$ 。

设  $F(R)$  表示实数域  $R$  上的全体模糊子集所构成的集合, 如果满足:  
 $\{x|x \in R, \tilde{a}(x)=1\} \neq \Phi$  和  $\forall \alpha \in (0,1], \tilde{a}_\alpha \{x|x \in R, \tilde{a}(x) \geq \alpha\}$  是凸集, 则称  $\tilde{a} \in F(R)$  为一个模糊数。如果  $\tilde{a}$  还满足  $\forall \alpha \in (0,1], \tilde{a}_\alpha$  为有界闭集, 则称  $\tilde{a}$  为有界闭模糊数。

**2、模糊随机变量:** 设  $(\Omega, A, P)$  是一个概率测度空间, 模糊集值映射  $\tilde{X} : \Omega \rightarrow F_0(R) = \{\tilde{a}|\tilde{a} \text{ 是 } R \text{ 上的有界闭模糊数}\}$ , 称为  $(\Omega, A, P)$  上的模糊随机变量。如果  $\forall \alpha \in (0,1], (\omega \in \Omega)$ , 则  $\tilde{X}_\alpha(\omega) = \{X|X \in R, \tilde{X}(\omega)(x) \geq \alpha\} = [X_\alpha^-(\omega), X_\alpha^+(\omega)]$  是一个随机区间, 即  $X_\alpha^-(\omega)$  和  $X_\alpha^+(\omega)$  是  $(\Omega, A, P)$  上的两个随机变量。设  $\tilde{X}, \tilde{Y}$  为模糊随机变量, 规定:  $\tilde{X} \leq \tilde{Y}$  当且仅当  $\forall \omega \in \Omega, \forall \alpha \in (0,1]$  有  $X_\alpha^-(\omega) \leq Y_\alpha^-(\omega), X_\alpha^+(\omega) \leq Y_\alpha^+(\omega)$ 。

对模糊随机变量有基本定理, 设  $\tilde{X}, \tilde{Y}$  为模糊随机变量, 则  $\forall \alpha \in (0,1]$  有:

$$(\tilde{X} \pm \tilde{Y})_\alpha = \tilde{X}_\alpha \pm \tilde{Y}_\alpha \quad (4-5)$$

$$(\tilde{X} \cdot \tilde{Y})_\alpha = \tilde{X}_\alpha \cdot \tilde{Y}_\alpha \quad (4-6)$$

$$(\tilde{X} / \tilde{Y})_\alpha = \tilde{X}_\alpha / \tilde{Y}_\alpha \quad (4-7)$$

$$(r \cdot \tilde{X})_\alpha = r \cdot \tilde{X}_\alpha, r \in R. \quad (4-8)$$

#### 4.2.2 模糊随机功能函数与模糊随机极限状态方程

**1、模糊随机功能函数:** 与经典的可靠度理论相对应, 在模糊随机变量基础上需要建立模糊随机功能函数和模糊极限状态方程。经典的可靠度理论只考虑由于基本变量  $X_i$  的随机性而引起的可靠性问题, 而深基坑支护中的很多基本变量  $X_i$  不仅具有随机性还具有模糊性, 是模糊随机变量  $\tilde{X}_i$ 。因此, 深基坑土钉支护的功能函数为:

$$\tilde{Z} = g(\tilde{X}_1, \tilde{X}_2, \dots, \tilde{X}_n) \quad (4-9)$$

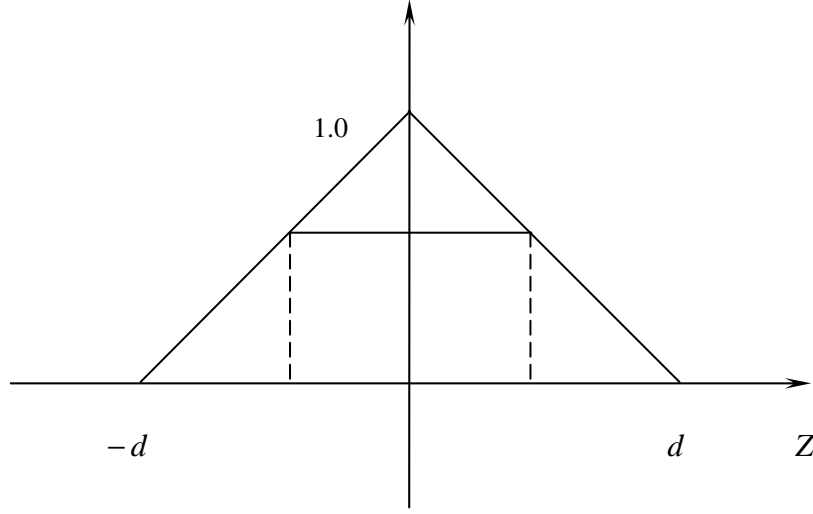
是以模糊随机变量  $\tilde{X}_i$  为自变量, 取值为模糊随机变量的函数, 称其为模糊随机功能函数。

**2、模糊随机极限状态方程:** 在经典的可靠度理论中, 分析结构的极限状态时, 当  $Z=0$  时结构处于极限状态; 当  $Z$  略大于零时, 结构处于稳定状态; 当  $Z$  略小于零时, 结构处于失效状态。这样, 零点左右两侧距离为极限小的两个点就代表着基坑稳定和失效两种截然不同的状态, 显然这种“一刀切”的极限状态是不合理的。基坑由稳定状态到失效状态应当是渐变的, 边界是模糊的, 也就是说在基坑支护的稳定状态与失效状态之间存在着一个中间过渡的模糊区。为此我们引入深基坑土钉支护的模糊随机极限状态方程:

$$\tilde{Z} = g(\tilde{X}_1, \tilde{X}_2, \dots, \tilde{X}_n) = \tilde{b} \quad (4-10)$$

式中  $g(\bullet)$  为模糊随机功能函数,  $\tilde{X}_i (i=1, \dots, n)$  为基本模糊随机变量,  $\tilde{b}$  为模糊随机极限状态值。

例如，我们可取 $\tilde{b}$ 为零点附近的一个有界闭模糊数（如三角模糊数）来刻画模糊随机极限状态。其隶属函数如图 4-1 所示。



4-1  $\tilde{b}$  的隶属函数

$$\mu_{\tilde{b}}(z) = \begin{cases} \frac{1}{d}(z + d) & z \in [-d, 0] \\ -\frac{1}{d}(z - d) & z \in [0, d] \\ 0 & z \in R - [-d, d] \end{cases} \quad (4-11)$$

$$\text{则, } \tilde{b} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha[(\alpha - 1)d, (1 - \alpha)d] \quad (4-12)$$

式中， $z$  为  $\tilde{Z}$  为物理变量， $d$  为  $z$  的最大容许值， $\alpha \in (0,1]$  为极限状态值  $\tilde{b}$  的约束水平。显然， $\forall \alpha \in (0,1]$ ，当  $\alpha = 0^+$  时， $b_\alpha = [-d, d]$  是一闭区间，表示  $\tilde{Z}$  取值的上下限值，视具体情况而定；当  $\alpha = 1$  时， $b_\alpha = 0$  是经典极限状态情况。这样，对于模糊随机可靠性问题：

当  $\tilde{Z} > \tilde{b}$  时，深基坑土钉支护结构处于稳定状态；

当  $\tilde{Z} < \tilde{b}$  时，深基坑土钉支护结构处于失效状态；

当  $\tilde{Z} = \tilde{b}$  时，深基坑土钉支护结构处于模糊随机极限状态。

#### 4.2.3 基于序关系的模糊安全准则

对于单失效模式结构而言，其模糊随机功能函数可写成：

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} \quad (4-13)$$

式中  $\tilde{R}$  为结构的模糊随机抗力， $\tilde{S}$  为模糊随机荷载效应。则模糊随机极限状态方程为：

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{b} \quad (4-14)$$

$$\text{结构失效条件为: } \tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} < \tilde{b} \quad (4-15)$$

$$\text{结构正常工作的条件为: } \tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} > \tilde{b} \quad (4-16)$$

式(4-16)实际上代表一个“模糊约束”，利用序关系可以建立结构的模糊安全准则（即模糊约束）为：

$$\tilde{\Omega} \triangleq \{\tilde{R} - \tilde{S} \geq \tilde{b}\} \quad (4-17)$$

$\tilde{\Omega}$  代表模糊随机荷载效应  $\tilde{S}$  满足安全要求这个模糊事件，它也就是一个模糊约束条件，反映在  $n$  维概率空间是一个模糊子域，在此模糊子域中式(4-16)得到满足。

当结构的抗力和荷载效应都没有模糊性而只有随机性时，式(4-17)即蜕化为经典的约束条件；当结构的抗力和荷载效应都没有随机性而只有模糊性时，由式(4-17)可确定出最大荷载效应  $S_M$  对模糊安全准则的隶属度，可称其为“模糊可靠度”。如果以模糊约束条件的  $\alpha$  截集  $\Omega_\alpha$  代替  $\tilde{\Omega}$ ，则式(4-17)所示的模糊约束条件就转化为具有  $\alpha$ -约束水平的非模糊约束条件，这样对于任意的约束水平  $\alpha \in [0,1]$  就可以利用经典的可靠度理论方法进行分析。

#### 4.2.4 模糊可靠指标、模糊随机可靠度及模糊随机失效概率

##### 1 $\alpha$ -约束水平条件下的失效概率、可靠指标和可靠度：

根据以上分析，可以采用  $\alpha$ -约束水平截集法进行结构的模糊随机可靠性分析。  $\forall \alpha \in [0,1]$ ，由模糊随机极限状态方程式(4-14)可得：

$$(\tilde{Z})_\alpha = [Z_\alpha^-, Z_\alpha^+] \quad (4-18)$$

$$(\tilde{R})_\alpha = [R_\alpha^-, R_\alpha^+] \quad (4-19)$$

$$(\tilde{S})_\alpha = [S_\alpha^-, S_\alpha^+] \quad (4-20)$$

$$(\tilde{b})_\alpha = [b_\alpha^-, b_\alpha^+] \quad (4-21)$$

$$(\tilde{R} - \tilde{S})_\alpha = (\tilde{R})_\alpha - (\tilde{S})_\alpha = [R_\alpha^- - S_\alpha^+, R_\alpha^+ - S_\alpha^-] \quad (4-22)$$

式中  $R_\alpha^-$ 、 $R_\alpha^+$ 、 $S_\alpha^-$  和  $S_\alpha^+$  分别为普通随机变量， $b_\alpha^-$ 、 $b_\alpha^+$  为普通实数。这样式(4-14)可等价地表示为：

$$(\tilde{Z})_\alpha = (\tilde{R} - \tilde{S})_\alpha = (\tilde{b})_\alpha \quad (4-23)$$

$$\text{即 } Z_\alpha^- = R_\alpha^- - S_\alpha^+ = b_\alpha^- \quad (4-24a)$$

$$Z_\alpha^+ = R_\alpha^+ - S_\alpha^- = b_\alpha^+ \quad (4-24b)$$

显然式(4-24)为经典的  $\alpha$ -约束水平极限状态方程。由式(4-24a)，在一般情况下，设结构的抗力  $R_\alpha^-$  和荷载效应  $S_\alpha^+$  的概率密度函数分别为  $f_{R_\alpha^-}(r)$  和  $f_{S_\alpha^+}(s)$ ，其中  $r$  和  $s$  分别为  $R_\alpha^-$  和  $S_\alpha^+$  的基本变量，显然它们是同量纲的量。

荷载效应  $S_{\alpha}^{+}$  落在区间  $ds$  的概率为  $f_{S_{\alpha}^{+}}(s)ds$ ，抗力  $R_{\alpha}^{-} > S_{\alpha}^{+} + b_{\alpha}^{-}$  的概率为  $\int_{S_{\alpha}^{+} + b_{\alpha}^{-}}^{\infty} f_{R_{\alpha}^{-}}(r)dr$ 。可以认为  $R_{\alpha}^{-}$  和  $S_{\alpha}^{+}$  是两个互相独立的随机变量。这时，上述二事件同时发生的概率为二者概率的乘积，即：

$$f_{S_{\alpha}^{+}}(s)ds \times \int_{S_{\alpha}^{+} + b_{\alpha}^{-}}^{\infty} f_{R_{\alpha}^{-}}(r)dr \quad (4-25)$$

由于在  $s$  由  $-\infty$  到  $+\infty$  的全域内上式均能成立，所以由式(4-25)得出在  $\alpha$ -约束水平条件下单失效模式结构的可靠度为：

$$P_{r\alpha}^{-} = P(R_{\alpha}^{-} > S_{\alpha}^{+} + b_{\alpha}^{-}) = \int_{-\infty}^{\infty} f_{S_{\alpha}^{+}}(s)ds \left[ \int_{S_{\alpha}^{+} + b_{\alpha}^{-}}^{\infty} f_{R_{\alpha}^{-}}(r)dr \right] \quad (4-26)$$

显然， $\alpha$ -约束水平失效概率为：

$$P_{f\alpha}^{-} = 1 - P_{r\alpha}^{-} \quad (4-27)$$

若  $R_{\alpha}^{-}$  和  $S_{\alpha}^{+}$  均可近似地看作正态变量，则功能函数  $Z_{\alpha}^{-}$  为正态变量，此时：

$$f_{Z_{\alpha}^{-}}(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{Z_{\alpha}^{-}}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z - m_{Z_{\alpha}^{-}}}{\sigma_{Z_{\alpha}^{-}}}\right)^2\right] \quad (4-28)$$

式中： $m_{Z_{\alpha}^{-}} = m_{R_{\alpha}^{-}} - m_{S_{\alpha}^{+}}$ ， $\sigma_{Z_{\alpha}^{-}} = \sqrt{\sigma_{R_{\alpha}^{-}}^2 - \sigma_{S_{\alpha}^{+}}^2}$   
 $m_{R_{\alpha}^{-}}$ 、 $m_{S_{\alpha}^{+}}$ 、 $\sigma_{R_{\alpha}^{-}}$  和  $\sigma_{S_{\alpha}^{+}}$  分别为  $R_{\alpha}^{-}$  和  $S_{\alpha}^{+}$  的平均值和标准差。

而  $\alpha$ -约束水平条件下，单失效模式结构的失效概率为：

$$P_{f\alpha}^{-} = P(Z_{\alpha}^{-} < b_{\alpha}^{-}) = \int_{-\infty}^{b_{\alpha}^{-}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{Z_{\alpha}^{-}}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z - m_{Z_{\alpha}^{-}}}{\sigma_{Z_{\alpha}^{-}}}\right)^2\right] dz \quad (4-29)$$

现在把  $Z_{\alpha}^{-}$  的正态分布  $N(m_{Z_{\alpha}^{-}}, \sigma_{Z_{\alpha}^{-}})$  转变为标准正态分布  $N(0,1)$ ，即采取变换：

$$x = \frac{1}{\sigma_{Z_{\alpha}^{-}}} (z - m_{Z_{\alpha}^{-}}) \quad (4-30)$$

$$\text{则：} P_{f\alpha}^{-} = P(X < -\beta_{\alpha}^{-}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\beta_{\alpha}^{-}} e^{-\frac{x^2}{2}} dx = \Phi(-\beta_{\alpha}^{-}) \quad (4-31)$$

$$\text{式中：} \beta_{\alpha}^{-} = \frac{m_{Z_{\alpha}^{-}} - b_{\alpha}^{-}}{\sigma_{Z_{\alpha}^{-}}} = \frac{m_{R_{\alpha}^{-}} - m_{S_{\alpha}^{+}} - b_{\alpha}^{-}}{\sqrt{\sigma_{R_{\alpha}^{-}}^2 - \sigma_{S_{\alpha}^{+}}^2}} \quad (4-32)$$

称为  $\alpha$ -约束水平可靠指标。

$$\text{显然，} P_{r\alpha}^{-} = 1 - P_{f\alpha}^{-} = 1 - \Phi(-\beta_{\alpha}^{-}) = \Phi(\beta_{\alpha}^{-}) \quad (4-33)$$

式中， $\Phi(\bullet)$  为标准化正态分布函数。

同理，对式(4-24b)采用以上分析步骤得  $\alpha$ -约束水平失效概率、可靠指标及可靠度分别为：

$$P_{f\alpha}^{+} = \Phi(-\beta_{\alpha}^{+}) \quad (4-34)$$

$$\beta_{\alpha}^{+} = \frac{m_{z_{\alpha}^{+}} - b_{\alpha}^{+}}{\sigma_{z_{\alpha}^{+}}} = \frac{m_{R_{\alpha}^{+}} - m_{S_{\alpha}^{-}} - b_{\alpha}^{+}}{\sqrt{\sigma_{R_{\alpha}^{+}}^2 + \sigma_{S_{\alpha}^{-}}^2}} \quad (4-35)$$

$$P_{r\alpha}^{+} = 1 - P_{f\alpha}^{+} = 1 - \Phi(-\beta_{\alpha}^{+}) = \Phi(\beta_{\alpha}^{+}) \quad (4-36)$$

由以上分析可求得在  $\alpha$ -约束水平条件下单失效模式结构的可靠指标式(4-32)和(4-35)。

## 2 单失效模式结构的模糊失效概率、模糊可靠指标和模糊可靠度：

通过  $\alpha$ -约束水平条件下的可靠指标式(4-32)和(4-35)可以构成单失效模式结构的模糊可靠指标  $\tilde{\beta}$  及相应的模糊失效概率、模糊可靠度。

因模糊随机变量  $\tilde{Z}$  的  $\alpha$  截集  $Z_{\alpha}$  为一随机区间且其分布类型不变，为讨论方便，不妨取  $\tilde{Z}$  和  $\tilde{b}$  具有对称形式的隶属函数且  $Z_{\alpha}$  的标准差不变，即  $\sigma_{z_{\alpha}^{-}} = \sigma_{z_{\alpha}^{+}}$ 。

$\forall \alpha \in [0,1]$ ，由式(4-18)、(4-21)、(4-32)和(4-35)可得：

若宽度  $W(Z_{\alpha}) \geq W(b_{\alpha})$ ，则：

(1)  $W(Z_{\alpha}) = Z_{\alpha}^{+} - Z_{\alpha}^{-} \geq W(b_{\alpha}) = b_{\alpha}^{+} - b_{\alpha}^{-} \Rightarrow Z_{\alpha}^{+} - b_{\alpha}^{+} \geq Z_{\alpha}^{-} - b_{\alpha}^{-} \Rightarrow m_{Z_{\alpha}^{+}} - b_{\alpha}^{+} \geq m_{Z_{\alpha}^{-}} - b_{\alpha}^{-} \Rightarrow \beta_{\alpha}^{+} \geq \beta_{\alpha}^{-}$ ，  
所以构成闭区间  $[\beta_{\alpha}^{-}, \beta_{\alpha}^{+}]$ ；

(2) 设  $\alpha_1 < \alpha_2$ ， $\alpha_1, \alpha_2 \in [0,1]$ ，则：

$$W(Z_{\alpha_1}) = Z_{\alpha_1}^{+} - Z_{\alpha_1}^{-} \geq W(b_{\alpha_1}) = b_{\alpha_1}^{+} - b_{\alpha_1}^{-} \Rightarrow Z_{\alpha_1}^{+} - b_{\alpha_1}^{+} \geq Z_{\alpha_1}^{-} - b_{\alpha_1}^{-}$$

$$W(Z_{\alpha_2}) = Z_{\alpha_2}^{+} - Z_{\alpha_2}^{-} \geq W(b_{\alpha_2}) = b_{\alpha_2}^{+} - b_{\alpha_2}^{-} \Rightarrow Z_{\alpha_2}^{+} - b_{\alpha_2}^{+} \geq Z_{\alpha_2}^{-} - b_{\alpha_2}^{-}$$

因为  $(\alpha_2 - \alpha_1)/(Z_{\alpha_2}^{-} - Z_{\alpha_1}^{-}) \leq (\alpha_2 - \alpha_1)/(b_{\alpha_2}^{-} - b_{\alpha_1}^{-})$ ，所以  $Z_{\alpha_1}^{-} - b_{\alpha_1}^{-} \leq Z_{\alpha_2}^{-} - b_{\alpha_2}^{-}$ ；

因为  $(\alpha_2 - \alpha_1)/(Z_{\alpha_1}^{+} - Z_{\alpha_2}^{+}) \leq (\alpha_2 - \alpha_1)/(b_{\alpha_1}^{+} - b_{\alpha_2}^{+})$ ，所以  $Z_{\alpha_2}^{+} - b_{\alpha_2}^{+} \leq Z_{\alpha_1}^{+} - b_{\alpha_1}^{+}$ ；

因此， $Z_{\alpha_1}^{-} - b_{\alpha_1}^{-} \leq Z_{\alpha_2}^{-} - b_{\alpha_2}^{-} \leq Z_{\alpha_2}^{+} - b_{\alpha_2}^{+} \leq Z_{\alpha_1}^{+} - b_{\alpha_1}^{+} \Rightarrow m_{Z_{\alpha_1}^{-}} - b_{\alpha_1}^{-} \leq m_{Z_{\alpha_2}^{-}} - b_{\alpha_2}^{-} \leq m_{Z_{\alpha_2}^{+}} - b_{\alpha_2}^{+} \leq m_{Z_{\alpha_1}^{+}} - b_{\alpha_1}^{+}$   
 $\Rightarrow \beta_{\alpha_1}^{-} \leq \beta_{\alpha_2}^{-} \leq \beta_{\alpha_2}^{+} \leq \beta_{\alpha_1}^{+} \Rightarrow [\beta_{\alpha_2}^{-}, \beta_{\alpha_2}^{+}] \subset [\beta_{\alpha_1}^{-}, \beta_{\alpha_1}^{+}]$ ，所以构成集合套。

根据模糊集的表现定理和区间数的运算法则，有：

$$\tilde{\beta} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha[\beta_{\alpha}^{-}, \beta_{\alpha}^{+}] \quad (4-37a)$$

$$\text{同理，当宽度 } W(Z_{\alpha}) < W(b_{\alpha}) \text{ 时： } \tilde{\beta} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha[\beta_{\alpha}^{+}, \beta_{\alpha}^{-}] \quad (4-37b)$$

这样，由  $\alpha$ -约束水平可靠指标式(4-32)和(4-35)构成一有界闭模糊数，称为模糊可靠指标。

由于标准化正态分布函数  $\Phi(\bullet)$  是单调增函数，故由式(4-31)和(4-34)构成结构模糊随机失效概率为：

$$\tilde{P}_f = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha[P_{f\alpha}^{+}, P_{f\alpha}^{-}] \quad (4-38)$$

由式(4-33)和(4-36)构成的模糊随机可靠度为：

$$\tilde{P}_r = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [P_{r\alpha}^+, P_{r\alpha}^-] \quad (4-39)$$

显然， $\tilde{P}_r = 1 - \tilde{P}_f$ ， $\tilde{P}_f = 1 - \tilde{P}_r$ 。正是考虑了结构极限状态的模糊性，与它对应的可靠指标、失效概率和可靠度均为模糊数。

#### 4.2.5 计算模糊可靠指标的验算点法

在 $\alpha$ -约束水平条件下，计算结构的可靠度、失效概率及可靠指标需要考虑基本变量的概率分布密度函数，当基本变量非独立时，求解联合分布密度函数的多重积分计算显然是非常复杂的。故按照我国规范采用的“验算点法”讨论 $\alpha$ -约束水平可靠指标的实用计算问题，进而得出模糊可靠指标、模糊可靠度及模糊失效概率。

首先讨论式(4-24a)，作标准化变换，即令： $\hat{R}_\alpha^- = \frac{R_\alpha^- - m_{R_\alpha^-}}{\sigma_{R_\alpha^-}}$ 和 $\hat{S}_\alpha^+ = \frac{S_\alpha^+ - m_{S_\alpha^+}}{\sigma_{S_\alpha^+}}$ ，则该极限状态方程可改写为：

$$\hat{R}_\alpha^- \sigma_{R_\alpha^-} - \hat{S}_\alpha^+ \sigma_{S_\alpha^+} + m_{R_\alpha^-} - m_{S_\alpha^+} - b_\alpha^- = 0 \quad (4-40a)$$

$$\text{或者：} \hat{S}_\alpha^+ \cos \theta_{S_\alpha^+} + \hat{R}_\alpha^- \cos \theta_{R_\alpha^-} - \beta_\alpha^- = 0 \quad (4-40b)$$

$$\text{式中：} \cos \theta_{S_\alpha^+} = \frac{\sigma_{S_\alpha^+}}{\sqrt{\sigma_{R_\alpha^-}^2 + \sigma_{S_\alpha^+}^2}} \quad (4-41a)$$

$$\cos \theta_{R_\alpha^-} = \frac{-\sigma_{R_\alpha^-}}{\sqrt{\sigma_{R_\alpha^-}^2 + \sigma_{S_\alpha^+}^2}} \quad (4-41b)$$

与经典的可靠度理论类似， $\alpha$ -约束水平可靠指标 $\beta_\alpha^-$ 是原点至 $\alpha$ -约束水平极限状态直线或曲面的最短距离。直线垂足 $P_\alpha^*$ 称为 $\alpha$ -约束水平设计验算点，其坐标为：

$$\hat{S}_\alpha^{+*} = m_{S_\alpha^+} + \sigma_{S_\alpha^+} \beta_\alpha^- \cos \theta_{S_\alpha^+} \quad (4-42a)$$

$$\hat{R}_\alpha^{-*} = m_{R_\alpha^-} + \sigma_{R_\alpha^-} \beta_\alpha^- \cos \theta_{R_\alpha^-} \quad (4-42b)$$

因 $P_\alpha^*$ 点在 $\alpha$ -约束水平极限状态直线或曲面上，故有：

$$R_\alpha^{-*} - S_\alpha^{+*} = b_\alpha^- \quad (4-43)$$

这样，如果已知 $m_{R_\alpha^-}$ 、 $m_{S_\alpha^+}$ 、 $\sigma_{R_\alpha^-}$ 和 $\sigma_{S_\alpha^+}$ ，由式(4-41)~(4-43)通过迭代方法可求得 $\alpha$ -约束水平可靠指标 $\beta_\alpha^-$ 及验算点的设计值 $R_\alpha^{-*}$ 、 $S_\alpha^{+*}$ ，从而确定出相应的 $\alpha$ -约束水平失效概率及可靠度。若给定 $\alpha$ -约束水平的设计可靠指标 $\beta_\alpha^-$ ，并已知 $m_{S_\alpha^+}$ 、 $\sigma_{R_\alpha^-}$ 和 $\sigma_{S_\alpha^+}$ ，则可求出 $m_{R_\alpha^-}$ 进行 $\alpha$ -约束水平截面设计。

对式(4-44b)采用以上分析步骤可得：

$$\cos \theta_{S_{\alpha}^{-}} = \frac{\sigma_{S_{\alpha}^{-}}}{\sqrt{\sigma_{R_{\alpha}^{+}}^2 + \sigma_{S_{\alpha}^{-}}^2}} \quad (4-44a)$$

$$\cos \theta_{R_{\alpha}^{+}} = \frac{-\sigma_{R_{\alpha}^{+}}}{\sqrt{\sigma_{R_{\alpha}^{+}}^2 + \sigma_{S_{\alpha}^{-}}^2}} \quad (4-44b)$$

$$\hat{S}_{\alpha}^{-*} = m_{S_{\alpha}^{-}} + \sigma_{S_{\alpha}^{-}} \beta_{\alpha}^{+} \cos \theta_{S_{\alpha}^{-}} \quad (4-45a)$$

$$\hat{R}_{\alpha}^{+*} = m_{R_{\alpha}^{+}} + \sigma_{R_{\alpha}^{+}} \beta_{\alpha}^{+} \cos \theta_{R_{\alpha}^{+}} \quad (4-45b)$$

$$R_{\alpha}^{+*} - S_{\alpha}^{-*} = b_{\alpha}^{+} \quad (4-46)$$

式中,  $m_{R_{\alpha}^{+}}$ 、 $m_{S_{\alpha}^{-}}$ 、 $\sigma_{R_{\alpha}^{+}}$ 和 $\sigma_{S_{\alpha}^{-}}$ 分别为 $R_{\alpha}^{+}$ 、 $S_{\alpha}^{-}$ 的平均值和标准差。同理, 由式(4-44)~(4-46)通过迭代方法可求得 $\alpha$ -约束水平可靠指标 $\beta_{\alpha}^{+}$ 及验算点的设计值 $R_{\alpha}^{+*}$ 、 $S_{\alpha}^{-*}$ , 从而确定出相应的 $\alpha$ -约束水平失效概率及可靠度。

由以上迭代法求得的 $\beta_{\alpha}^{-}$ 、 $\beta_{\alpha}^{+}$ , 代入式(4-37)可得结构的模糊可靠指标 $\tilde{\beta}$ , 进而由式(4-38)可求出模糊失效概率 $\tilde{P}_f$ , 由式(4-39)求出模糊可靠度 $\tilde{P}_r$ 。

## 4.3 深基坑土钉支护稳定性的计算方法与破坏模式

### 4.3.1 深基坑土钉支护稳定性的计算方法

土钉支护稳定性分析计算方法的现状详见 1.3.2 节, 还没有一个统一的计算方法。虽然这些分析方法有不同的安全系数定义, 不同的破裂面形状假定, 不同的土-钉相互作用类型和土钉内力分布假定, 但都是针对在外荷载作用下结构存在变形的条件下进行的, 可以分为平衡法、能量法、动力法三大类, 由于深基坑支护系统中影响因素太多, 能量法相当复杂, 动力法属于结构动力稳定问题, 本文仅采用最常用的平衡法。

平衡法, 又称极限平衡法或静力平衡法, 是求解结构稳定极限荷载的最基本的方法。平衡法是根据已产生了微小变形后结构的受力条件建立平衡方程而后求解的, 如果得到的符合平衡方程的解有不止一个, 那么其中具有最小值的一个才是该结构的分岔屈曲荷载。一般情况下, 采用平衡法即可获得满足要求的精确解。

### 4.3.2 深基坑土钉支护的破坏模式

#### 1、岩土边坡的破坏模式



在深基坑的稳定性分析中,最核心的问题是确定滑移面的形状、位置,形状和位置不同,计算出的稳定程度自然是不同的,而滑移面的确定前提,就是破坏模式的选定,如果破坏模式选取不当,再精确的设计、再先进的施工工艺也难达到预期目的。破坏模式是稳定性分析的前提,它对方案设计、施工和工程的成败具有根本决定性的意义。

对深基坑、高边坡破坏模式的研究是从简单破坏模式开始的。1916年,Petterson 等人提出了均质软粘土中的圆弧破坏模式<sup>[75]</sup>,1953年,Toms 和 Fukuoka 分别提出土坡的复旋滑和粘土的连续单滑破坏模式<sup>[76,77]</sup>。1977年,英国岩石力学家 E.Hoek 经过详细的研究,在前人工作的基础上,归纳出岩体边坡的破坏模式,主要有4种:圆弧破坏模式、平面破坏模式、楔形破坏模式和倾倒破坏模式<sup>[78]</sup>。实际上,这些破坏模式的应用范围不仅包括了岩石,也包括一部分土介质,如圆弧破坏模式。这一结果此后被各种文献广泛引用,在国际上产生了很大影响。1992年,中国科学院罗国煜等提出了火成岩地区边坡变形破坏的15种破坏模式<sup>[79]</sup>。不仅对已有的某些破坏模式作了进一步的细分,例如对圆弧破坏模式细分为5种类型,对楔形破坏细分为4种类型,对崩塌破坏模式细分为3种类型,而且又增加了岩体松动破坏模式,发展和促进了破坏模式的研究。

国内外对深基坑、高边坡破坏模式的研究由简单破坏模式进一步发展到了复杂破坏模式,即由两种或两种以上简单破坏模式构成的组合破坏模式。1952年,Zaruba.Q 归纳出了岩石转动滑坡和倒塌组合破坏模式<sup>[80]</sup>。1980年,杜永康等对倾倒-滑动,滑动-倾倒、滑动-倾倒-滑动等组合破坏模式作了深入研究<sup>[81]</sup>。1994年总参工程兵科研三所结合广州06518工程18米深基坑大滑坡的工程处理,提出了圆弧-平面组合破坏模式<sup>[15]</sup>。

## 2、深基坑土钉支护的破坏模式

深基坑边坡最危险滑裂面的确定,是深基坑土钉支护稳定性分析的关键。在工程实际中,土钉支护的滑裂面形状和位置是不确定的,滑裂面的形状和位置与开挖面的几何形状、土层性状、土钉长度、水平间距、垂直间距、倾斜角度等因素有关。滑动面的形状可以是圆弧形、双直线形、对数螺旋线形等。王安保等假定土钉支护潜在破裂面为圆弧形,利用复合形法和对滑面几何控制参数采用分步黄金分割法寻找最危险滑裂面圆弧,并由此计算与之对应的最小安全系数值<sup>[12]</sup>。罗晓辉等采用 *Sarma* 法分析土钉支护内部稳定性,潜在滑裂面可以是任意形状,并借助优化理论确定最危险滑裂面的位置<sup>[66]</sup>。陈昌富等运用可靠性方法对土钉支护的深基坑内部稳定性和外部稳定性进行了研究,分别采用了双折线和圆弧形潜在危险滑裂面<sup>[67, 68]</sup>。

虽然关于深基坑的破坏模式已经进行了大量的研究,但对于土钉支护的破坏

模式，目前并没有公认的模式。结合土钉支护稳定性分析的计算方法和土钉支护的工作特性，在此阐述本人的基本认识和观点。

体内破坏模式方面，中华人民共和国国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89)推荐了土坡折线破坏模式，但在深基坑工程的有关书籍和实际应用中，简单实用且易被掌握的是圆弧形破坏面<sup>[1]</sup>。体外破坏模式方面，主要是整体稳定性分析，结合许多失稳基坑的现场观察，其结果为绕墙破坏。进行体外破坏分析时应考虑抗滑移、抗倾覆及抗隆起三方面的稳定验算。

在本文中，为简化起见，内部稳定性分析假定潜在滑移面为圆弧形滑动面，在瑞典条分法的基础上，考虑土钉的拉力作用，通过试算找出最危险滑移面，以进行模糊可靠性分析。外部稳定性分析仍按定值的安全系数法进行。

## 4.4 深基坑土钉支护稳定性的模糊可靠度分析

### 4.4.1 土钉支护内部稳定性的模糊可靠度分析

鉴于影响深基坑土钉支护稳定性的因素众多，某些随机的影响因素还不太了解，难以用统计方法定量地描述，更难确定其准确的概率分布，即使确定了也相当复杂难以解出，一次二阶矩模型是为针对随机变量的分布尚不清楚而采用的简化数学模型，它将抗力系数、荷载效应等随机变量按假定的概率分布、并以其均值和标准差作为统计参数对计算表达式进行线性化处理。故采用 4.2.5 计算模糊可靠指标的验算点法来进行实际计算，求出模糊可靠指标、模糊可靠度及模糊失效概率。

内部稳定性即假定滑裂面穿过部分或全部土钉，在进行稳定性验算时，须考虑部分或全部土钉对稳定性的影响。这种情况多发生于施工过程中，当基坑开挖至某一深度，刚开挖形成的临空面还没来得及安设土钉及面层所导致。

土钉支护基坑边坡稳定性的模糊随机功能函数可表示为：

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} \quad (4-47)$$

式中： $\tilde{R}$  为最危险滑动面上的抗滑力，包括土体提供的和土钉提供的两部分； $\tilde{S}$  为最危险滑动面上的下滑力。相应的模糊随机极限状态方程为：

$$\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{b} \quad (4-48)$$

模糊随机极限状态值  $\tilde{b}$  为三角模糊数， $\tilde{b} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha[0.1(\alpha-1), 0.1(1-\alpha)]$ 。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、剪应力和弯矩作用，土钉也是在这种复合作用下破坏的。为合理地确定土钉所承受的拉应力、剪应力和弯矩的大小，就需要知道土体的变形，土钉的弯曲刚度，土钉周围土体的侧向刚度等，由第三章机理分析可知，仅考虑抗拉作用虽然有点保守却是很方便、简

化的、实用的设计方法。在瑞典条分法的基础上，考虑土钉的拉力作用，我们假定圆弧形滑动面，按照摩尔-库仑强度准则，取单位长度坡体进行分析，如图 4-2 所示。

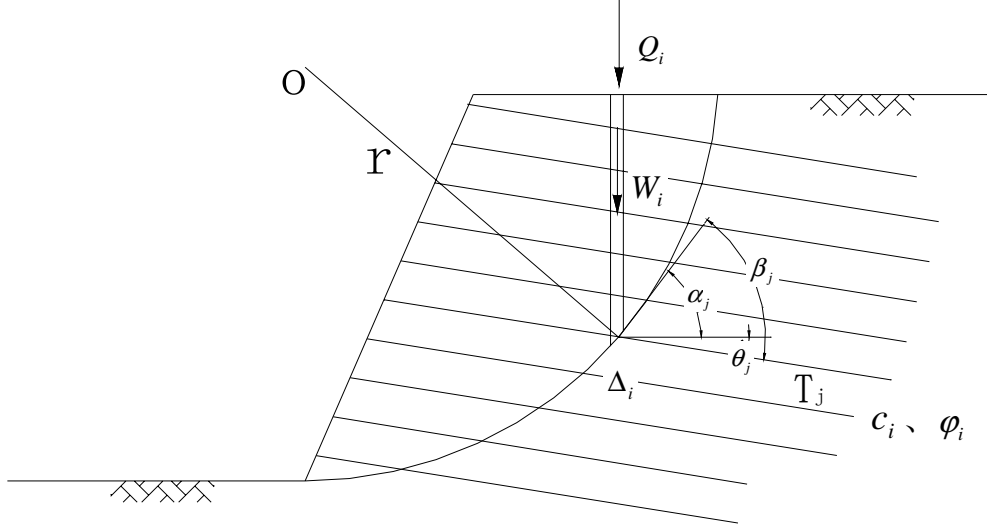


图 4-2 土钉支护基坑边坡极限平衡受力分析

破坏面上抵抗滑动的抗剪能力由土体抗剪强度及土钉提供，计算破坏面上的抗滑力和下滑力，推导出了  $\tilde{R}$  和  $\tilde{S}$  的计算公式：

$$\begin{aligned} \tilde{R} &= \sum \left\{ c_i (\Delta_i / \cos \alpha_i) + [(W_i + Q_i) \cos \alpha_i + (T_j / S_h) \sin \beta_j] \tan \varphi_i + (T_j / S_h) \cos \beta_j \right\} \\ &= \sum_{i=1}^n [c_i (\Delta_i / \cos \alpha_i) + (W_i + Q_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_i] + \sum_{j=1}^m (T_j / S_h) (\sin \beta_j \tan \varphi_j + \cos \beta_j) \end{aligned} \quad (4-49)$$

$$\tilde{S} = \sum_{i=1}^n (W_i + Q_i) \sin \alpha_i \quad (4-50)$$

式中： $n$ 、 $m$  为滑动土体分条数及土钉层数；

$W_i$  为条块  $i$  的自重， $W_i = \gamma_i S_i$  ( $\gamma_i$  为条块  $i$  的容重， $S_i$  为条块  $i$  的面积)；

$Q_i$  为条块  $i$  承受的地面超载；

$c_i$ 、 $\varphi_i$  为条块  $i$  土的内聚力及内摩擦角；

$\alpha_i$ 、 $\Delta_i$  为条块  $i$  底边的切向倾角及土条宽度；

$S_h$  为土钉水平间距；

$\beta_j$  为土钉与切向的夹角， $\beta_j = \alpha_j + \theta_j$ ， $\theta_j$  为土钉与水平面的夹角；

$T_j$  为滑动面上土钉的抗拉能力，取决于土钉的强度、土钉从滑动面一侧稳定土体中拔出的能力和从另一侧失稳土体中拔出的能力三者中的最小值，大量失稳事故表明，一般可取土钉从钉土界面拔出的条件，即

$T_j = \pi D_j L_{jk} \tau_j$ ， $D_j$  为土钉钉孔直径， $L_{jk}$  为土钉伸入稳定土体内的长度， $\tau_j$  为钉土界面粘结强度。

将 (4-49) 和 (4-50) 式代入 (4-48) 式, 可得深基坑土钉支护的模糊随机极限状态方程:

$$\begin{aligned} \tilde{Z} = & \sum_{i=1}^n [c_i (\Delta_i / \cos \alpha_i) + (\gamma_i S_i + Q_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_i] + \\ & \sum_{j=1}^m (\pi D_j L_{jk} \tau_j / S_h) [\sin(\alpha_j + \theta_j) \tan \varphi_j + \cos(\alpha_j + \theta_j)] - \\ & \sum_{i=1}^n (\gamma_i S_i + Q_i) \sin \alpha_i - \tilde{b} = 0 \end{aligned} \quad (4-51)$$

式中, 第一项为土体提供的抗滑力, 第二项为土钉提供的抗滑力。

由于实际工程中土性比较复杂, 影响因素多, 岩土的各种参数是空间的函数, 因此土体特性参数变异性比较大, 变异系数一般在 0.1~0.35, 有的可超过 0.4。内外许多学者进行了大量统计研究工作, 对土体的主要物理力学性质指标 ( $c, \varphi, \gamma$ ) 的统计特征进行了分析, 结果表明<sup>[82]</sup>: 土的  $\varphi, \gamma$  分布接近于正态分布, 而  $c$  接近于正态分布或对数正态分布;  $\gamma$  的变异系数一般为 0.02~0.10,  $\varphi$  的变异系数一般为 0.05~0.20,  $c$  的变异系数一般为 0.10~0.40, 显然土的物理指标比力学指标的变异系数要小。上述的统计特征只是对同种土质而言的, 在实际工程中, 则往往是多种土质混合在一起, 即使分层也难以准确得到其物理力学指标。

土钉参数变异系数的选取: 土钉参数包括钉孔直径  $D$ 、土钉倾角  $\theta$ 、土钉长度  $l$ 、土钉间距  $S_v, S_h$ 、界面粘结强度  $\tau$  五项。其中最为“保险”的是土钉长度, 一般不会产生变异性, 所以在这里不考虑它的影响。 $D$ 、 $\theta$  和  $S_v, S_h$  的准确性与施工质量有关, 一般变异系数也比较小。根据工程现场的统计, 三者的变异系数大体在 0.00~0.08 之间, 服从均匀分布。界面粘结强度  $\tau$  的变异性是不可忽视的, 它受诸多因素的影响:  $\tau$  是由土钉抗拔试验确定的, 而抗拔试验只是针对边坡上的若干点进行的, 然后取这些测量值的平均值, 这肯定会带来差异性, 且抗拔试验过程也容易产生误差, 如果试验土钉较长, 则试验结果的准确性就会降低; 由于  $\tau$  表明的是土钉与土体之间的粘结性能, 它会受到土体特性的影响, 而且对于注浆土钉来说, 注浆质量以及浆体特性都会有不同程度的差别。由此可以看出,  $\tau$  应有较大的变异性。我们对同种土质土钉支护边坡的抗拔力试验结果进行了分析, 根据求得的  $\tau$  值, 得出其变异系数大体在 0.10~0.25 之间。

将土体的容重  $\gamma$ 、内聚力  $c$ 、内摩擦角  $\varphi$  和土钉与土体界面的粘结强度  $\tau$  分别作为模糊随机变量  $\tilde{\gamma}$ 、 $\tilde{c}$ 、 $\tilde{\varphi}$  和  $\tilde{\tau}$ , 选择设计验算点  $x^*(\gamma^*, c^*, \varphi^*, \tau^*)$  作为线性化点, 由式 (4-41) 可得各方向余弦依次为:

$$\cos \theta_\gamma = \frac{-\frac{\partial Z}{\partial \gamma} \Big|_{x^*} \sigma_\gamma}{\sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial \gamma} \Big|_{x^*} \sigma_\gamma\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial c} \Big|_{x^*} \sigma_c\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \varphi} \Big|_{x^*} \sigma_\varphi\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \tau} \Big|_{x^*} \sigma_\tau\right)^2}} \quad (4-52)$$

$$\cos \theta_c = \frac{-\frac{\partial Z}{\partial c} \Big|_{x^*} \sigma_c}{\sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial \gamma} \Big|_{x^*} \sigma_\gamma\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial c} \Big|_{x^*} \sigma_c\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \varphi} \Big|_{x^*} \sigma_\varphi\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \tau} \Big|_{x^*} \sigma_\tau\right)^2}} \quad (4-53)$$

$$\cos \theta_\varphi = \frac{-\frac{\partial Z}{\partial \varphi} \Big|_{x^*} \sigma_\varphi}{\sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial \gamma} \Big|_{x^*} \sigma_\gamma\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial c} \Big|_{x^*} \sigma_c\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \varphi} \Big|_{x^*} \sigma_\varphi\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \tau} \Big|_{x^*} \sigma_\tau\right)^2}} \quad (4-54)$$

$$\cos \theta_\tau = \frac{-\frac{\partial Z}{\partial \tau} \Big|_{x^*} \sigma_\tau}{\sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial \gamma} \Big|_{x^*} \sigma_\gamma\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial c} \Big|_{x^*} \sigma_c\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \varphi} \Big|_{x^*} \sigma_\varphi\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial \tau} \Big|_{x^*} \sigma_\tau\right)^2}} \quad (4-55)$$

将模糊极限状态方程式 (4-51) 对各模糊随机变量求偏导数:

$$\frac{\partial Z}{\partial \gamma} \Big|_{x^*} = \sum_{i=1}^n (S_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i^* - S_i \sin \alpha_i) \quad (4-56)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial c} \Big|_{x^*} = \sum_{i=1}^n (\Delta_i / \cos \alpha_i), \quad (4-57)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial \varphi} \Big|_{x^*} = \sec^2 \varphi_j^* \left[ \sum_{i=1}^n (\gamma_i^* S_i + Q_i) \cos \alpha_i + \sum_{j=1}^m (\pi D_j L_{jk} \tau_j^* / S_h) \sin(\alpha_j + \theta_j) \right] \quad (4-58)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial \tau} \Big|_{x^*} = \sum_{j=1}^m (\pi D_j L_{jk} / S_h) [\sin(\alpha_j + \theta_j) \tan \varphi_j^* + \cos(\alpha_j + \theta_j)] \quad (4-59)$$

将式 (4-56) ~ (4-59) 代入式 (4-52) ~ (4-55), 只要给出变量的验算点初始值便可求出各方向余弦。

因验算点在极限状态方程上, 所以有:

$$\begin{aligned} \tilde{Z} \approx & \sum_{i=1}^n [c_i^* (\Delta_i / \cos \alpha_i) + (\gamma_i^* S_i + Q_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_i^*] + \\ & \sum_{j=1}^m (\pi D_j L_{jk} \tau_j^* / S_h) [\sin(\alpha_j + \theta_j) \tan \varphi_j^* + \cos(\alpha_j + \theta_j)] - \\ & \sum_{i=1}^n (\gamma_i^* S_i + Q_i) \sin \alpha_i - \tilde{b} = 0 \end{aligned} \quad (4-60)$$

验算点  $x^* (\gamma^*, c^*, \varphi^*, \tau^*)$  坐标为:

$$\gamma^* = \mu_\gamma + \beta \sigma_\gamma \cos \theta_\gamma \quad (4-61)$$

$$c^* = \mu_c + \beta \sigma_c \cos \theta_c \quad (4-62)$$

$$\varphi^* = \mu_\varphi + \beta \sigma_\varphi \cos \theta_\varphi \quad (4-63)$$

$$\tau^* = \mu_\tau + \beta \sigma_\tau \cos \theta_\tau \quad (4-64)$$

由式 (4-60) 求可靠指标  $\beta$  时, 需要知道各方向余弦的值, 而方向余弦的值

又与验算点有关，求解验算点的方程中又含有  $\beta$  项，因此需要取初始验算点用迭代法来求解  $\beta$ ，在这里初始验算点取各变量的均值： $\gamma^* = \mu_\gamma$ 、 $c^* = \mu_c$ 、 $\varphi^* = \mu_\varphi$  和  $\tau^* = \mu_\tau$ 。

采用上述验算点法来进行实际计算，模糊随机变量服从模糊正态分布：  
$$\tilde{\gamma} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [\mu_\gamma + \sigma_{\gamma_\alpha^-} (\alpha - 1), \mu_\gamma + \sigma_{\gamma_\alpha^+} (1 - \alpha)], \quad \tilde{c} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [\mu_c + \sigma_{c_\alpha^-} (\alpha - 1), \mu_c + \sigma_{c_\alpha^+} (1 - \alpha)],$$
$$\tilde{\varphi} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [\mu_\varphi + \sigma_{\varphi_\alpha^-} (\alpha - 1), \mu_\varphi + \sigma_{\varphi_\alpha^+} (1 - \alpha)], \quad \tilde{\tau} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [\mu_\tau + \sigma_{\tau_\alpha^-} (\alpha - 1), \mu_\tau + \sigma_{\tau_\alpha^+} (1 - \alpha)],$$
可以求出模糊可靠指标、模糊可靠度及模糊失效概率。

4. 4. 2 外部稳定性分析

研究和实践表明，土钉支护的内部稳定性随着土钉密度的增大而变好，且滑动面的深度随着土钉的密度的增大而加大，当土钉密度达到某一较大值时，滑动面已经落到土钉以外的区域，再增大土钉密度对稳定性贡献不大，此时需要进行外部稳定性验算。对此，有关学者提出以临界密度来进行描述，当土钉密度达到临界密度时，土钉支护成为土钉墙，由面层、土钉、注浆及土体构成的边坡结合成为一个整体，类似于重力式挡墙承受墙后的水土压力，挡墙可能发生沿基坑底面滑动或绕墙体趾而翻转，滑动面移到土钉之外而成为外部稳定性问题。因此时土钉支护类似于重力式挡土墙，故可用重力式挡土墙的稳定分析方法分析土钉墙的外部稳定性。

按照国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)依次进行外部稳定性的抗滑动稳定性验算、抗倾覆稳定性验算，抗滑动安全系数不小于 1.3，抗倾覆安全系数不小于 1.2。土钉外部稳定可靠性优化分析表明：土钉深层土体抗滑稳定性比抗倾覆和墙趾抗滑动稳定性差。这是因为土钉墙较厚、基底面较宽，可提供较大的抗滑力和抗倾覆力矩。因此，一般情况下土钉墙深层土体抗滑稳定若能满足，则墙趾抗滑动稳定和墙体抗倾覆稳定均可满足要求。

4. 4. 3 工程实例

1、港中旅花园深基坑二区 B5~B6 段边坡：

B5~B6 段边坡各土层参数如表 4-2 所示：

表 4-2 港中旅花园深基坑二区 B5 ~ B6 段边坡土层参数

| 序号 | 土类型 | 土层厚   | 容重                   | 粘聚力   | 内摩擦角 | 钉土摩阻力 |
|----|-----|-------|----------------------|-------|------|-------|
|    |     | (m)   | (kN/m <sup>3</sup> ) | (kPa) | (°)  | (kPa) |
| 1  | 素填土 | 10.00 | 19.0                 | 12.0  | 12.0 | 60.0  |
| 2  | 粘性土 | 0.000 | 19.0                 | 18.0  | 18.0 | 100.0 |
| 3  | 砾砂  | 3.000 | 20.0                 | 0.0   | 30.0 | 135.0 |
| 4  | 粘性土 | 3.500 | 20.0                 | 25.0  | 20.0 | 100.0 |

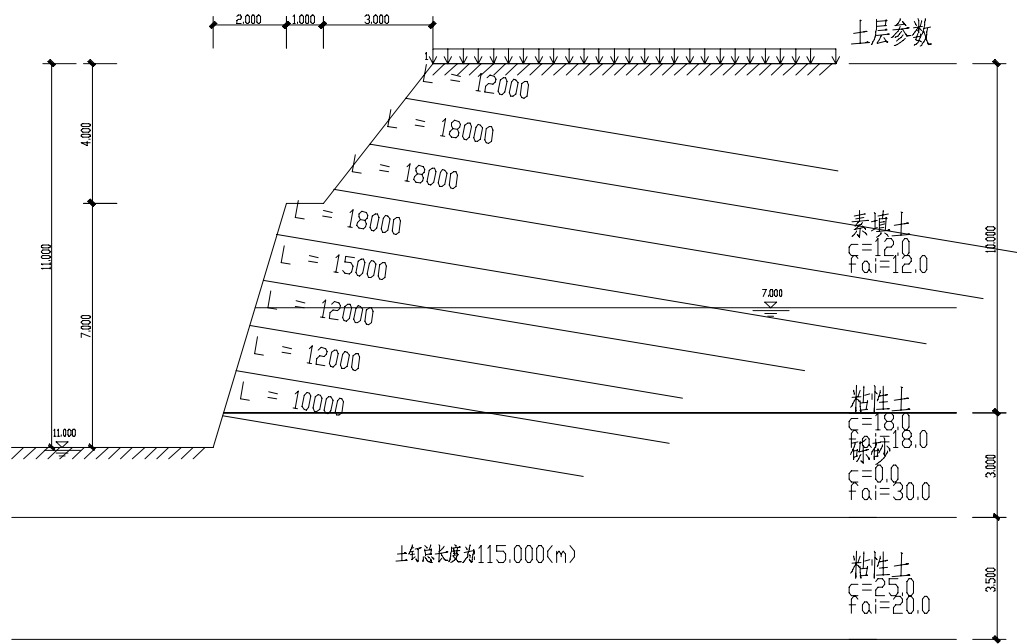


图4-3 二区B5~B6段边坡土钉支护

该段基坑边坡支护的情况如图4-3所示。

土钉参数表4-3所示：

表 4-3 港中旅花园深基坑二区 B5 ~ B6 段边坡土钉支护的参数

| 序号 | 水平间距 (m) | 垂直间距 (m) | 入射角度 (° ) | 埋深 (m) | 长度 (m) |
|----|----------|----------|-----------|--------|--------|
| 1  | 1.200    | 1.000    | 10.0      | 1.000  | 12.000 |
| 2  | 1.200    | 1.300    | 10.0      | 2.300  | 18.000 |
| 3  | 1.200    | 1.300    | 10.0      | 3.600  | 18.000 |
| 4  | 1.200    | 1.300    | 10.0      | 4.900  | 18.000 |
| 5  | 1.200    | 1.300    | 10.0      | 6.200  | 15.000 |
| 6  | 1.200    | 1.300    | 10.0      | 7.500  | 12.000 |
| 7  | 1.200    | 1.300    | 10.0      | 8.800  | 12.000 |
| 8  | 1.200    | 1.300    | 10.0      | 10.100 | 10.000 |

根据以上土层参数和土钉参数确定计算参数如下：基坑深 11m，坡顶荷载  $q=10kpa$ ，土体容重均值  $\mu_\gamma=19.39kN/m^3$ ，变异系数  $\delta_\gamma=0.10$ ，土体粘聚力均值  $\mu_c=12.58kPa$ ，变异系数  $\delta_c=0.30$ ，内摩擦角均值  $\mu_\phi=17^\circ$ ，变异系数  $\delta_\phi=0.25$ ，钉土界面粘结强度均值  $\mu_\tau=82kPa$ ，变异系数  $\delta_\tau=0.20$ 。

内部稳定验算结果：

$\forall \alpha \in (0,1]$ ，我们取有限的  $\alpha$ -约束水平值进行迭代求解，得  $\beta_\alpha^-$  和  $\beta_\alpha^+$  值如表 4-4 所示。

表4-4 取不同  $\alpha$ -约束水平值时求得的可靠指标值

| $\alpha$<br>$\beta_\alpha$ | 0.0000 | 0.1000 | 0.3000 | 0.5000 | 0.7000 | 0.9000 | 1.0000 |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\beta_\alpha^-$           | 2.6584 | 2.7633 | 2.9735 | 3.1836 | 3.3941 | 3.6044 | 3.7092 |
| $\beta_\alpha^+$           | 4.7588 | 4.6536 | 4.4438 | 4.2339 | 4.0242 | 3.8141 | 3.7092 |

模糊可靠指标为:

$$\tilde{\beta} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [3.7092 + 1.05(\alpha - 1), 3.7092 + 1.05(1 - \alpha)]$$

由  $\tilde{P}_f = \Phi(-\tilde{\beta})$  可知对应的模糊失效概率为:

$$\tilde{P}_f = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [1.0394 + 1.03(\alpha - 1), 1.0394 + 38.22(1 - \alpha)] \times 10^{-4}$$

易求得模糊可靠度为:

$$\tilde{P}_r = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [0.999896 + 38.22 \times 10^{-4}(\alpha - 1), 0.999896 + 1.03 \times 10^{-4}(1 - \alpha)]$$

外部稳定性计算结果:

抗滑动安全系数: 2.310 > 1.300

抗倾覆安全系数: 2.773 > 1.200

由以上内部和外部稳定性分析: 当约束水平  $\alpha$  取  $0^+$  时,  $\beta_{\alpha^-} = 2.6584$ , 该支护的最大失稳概率为  $3.926 \times 10^{-3}$ , 失稳的概率标准目前尚无明确规定, 一般基于土石坝的失稳事例统计多定为  $10^{-2} - 10^{-3}$  作为判别依据, 因此该段基坑边坡的失稳属于小概率事件, 内部稳定性满足要求, 外部稳定性也不成问题, 故认为其是稳定的。

## 2、港中旅花园深基坑二区B7~B10段边坡:

该段基坑边坡支护的情况如图4-4所示。

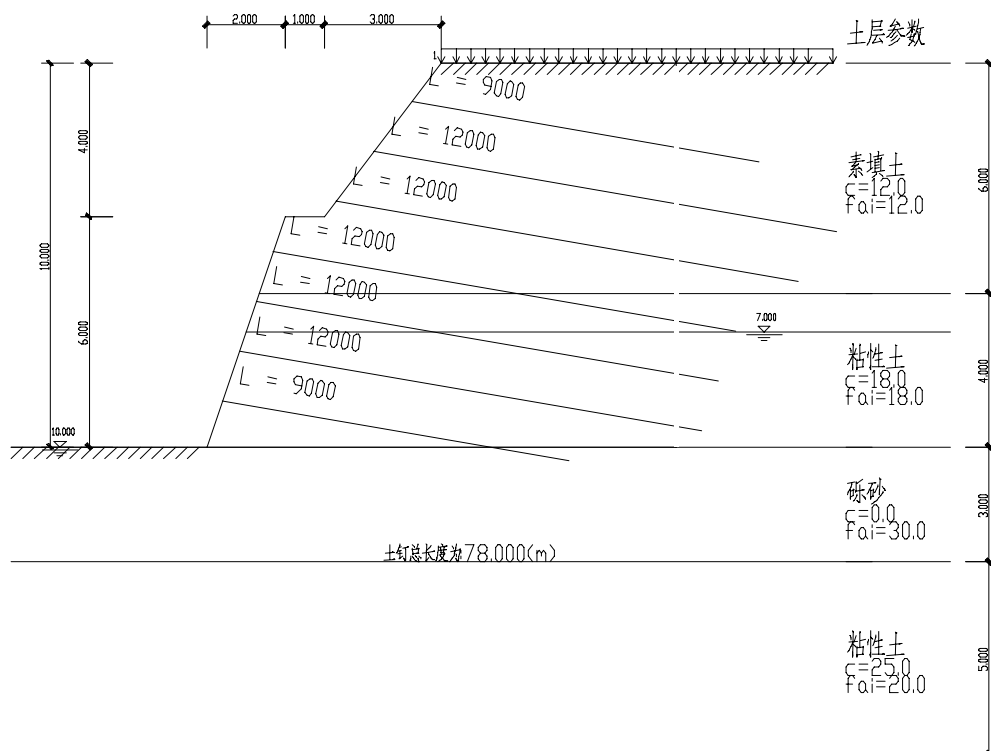


图4-4 二区B7~B10段边坡土钉支护



各土层参数如表4-5所示:

表4-5 港中旅花园深基坑二区B7~B11段边坡土层参数

| 序号 | 土类型 | 土层厚<br>(m) | 容重<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 粘聚力<br>(kPa) | 内摩擦角<br>(°) | 钉土摩阻力<br>(kPa) |
|----|-----|------------|----------------------------|--------------|-------------|----------------|
| 1  | 素填土 | 6.000      | 19.0                       | 12.0         | 12.0        | 60             |
| 2  | 粘性土 | 4.000      | 19.0                       | 18.0         | 18.0        | 100            |
| 3  | 砾砂  | 3.000      | 20.0                       | 0.0          | 30.0        | 135            |
| 4  | 粘性土 | 5.000      | 20.0                       | 25.0         | 20.0        | 100            |

土钉参数表4-6所示:

表4-6 港中旅花园深基坑二区B7~B11段边坡土钉支护的参数

| 序号 | 水平间距(m) | 垂直间距(m) | 入射角度(度) | 埋深(m) | 长度(m)  |
|----|---------|---------|---------|-------|--------|
| 1  | 1.300   | 1.000   | 10.0    | 1.000 | 9.000  |
| 2  | 1.300   | 1.300   | 10.0    | 2.300 | 12.000 |
| 3  | 1.300   | 1.300   | 10.0    | 3.600 | 12.000 |
| 4  | 1.300   | 1.300   | 10.0    | 4.900 | 12.000 |
| 5  | 1.300   | 1.300   | 10.0    | 6.200 | 12.000 |
| 6  | 1.300   | 1.300   | 10.0    | 7.500 | 12.000 |
| 7  | 1.300   | 1.300   | 10.0    | 8.800 | 9.000  |

根据以上土层参数和土钉参数确定计算参数如下: 基坑深10m, 坡顶荷载  $q=10kPa$ , 土体容重均值  $\mu_\gamma=19.44kN/m^3$ , 变异系数  $\delta_\gamma=0.10$ , 土体粘聚力均值  $\mu_c=14.94kPa$ , 变异系数  $\delta_c=0.35$ , 内摩擦角均值  $\mu_\phi=19^\circ$ , 变异系数  $\delta_\phi=0.25$ , 钉土界面粘结强度均值  $\mu_\tau=92.5kPa$ , 变异系数  $\delta_\tau=0.15$ 。

内部稳定验算结果:

$\forall \alpha \in (0,1]$ , 我们取有限的  $\alpha$ -约束水平值进行迭代求解, 得  $\beta_\alpha^-$  和  $\beta_\alpha^+$  值如表4-7所示。

表4-7 取不同  $\alpha$ -约束水平值时求得的可靠指标值

| $\alpha$<br>$\beta_\alpha$ | 0.0000 | 0.1000 | 0.3000 | 0.5000 | 0.7000 | 0.9000 | 1.0000 |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\beta_\alpha^-$           | 1.2651 | 1.3812 | 1.6129 | 1.8448 | 2.0765 | 2.3087 | 2.4248 |
| $\beta_\alpha^+$           | 3.5845 | 3.4684 | 3.2367 | 2.6563 | 2.0769 | 2.3086 | 2.4248 |

模糊可靠指标为:

$$\tilde{\beta} = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [2.4248 + 1.16(\alpha - 1), 2.4248 + 1.16(1 - \alpha)]$$

由  $\tilde{P}_f = \Phi(-\tilde{\beta})$  可知对应的模糊失效概率为:

$$\tilde{P}_f = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [7.6587 + 7.49(\alpha - 1), 7.6587 + 95.22(1 - \alpha)] \times 10^{-3}$$

则其模糊可靠度为:

$$\tilde{P}_r = \bigcup_{\alpha \in (0,1]} \alpha [0.99983 + 95.22 \times 10^{-3}(\alpha - 1), 0.99983 + 7.49 \times 10^{-3}(1 - \alpha)]$$

外部稳定计算结果:

抗滑动安全系数: 1.948 > 1.300

抗倾覆安全系数: 2.252 > 1.200

由以上内部和外部稳定性分析: 当约束水平 $\alpha$ 取0+时,  $\beta_{\alpha}^{-}=1.2651$ , 该段支护的最大失稳概率为 $1.029 \times 10^{-1}=10.29\%$ , 因此该段基坑边坡的内部失稳属于大概率事件, 外部稳定性虽然不成问题, 但内部可能失稳, 故判定其为不稳定的。在施工过程中, 该段基坑边坡的确出现了较大的变形, 有失稳的发展趋势<sup>[59]</sup>。

## 4.5 本章小结

针对土钉支护稳定性分析传统安全系数方法存在的问题, 考虑土性参数空间分布、荷载效应等的随机性和安全准则等的模糊性, 将深基坑土钉支护稳定性这一事件看作“模糊随机事件”, 选用圆弧形潜在滑移面, 在条分法基础上, 首次运用模糊随机可靠度理论对深基坑土钉支护的内部稳定性进行了分析, 并建立了其模糊随机极限状态方程。

与结构可靠度计算广泛接受且应用的JC法相对应, 基于建立的模糊随机极限状态方程, 将土体的容重 $\gamma$ 、内聚力 $c$ 、内摩擦角 $\varphi$ 和土钉与土体界面的粘结强度 $\tau$ 分别作为模糊随机变量 $\tilde{\gamma}$ 、 $\tilde{c}$ 、 $\tilde{\varphi}$ 和 $\tilde{\tau}$ , 发展了实用的模糊随机可靠度理论的“验算点法”, 并以此法来计算了土钉支护深基坑工程的模糊可靠指标、模糊失效概率或模糊可靠度。模糊可靠指标、模糊失效概率或模糊可靠度可为判断深基坑土钉支护的稳定性提供量化的指标。

## 第五章 土钉支护深基坑变形的灰色系统预测

工程结构在设计、施工、使用过程中具有各种影响结构安全、适用、耐久的不确定性,一般认为这些不确定性有随机性、模糊性和信息不完善性三个主要方面,其研究方法依次为概率统计、模糊数学和灰色系统理论。与研究“随机不确定性”的概率统计需要大样本、要求对象服从某种典型分布和研究内涵明确而外延不明确的“认知不确定性”需要借助于隶属函数来进行处理不同,灰色系统理论着重研究概率统计、模糊数学所不能解决的“小样本、贫信息、外延明确而内涵不明确”的不确定性问题,克服概率统计的弱点,通过对杂乱无章的、有限的、离散的数据序列生成、开发来提取有价值的信息,建立灰色系统模型,然后用它来作相应的分析、预测、决策和规划,实现对系统运行规律的正确描述和有效控制。作为用来解决信息不完备系统的数学方法,灰色系统理论自上世纪八十年代初由我国邓聚龙教授创立以来已在社会、经济、气象、医疗、法律、军事等领域中得到了日益广泛和深入的应用<sup>[83~86]</sup>。

近年来,灰色系统理论在工程技术方面的应用也掀起了热潮,并取得了一定的研究成果,为解决工程技术实际问题提供了有效方法和手段<sup>[87~90]</sup>。深基坑土钉支护的设计与施工是高层建筑施工中多学科综合、动态变化的系统工程,存在许多不确定因素,如不同场地的工程地质与水文地质条件及周边环境等,同时上述因素在深基坑施工过程中不断发生变化,很多物理状态参数和影响因素并不明确,存在不少灰数和灰关系,是典型的灰色系统。鉴于土钉支护结构破坏的渐进性和深基坑工程的动态施工,根据施工过程中已有少量变形监测资料预测后续施工过程中变形变化与发展,对后续开挖方案、开挖顺序和开挖速度提出调整建议,对施工过程中可能出现的险情进行及时的预报,对判断土钉支护深基坑的稳定性具有重要意义。本章利用灰色系统理论对土钉支护变形预测建立 GM(1,1)灰色模型、编制相应程序并通过实例检验模型的精度。

### 5.1 灰色 GM(1, 1)模型的建立

灰色模型以灰色模块为基础,通常不直接运用原始序列,这是由于原始序列中常混入随机量或噪声,控制系统理论中通常需要用滤波的方法来消除噪声,灰色系统理论则通过累加生成模块方法(AGO: Accumulated Generating Operation)使一些随机上下波动时间序列的离散数据转变为单调上升、带有线形或指数律的序列,这样就可以近似地作为微分方程的解或者说可用微分方程来进行描述<sup>[86]</sup>。因

此，应用灰色系统理论对土钉支护工程中实测的少量离散的变形数据建立起灰色模型是可行的。

GM(1, 1)模型是最常用的一种灰色模型，它是由一个只包含单变量的一阶微分方程构成的模型。设  $X^{(0)}(k)$  表示土钉支护基坑变形的实测原始数据序列： $X^{(0)}(k) = \{x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), \dots, x^{(0)}(n)\}$ ，用 AGO 累加生成方法将变形原始数据序列生成一阶累加变形生成模块，用  $X^{(1)}(k)$  表示， $x^{(1)}(k) = x^{(0)}(1) + x^{(0)}(2) + \dots + x^{(0)}(k) = \sum_{j=1}^k x^{(0)}(j)$ ，则有： $X^{(1)}(k) = \{x^{(1)}(1), x^{(1)}(2), \dots, x^{(1)}(n)\}$ ，则累加变形生成模块  $X^{(1)}(k)$  对时间求导得微分方程为：

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b \quad (5-1)$$

由导数的定义有：

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{x^{(1)}(t + \Delta t) - x^{(1)}(t)}{\Delta t} \quad (5-2)$$

若以离散形式表示，微分项为：

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{x^{(1)}(k+1) - x^{(1)}(k)}{k+1-k} = x^{(1)}(k+1) - x^{(1)}(k) = \alpha^{(1)}[x^{(1)}(k+1)] \quad (5-3)$$

其中  $x$  值只能取时刻  $k$  和  $k+1$  的平均值，即：

$$\frac{1}{2}[x^{(1)}(k+1) + x^{(1)}(k)] \quad (5-4)$$

将 (5-3)、(5-4) 代入 (5-1)，则微分方程可改写为：

$$\alpha^{(1)}[x^{(1)}(k+1)] + \frac{1}{2}a[x^{(1)}(k+1) + x^{(1)}(k)] = b,$$

$$\text{当 } k=1, \quad x^{(0)}(2) + \frac{1}{2}a[x^{(1)}(1) + x^{(1)}(2)] = b,$$

$$\text{当 } k=2, \quad x^{(0)}(3) + \frac{1}{2}a[x^{(1)}(2) + x^{(1)}(3)] = b,$$

.....

$$\text{当 } k=n-1, \quad x^{(0)}(n) + \frac{1}{2}a[x^{(1)}(n-1) + x^{(1)}(n)] = b,$$

写成矩阵形式，有：

$$\begin{bmatrix} x^0(2) \\ x^0(3) \\ \vdots \\ x^0(n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[x^{(1)}(1) + x^{(1)}(2)] & 1 \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(2) + x^{(1)}(3)] & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(n-1) + x^{(1)}(n)] & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} \quad (5-5)$$

$$\text{若设 } Y = \begin{bmatrix} x^0(2) \\ x^0(3) \\ \vdots \\ x^0(n) \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix}, \quad X = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[x^{(1)}(1) + x^{(1)}(2)] & 1 \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(2) + x^{(1)}(3)] & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(n-1) + x^{(1)}(n)] & 1 \end{bmatrix},$$

则方程组(5-5)中,  $Y$  和  $X$  为已知量,  $B$  为待定参数。由于变量只有  $a$  和  $b$  二个, 而方程个数却有  $n-1$  个, 一般  $n-1 > 2$ , 故方程组无解。但可用最小二乘法得到最小二乘解。方程组(5-5)可改写为:

$$Y = X\hat{B} + E \quad (5-6)$$

其中  $E$  为误差项。

欲使预测误差达到最小, 即  $\text{Min}\|Y - X\hat{B}\|^2 = \text{Min}(Y - X\hat{B})^T(Y - X\hat{B})$ , 根据最小二乘法和矩阵求导公式可得:

$$\hat{B} = (X^T X)^{-1}(X^T Y) = \begin{bmatrix} \hat{a} \\ \hat{b} \end{bmatrix} \quad (5-7)$$

回到原微分方程(5-1), 有:

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + \hat{a}x^{(1)} = \hat{b}$$

$$\text{解之得: } \hat{x}^{(1)}(t) = [x^{(1)}(0) - \frac{\hat{b}}{\hat{a}}]e^{-\hat{a}t} + \frac{\hat{b}}{\hat{a}} \quad (5-8)$$

式(5-8)中,  $x^{(1)}(0) = x^{(1)}(1) = x^{(0)}(1)$ , 则变形预测模型的离散型式可写成:

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = [x^{(0)}(1) - \frac{\hat{b}}{\hat{a}}]e^{-\hat{a}k} + \frac{\hat{b}}{\hat{a}} \quad (k \in Z) \quad (5-9)$$

式(5-9)为土钉支护基坑变形累加的 GM(1, 1) 灰色预测模型, 通过预测模型的还原生成得到时刻  $k$  基坑的变形量为:  $\hat{x}^{(0)}(k) = \hat{x}^{(1)}(k) - \hat{x}^{(1)}(k-1)$ ,  $k = 2, 3, \dots, n$ 。

式(5-9)为等时间距变形序列的灰色预测模型, 但在深基坑工程施工中, 受天气等各种因素影响, 变形观测的时间间隔不一定是相等的, 而基坑变形与时间息息相关, 因此非常有必要考虑时间间隔的不等对建模预测的影响, 建立时间间隔不相等的预测模型。

非等时间距变形序列的建模方法, 与等时间距基本相同, 不同之处在于数据的处理和模型计算值的还原生成上<sup>[88]</sup>。考虑到变形的大小一般与时间成近似线性关系, 所以, 在这里对原始数据作加权累加生成处理, 权重为时间间隔  $\Delta t$ 。设  $X^{(0)}(i)$  为一非等时间距变形观测值数列  $X^{(0)}(i) = \{x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), \dots, x^{(0)}(n)\}$ , 与其相对应的时刻为  $\{t_i\}$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$ , 有:  $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$ , 作一次加权累加处理得:

$$x^{(1)}(i) = \sum_{k=1}^i \Delta t_k x^{(0)}(k), i = 1, 2, \dots, n \quad (5-10)$$

其中, 当  $k=1$  时,  $\Delta t_k=1$ 。类似等时间距变形序列的灰色预测模型的建立方法, 可求出时间响应函数即灰色预测模型:

$$\hat{x}^{(1)}(t) = [x^{(0)}(1) - \frac{\hat{b}}{\hat{a}}]e^{-a(t-t_1)} + \frac{\hat{b}}{\hat{a}} \quad (5-11)$$

式中  $t_1$ ——初始时刻;  $x^{(0)}(1)$ ——当  $t=t_1$  时的原始数据。

经还原可得沉降值为:

$$\hat{x}^{(0)}(i) = \frac{\hat{x}^{(1)}(i) - \hat{x}^{(1)}(i-1)}{\Delta t_i} \quad i = 1, 2, \dots, n, n+1, \dots \quad (5-12)$$

## 5.2 模型精度的检验

土钉支护基坑变形预测模型得到的变形预测值  $\hat{x}^{(1)}(k+1)$  必须经过统计检验, 才能确定其预测精度等级。本文采用通用的后验差比值  $C$  和小误差概率  $P$  的大小来综合确定。后验差比值  $C$  和小误差概率  $P$  可分别表达为:

$$C = \frac{S_e}{S_x} \quad (5-13)$$

$$P = P\{|e^{(0)}(k) - \bar{e}| < 0.6744 S_x\} \quad (5-14)$$

式中,  $S_e^2$  为残差的方差,  $S_x^2$  为原始数据序列的方差:

$$S_e^2 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n [e^{(0)}(j) - \bar{e}]^2, \quad S_x^2 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n [x^{(0)}(j) - \bar{x}^{(0)}]^2$$

其中,  $e^{(0)}(k) = x^{(0)}(k) - \hat{x}^{(0)}(k)$ ,  $\bar{e} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n e^{(0)}(k)$ ,  $\bar{x}^{(0)} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x^{(0)}(k)$ 。

按上述两个指标把预测的精度等级划分为四等, 如表 5-1。

表 5-1 后验差比值  $C$  和小误差概率  $P$  划分预测精度等级

| 预测精度等级 | $P$        | $C$         |
|--------|------------|-------------|
| 一、好    | $>0.95$    | $<0.35$     |
| 二、合格   | $>0.8$     | $<0.5$      |
| 三、勉强   | $>0.7$     | $<0.65$     |
| 四、不合格  | $\leq 0.7$ | $\geq 0.65$ |

如果通过精度检测, 发现所建立的变形预测模型的精度不够, 作为一种补偿办法, 可建立残差  $e^{(0)}(k)$  的 GM(1,1) 模型对原模型进行修正。

残差模型的建模方法和前述方法一样,只不过残差模型是以残差序列 $e^{(0)}(K) = \{e^{(0)}(i)\}$ 作为原始时间序列。对残差序列有非负和单调递增的要求,故在建模之前需要进行非负递增处理。取 $e_{\min}^{(0)} = \min\{e^{(0)}(1), e^{(0)}(2), \dots, e^{(0)}(n)\}$ ,把 $|e_{\min}^{(0)}|$ 加在残差序列上使得非负序列 $\dot{e}(K) = e^{(0)}(K) + |e_{\min}^{(0)}|$ ,经累加生成得: $\dot{e}^{(1)}(k) = \sum_{j=1}^k \dot{e}^{(0)}(j)$ ,则 $\dot{e}^{(1)}(k)$ 必为单调升的序列。以 $\dot{e}^{(1)}(k)$ 为原始数据序列,建立残差GM(1,1)模型并求出 $\dot{e}^{(1)}$ 。经累减生成, $\hat{e}^{(1)} = \hat{e}^{(0)}$ ,有: $\hat{e}^{(0)} = \hat{e}^{(1)} - |e_{\min}^{(0)}| = \hat{e}^{(0)} - |e_{\min}^{(0)}|$ 。

利用残差模型可计算出第 $i$ 时刻( $i = 1, 2, \dots, n, n+1, \dots$ )原预测模型的补偿修正值,将其与原预测模型对应时刻的预测值相加,便可达到精度补偿的目的<sup>[89]</sup>。修正后的模型为:

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = [x^{(0)}(1) - \frac{\hat{b}}{\hat{a}}]e^{-\hat{a}k} + \frac{\hat{b}}{\hat{a}} + \delta(k-i)(-a')[e^{(0)}(1)' - \frac{b'}{a'}]e^{-a'(k-i)} \quad (5-15)$$

$$\text{其中, } \delta(k-i) = \begin{cases} 1 & k \geq i \\ 0 & k < i \end{cases}$$

这种补偿方式可以反复使用,直到精度满足要求为止。

### 5.3 工程算例及分析

根据上述原理,用MATLAB编写了灰色系统GM(1,1)预测模型计算的程序,源程序详见附录二。将表2-1港中旅花园深基坑坡体变形观测数据输入所编写的程序,可以很方便地得到预测模型、后验差比值 $C$ 、小误差概率 $P$ 、灰色关联度 $L$ 和预测精度等级等有关参数,并自动输出变形曲线。计算的结果如表5-2所示。

表 5-2 各监测点变形的灰色系统预测模型及其精度一览表

| 测点   | 方向 | GM(1,1)模型                                | $C$    | $P$ | $L$    | 精度等级 |
|------|----|--|--------|-----|--------|------|
| A2   | 垂直 | $22.8701[e^{0.1936k} - e^{0.1936(k-1)}]$ | 0.2820 | 1   | 1.9208 | 好    |
|      | 水平 | $24.1314[e^{0.1897k} - e^{0.1897(k-1)}]$ | 0.2040 | 1   | 2.3483 | 好    |
| A4-5 | 垂直 | $17.7444[e^{0.1661k} - e^{0.1661(k-1)}]$ | 0.2613 | 1   | 1.2261 | 好    |
|      | 水平 | $37.8480[e^{0.1697k} - e^{0.1697(k-1)}]$ | 0.2504 | 1   | 1.5236 | 好    |
| A5-6 | 垂直 | $33.4231[e^{0.1054k} - e^{0.1054(k-1)}]$ | 0.2832 | 1   | 1.2317 | 好    |
|      | 水平 | $27.6614[e^{0.1865k} - e^{0.1865(k-1)}]$ | 0.1644 | 1   | 1.6651 | 好    |
| A9   | 垂直 | $7.0001[e^{0.2775k} - e^{0.2775(k-1)}]$  | 0.2665 | 1   | 1.8601 | 好    |
|      | 水平 | $21.4650[e^{0.1895k} - e^{0.1895(k-1)}]$ | 0.2345 | 1   | 1.6428 | 好    |

续表 5-2  各监测点变形的灰色系统预测模型及其精度一览表

| 测点         | 方向 | GM(1, 1)模型                             | C      | P | L       | 精度等级 |
|------------|----|--|--------|---|---------|------|
| B5         | 垂直 | $21.4650[e^{0.1895k}-e^{0.1895(k-1)}]$ | 0.2513 | 1 | 1.6428  | 好    |
|            | 水平 | $34.9170[e^{0.1814k}-e^{0.1814(k-1)}]$ | 0.2803 | 1 | 1.1930  | 好    |
| B8         | 垂直 | $54.6901[e^{0.1554k}-e^{0.1554(k-1)}]$ | 0.3748 | 1 | 1.1605  | 合格   |
|            | 水平 | $38.7312[e^{0.1829k}-e^{0.1829(k-1)}]$ | 0.1954 | 1 | 1.8464  | 好    |
| B14-1<br>5 | 垂直 | $22.0980[e^{0.1848k}-e^{0.1848(k-1)}]$ | 0.3011 | 1 | 1.8398  | 好    |
|            | 水平 | $19.9529[e^{0.2312k}-e^{0.2312(k-1)}]$ | 0.2335 | 1 | 3.9125  | 好    |
| B19        | 垂直 | $15.9028[e^{0.2045k}-e^{0.2045(k-1)}]$ | 0.2723 | 1 | 1.4837  | 好    |
|            | 水平 | $9.0829[e^{0.2697k}-e^{0.2697(k-1)}]$  | 0.2232 | 1 | 11.2225 | 好    |

由表 5-2 可见，除 B8 垂直沉降灰色模型预测精度为合格外，其它各点变形量的灰色模型预测精度均为好，可见 GM(1, 1)模型能较好地预测土钉支护深基坑边坡的变形。

程序输出的预测曲线依次为图 5-1～图 5-16：

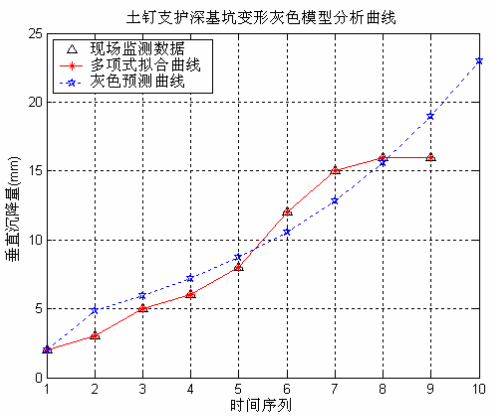


图 5-1  A2 垂直沉降曲线

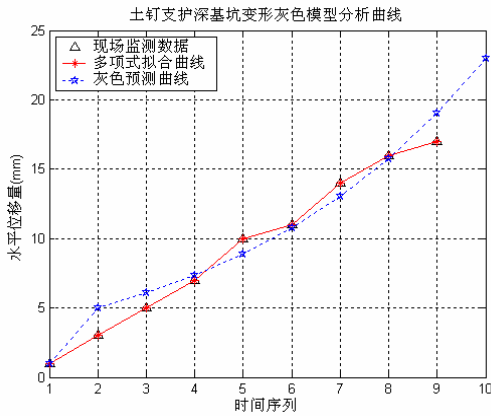


图 5-2  A2 水平位移曲线

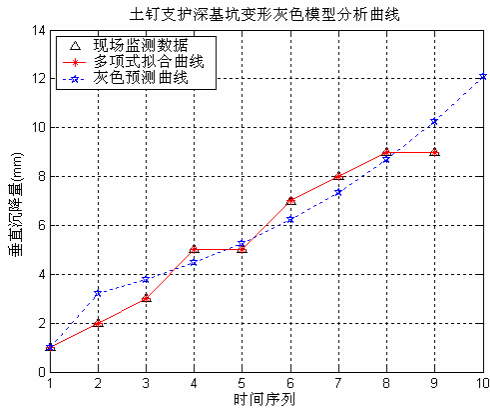


图 5-3  A4-5 垂直沉降曲线

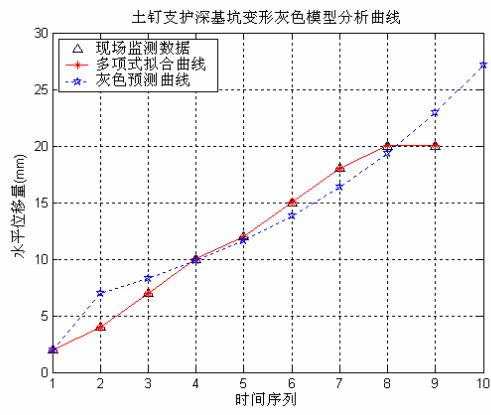


图 5-4  A4-5 水平位移曲线



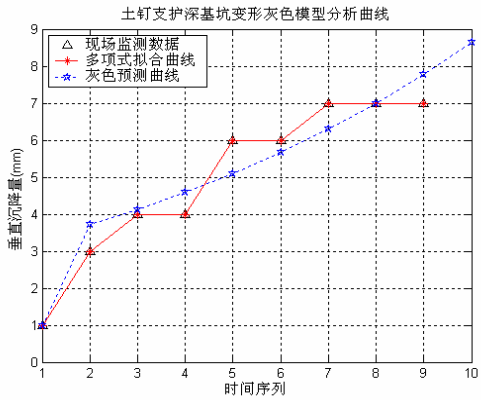


图 5-5 A5-6 垂直沉降曲线

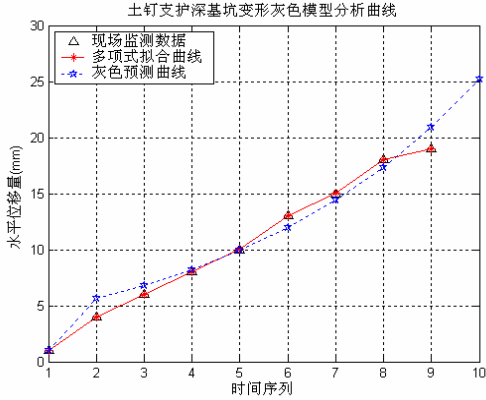


图 5-6 A5-6 水平位移曲线

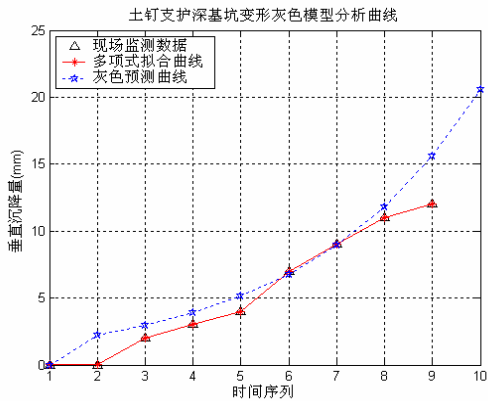


图 5-7 A9 垂直沉降曲线

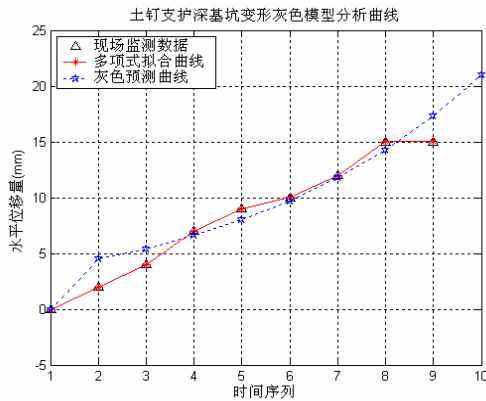


图 5-8 A9 水平位移曲线

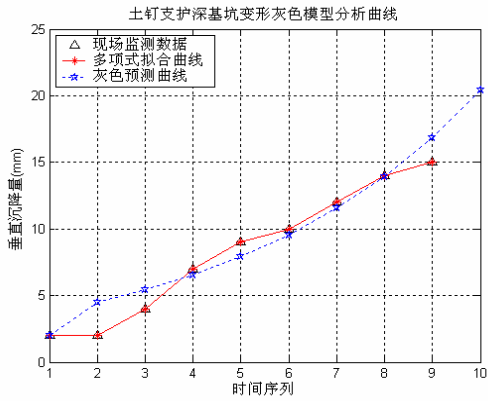


图 5-9 B5 垂直沉降曲线

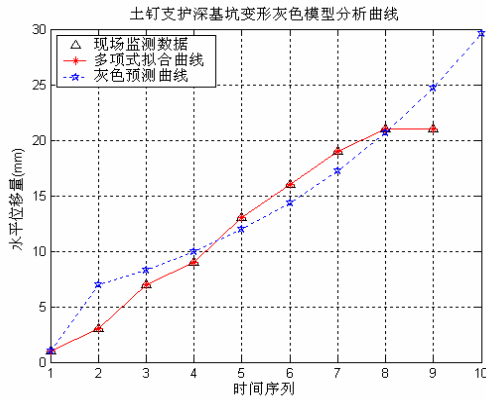


图 5-10 B5 水平位移曲线

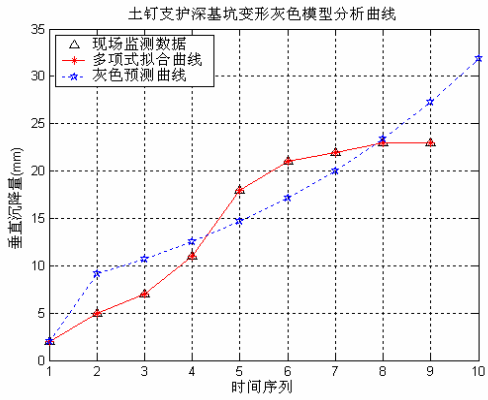


图 5-11 B8 垂直沉降曲线

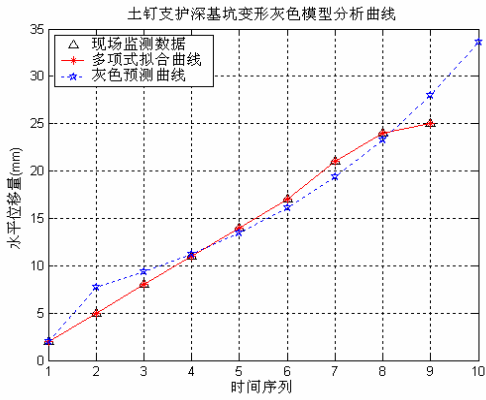


图 5-12 B8 水平位移曲线

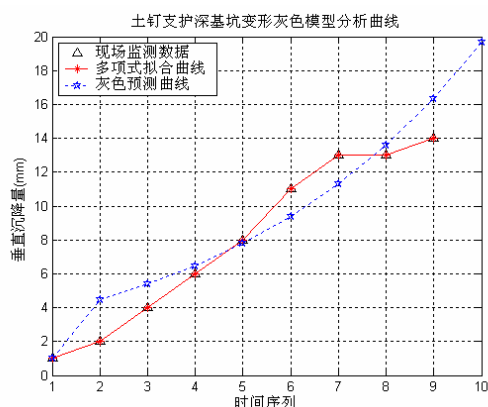


图 5-13 B14-15 垂直沉降曲线

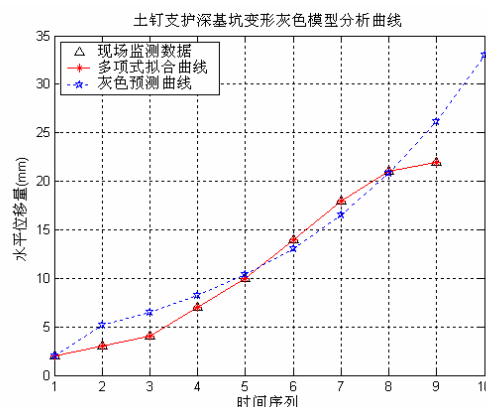


图 5-14 B14-15 水平位移曲线

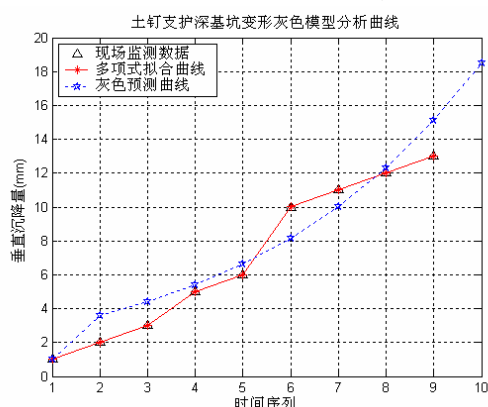


图 5-15 B19 垂直沉降曲线

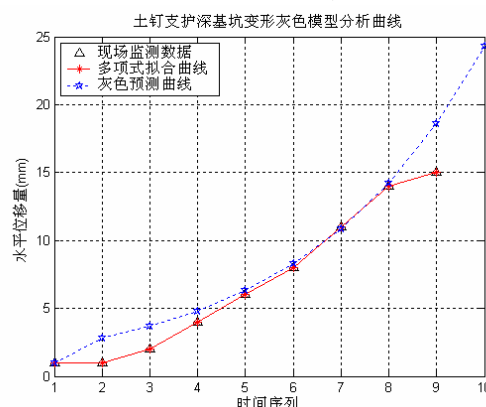


图 5-16 B19 水平位移曲线

从图 5-1~图 5-16 可以看出, B8 点预测的垂直沉降量和水平位移量都超出预警值, 该点所在坡段需要采取措施予以加固, 这为工程决策提供了很好的参考依据<sup>[59]</sup>。灰色模型的预测曲线在最后的发展趋势上并不令人满意, 这是由于对深基坑土钉支护系统来说, 随时间的推移, 未来的一些扰动因素将不断地进入系统而对系统施加影响。 $GM(1,1)$ 模型虽可作长期动态预测, 但从灰平面上看, 只有最近的几个数据具有实际意义且精度较高, 可以通过新陈代谢方法来改善这种情况。新陈代谢  $GM(1,1)$ 模型是根据已有序列建立  $GM(1,1)$ 模型预测下一个值, 然后把这个预测值补充到已知序列之后, 同时去掉第一个数据, 保持数列等维, 接着再建立  $GM(1,1)$ 模型, 预测下一个值。每预测一步, 参数作一次修正, 模型得到改进, 因而预测值总是产生在动态之中。这样不断地新陈代谢, 逐个预测, 依次递补, 直到完成预测目标或达到一定精度要求为止。新陈代谢除了用预测值递补外, 还能用新近获得的实际数据来实现, 统称之为等维新陈代谢  $GM(1,1)$ 模型<sup>[92~93]</sup>。

灰色系统理论在信息不够完善的情况下应用于预测土钉支护的深基坑变形, 不但所需资料少, 精度较高, 而且可通过新陈代谢模型进行长期预测。根据有关行业规范中的变形控制标准, 结合变形的速率, 该模型为工程施工中可能出现的基坑大变形稳定性问题提供了参考, 以及及时发现重大险情, 便于采取相应的措施进行下一步施工, 对实现信息化施工管理具有一定的实用价值。

## 5.4 本章小结

鉴于土钉支护结构破坏的渐进性和深基坑工程施工的动态性，本章主要考虑了信息不完善即灰色这种不确定性，利用灰色系统理论建立 GM(1,1) 模型并编制相应的程序，根据施工过程中已有少量基坑变形监测资料，预测后续施工过程中土钉支护的深基坑变形变化和发展趋势，及时预报可能出现的险情，调整支护参数以实现信息化施工。其精度通过工程实例得到了较好的验证，但还需进一步修改完善以提高精度和准确性。

## 第六章 结论与建议

### 6.1 结论

本文在归纳确定性方法对深基坑土钉支护的工作机理、特性和稳定性的研究基础上,采用不确定性方法系统地研究了深基坑土钉支护中的稳定性问题。主要考虑了深基坑土钉支护工程中的三种不确定性:随机性、模糊性和灰色性。通过引入模糊随机可靠度分析方法,对土钉支护内部稳定性进行了分析和研究,提出以模糊可靠度来衡量和评价土钉支护深基坑的稳定性,并结合具体工程实例进行了有益的探索,还通过应用灰色系统理论来预测基坑的变形和发展。主要工作和结论有以下几点:

1、通过归纳深基坑土钉支护的确定性方法研究成果,结合自己的工程实践经验及在现场实践中获得的心得,提出了一些关于土钉支护工作机理的认识,总结了实验测试和数值模拟在土钉支护工作特性方面的一些结论。

2、土钉支护在基坑边坡内的作用主要有:骨架作用、分担作用、群体作用、对坡面变形的约束作用、应力传递与扩散作用等。土钉支护的深基坑边坡变形呈上大下小的形状,土体产生微小变形才能通过土体与土钉之间的界面粘结力使土钉受力,土钉内的拉力分布一般呈现中间大、两端小的规律,因土钉支护的深基坑边坡在破坏时明显地带有平移和转动的性质,设计时除验算土钉支护的内部稳定性外,还必须验算其整体稳定性。

3、在现场实验测试基础上,重点探讨了土钉的抗拔机理及土钉与土体界面的粘结性能:土钉的轴向拉力和位移向土体内方向递减,土钉周侧的摩擦阻力向内逐步被调动起来;但拉力在拉拔端递减速度很慢,在土体的深部才骤然变小,直到最内端为零;位移则是在拉拔端迅速减小,大的位移集中在拉拔端,而土体深部的位移较小。

4、针对土钉支护稳定性分析传统安全系数方法的不足,考虑土性参数空间分布、荷载效应等的随机性和安全准则的模糊性,选用圆弧形潜在滑移面,在条分法基础上,首次运用模糊随机可靠度理论对深基坑土钉支护的内部稳定性进行了分析,建立了其模糊随机极限状态方程。

5、与结构可靠度计算广泛接受并应用的 JC 法相对应,基于建立的模糊随机极限状态方程,将土体的容重 $\gamma$ 、内聚力 $c$ 、内摩擦角 $\varphi$ 和土钉与土体界面的粘结强度 $\tau$ 分别作为模糊随机变量 $\tilde{\gamma}$ 、 $\tilde{c}$ 、 $\tilde{\varphi}$ 和 $\tilde{\tau}$ ,发展了实用的模糊随机可靠度理论的“验算点法”,并以此来计算土钉支护深基坑工程的模糊可靠指标、模糊失效概率和模糊可靠度。

6、鉴于土钉支护结构破坏的渐进性和深基坑工程的动态施工，在信息不完善的情况下，利用灰色系统理论建立 GM (1, 1) 模型并编制相应的程序，根据施工过程中已有少量基坑变形监测资料，预测后续施工过程中土钉支护的深基坑变形变化和发展趋势，及时预报可能出现的险情，调整支护参数以实现信息化施工。

## 6.2 建议

1、在土钉支护的工作机理方面，尽管土钉所提供的剪力和弯矩起的作用比较小，但下部土钉的抗力可能由弯剪和挤压强度控制，需要进一步考虑拉力、弯剪和挤压等来确定土钉的极限抗力。剪力和弯矩如果在条件允许的情况下充分发挥出来，则可以调整土钉支护的参数，从而减小材料用量降低工程造价。

2、模糊可靠度分析的基础是土性参数的变异性，容重、内聚力、内摩擦角的均值、均方差这些土性基本参数的统计特征还需要大量岩土工程勘察的积累和整理，各参数之间的相关性也有待进一步的研究。深基坑土钉支护外部稳定性的模糊可靠度分析以及土体分层不同性质的考虑都需要研究人员的共同努力。

3、灰色系统理论在预测土钉支护深基坑变形的精度方面尚需提高，另外受天气等因素影响现场监测数据非等时性较强时，有必要加以考虑，建立非等时距的灰色模型并开发出方便实用的程序以满足现场信息化施工的需要。

4、目前给出的荷载计算方法多假设坡面竖直，放坡开挖可减少作用在土钉上的荷载以提高安全性，研究在不同放坡坡度情况下土钉支护土压力荷载的计算方法可使设计更加经济合理。

## 参考文献

- [1]陈忠汉, 黄书秩, 程丽萍编著. 深基坑工程(第二版).机械工业出版社, 2002年5月
- [2]曾宪明, 黄久松, 王作民, 等编著. 土钉支护设计与施工手册. 中国建筑工程出版社, 2000年8月
- [3]余志成, 施文华编著. 深基坑支护设计与施工. 中国建筑工程出版社, 1997
- [4]曾宪明, 林润德, 易平编著. 基坑与边坡事故警示录. 中国建筑工程出版社, 2001年1月
- [5]崔岩. 深基坑土钉支护理论分析及实验研究: [博士学位论文]. 北京: 中国矿业大学, 2001
- [6]杨林德, 仇圣华, 杨志锡. 基坑围护位移量及其稳定性预测. 岩土力学. 2001, 22(3)
- [7]刘俊岩编著. 深基坑工程. 中国建筑工程出版社, 2001年8月
- [8]陈肇元, 等. 深基坑开挖的土钉支护(一)、(二)、(三). 地下空间, 1995年第4期、1996年第1、2期
- [9]杨果林, 王永和. 加筋土挡墙动力特性模型试验与动力研究. 土木工程学报, 2003, Vol.36, No.6: 105-110
- [10]高江平, 俞茂宏, 胡长顺, 等. 加筋土挡墙土压力及土压力系数分布规律研究. 岩土工程学报, 2003, Vol.25, No.5: 582-584
- [11]Okamura M, Takemura J, et al. Bearing Capacity Predictions of Sand Overlying Clay Based on Limit Equilibrium Methods. Soils and Foundations, 1998, 38(1): 181-194
- [12]陈肇元, 崔京浩主编. 土钉支护在基坑工程中的应用. 中国建筑工程出版社, 1997
- [13]高浪. 基坑开挖土钉支护性状研究: [博士学位论文]. 杭州: 浙江大学, 2001
- [14]Bruce D A, Jewell R A. Soil Nailing: Application and Practice, Part1, Part2, Ground Engineering, Vol.19, Vol.20, 1987: 21-23
- [15]曾宪明, 曾荣生, 陈德兴, 王作民编著. 岩土深基坑喷锚网支护法原理·设计·施工指南. 同济大学出版社, 1997
- [16]钟映东, 胡建林, 洪文霞. 时代广场深基坑土钉支护技术. 工业建筑, 1997年, 第27卷第12期
- [17]陈清华. 复合土钉支护在复杂环境、软土地层深基坑支护中的应用. 防渗技术, 第8卷, 第3期, 2002年9月
- [18]孙剑平, 李安起, 张鑫, 徐向东. 济南珍珠泉大厦深基坑土钉支护技术. 施工

技术,1998.No.9

[19]翟金明, 张文巾, 陈辅仁. 武汉地区深基坑土钉支护技术的应用与发展. 岩土工程技术,2000 年第 2 期

[20]张飞, 刘忠臣, 陈国刚. 预应力土层锚杆与土钉墙联合支护的力学工作机理研究. 岩土力学, 2002 年 6 月

[21]杨振军, 王想勤, 崔文华. 复合土钉墙在深基坑支护中的应用.土工基础, 第 16 卷,第 3 期,2002 年 9 月

[22]代国忠. 土钉与锚杆组合式支护技术在深基坑工程中的应用. 探矿工程(岩土钻掘工程),2001 年第 5 期

[23]彭振斌主编. 深基坑开挖与支护工程设计计算与施工. 中国地质大学出版社, 1997

[24]中国工程建设标准化协会标准. CECS96:1997. 基坑土钉支护技术规程. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997

[25]程永锋. 软土地基深基坑工程复合土钉支护性状的研究: [博士学位论文]. 杭州: 浙江大学, 2000

[26]Gassler,G,Gudenus,G, Soil Nailing-Some Aspects of a New Technique, Proc. ICSMEF,Vol.3,1981

[27]Stocker M F, Iedinger G R. The Bearing Behavior of Nailed Retaining Structures, GSP,No.25,ASCE,1990,No.25:612-618

[28]Schosser F, Unterreiner P. French Research Program CLOUTERRE on Soil Nailing. Geotechnical Special Publication, ASCE,1992,Vol.2,No.30:739-749

[29]Recommendations CLOUTERRE 1991 for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing, FHWA/SA-93/026,1993

[30]Shen,C.K. et al, Field Measurement of an Earth Support System,J.Geotech.Eng. ASCE,Dec.1981

[31]王步云. 土钉墙设计. 岩土工程技术,1997,No.4:30-41

[32]莫暖娇, 李象范, 何之民. 土钉墙模型试验分析. 上海地质,1999,No3

[33]Shen C K,Bang S. Ground Movement Analysis of Earth Support System[J] Getech.Eng.Division,ASCE,1981,107(12):1609-1623

[34]陈树铭, 包承纲. 土钉墙技术的离心机实验研究. 长沙科学院院报, Vol.14,No2:41-43

[35]曹国安, 张鸿儒, 张清. 南昆红膨胀土土钉挡墙试验研究. 北方交通大学学报, 1997,Vol21,No.4:395-398

[36]崔岩, 张鑫. 深基坑土钉支护的有限元分析. 工程力学,第 13 卷第 2 期,1996

年 5 月

- [37]俞季民,邹勇. 土钉支护结构模型试验研究. 土工基础,1998 年 3 月,第 12 卷第 1 期:14-19
- [38]李元亮,李林,曾宪明. 上海紫都 C 楼基坑喷锚网(土钉)支护变形控制与稳定性分析.岩土工程学报,第 21 卷第 1 期,1999 年 1 月
- [39]曾宪明,林润德. 土钉支护软土边壁(坡)机理相似模型实验研究. 岩石力学与工程学报,第 19 卷第 4 期,2000 年 7 月
- [40]林希强,刘晓阳,蒋国盛,等. 广州珠江新城 E1-1 地块项目土钉支护型式的变形性状分析. 探矿工程(岩土钻掘工程),2002 年增刊,189-192
- [41]Jewell,R.A. Soil Nailing, General Report. Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society,1990
- [42]Smith,I.M. Three-Dimensional Analysis of Reinforced and Nailed Soil in Pande Pietruszczak,eds. Numerical Models in Geomechanics,Balkema,Rotterdam,1992,829-838
- [43]宋二祥,陈肇元. 土钉支护及其有限元分析. 工程勘察,1996 年第 2 期,1-5
- [44]张明聚. 土钉支护工作性能的研究:[博士学位论文]. 清华大学,2000
- [45]邱钥,宋二祥. 深基坑锚杆-土钉复合支护的三维非线性有限元分析. 工程勘察 2001 年第 6 期
- [46]Stocker M F etal. Soil Nailing. Proc. Int.Conf.on Soil reinforcement,1979:556-570
- [47]Juran I, &Elias V Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures. Foundation Engineering Handbook. Chapter26,Fang,H Y(Ed),Van Nostrand Reinhold Pub.1991:868-891
- [48]Schlosser F. Behavior and Design of Soil Nailing. Proc. of Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques,Bangkok,Nov.29,1982:399-412
- [49]Elias V, .& Turan I Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations.FHWA/Rb-89/198,June,1991:892-906
- [50]中华人民共和国行业标准. JGJ120-99. 建筑基坑支护技术规程. 北京: 中国建筑工业出版社,1999
- [51]中华人民共和国行业标准. YB9258-97. 建筑基坑工程技术规范. 北京: 冶金工业出版社,1998
- [52]上海市标准. DBJ08-61-97. 基坑工程设计规程,1997
- [53]深圳市标准. SJG05-96. 深圳地区建筑深基坑支护技术规范,1996
- [54]武汉市标准. WBJ-7-95. 武汉地区深基坑工程技术指南,1995
- [55]杨志法,尚彦军,刘英. 关于岩土工程类比法的研究. 工程地质学报,1997



年 5 (4): 299-305.

[56]深圳市勘察测绘院. 港中旅花园场地岩土工程详细勘察报告[R]. 港中旅置业深圳有限公司,2002。

[57]刘广, 李夕兵, 宫凤强, 等. 土钉支护在深圳一深基坑工程中的应用. 土工基础, 2005 年第 1 期

[58]深圳地质建设工程公司. 港中旅花园二期基坑支护工程设计施工图. 港中旅置业深圳有限公司, 2004 年 1 月

[59]李夕兵, 刘广, 邓建. 预应力锚索和微型桩联合处理深基坑失稳事故. 工业安全与环保, 2005 年第 6 期

[60]陈肇元, 崔京浩主编. 土钉支护在基坑工程中的应用(第二版). 中国建筑业出版社, 2000

[61]Mingju zhang, Erxiang Song, Zhaoyuan Chen. Ground movement analysis of soil nailing construction by three-dimensional (3-D) finite element modeling (FEM). Computers and Geotechnics Vol.25(1999) 191-204

[62]J.S.Kim, J.Y.Kim&S.R.Lee. Analysis of soil nailed earth slope by Discrete Element Method. Computers and Geotechnics, Vol.20,No1,(1997)1-14

[63]王建党, 贾立宏, 秦四清, 等. 深基坑土钉支护抗拔机理. 东北大学学报(自然科学版), 第 20 卷第 1 期

[64]何颖成, 邵小红, 张晓鹏, 等. 土钉支护抗拔力研究. 四川建筑科学研究,第 29 卷第 3 期

[65]苏金明, 阮沈勇. MATLAB6.1 实用指南. 电子工业出版社, 2002 年 1 月

[66]罗晓辉, 何立红. 土钉支护稳定性的可靠性分析. 岩土锚固新技术. 北京: 人民交通出版社.2000, 3,63~69

[67]陈昌富, 彭小明. 深基坑土钉墙外部稳定可靠度优化分析方法. 湖南大学学报(自然科学版),1999 年 4 月

[68]陈昌富, 王贻荪, 尚守平. 黄土类深基坑土钉支护内部稳定可靠性分析. 工业建筑,1999 年,第 9 期

[69]祝方才, 阎颜. 考虑土层性质的基坑土钉支护整体稳定可靠性分析. 地质与勘探,2003 年 7 月

[70]李夕兵, 冯涛编著. 岩石地下建筑工程. 中南工业大学出版社, 1999

[71]邓建. 地下结构可靠度理论与应用研究. 同济大学博士后出站报告, 2002,5

[72]王光远著. 工程软件设计理论. 科学出版社, 1992

[73]刘玉彬, 王光远. 基于模糊随机变量的结构广义可靠度. 哈尔滨建筑大学学报, 1995 年 6 月

- [74]王光远, 刘玉彬. 结构模糊随机可靠度的实用计算方法. 地震工程与工程振动, 1995 年 9 月
- [75]Pettersson,K.E.KajrassetiGoteboroden5mars,1916,Tekn.Tidskr,V.U.,46,PP.281-287
- [76]Toms, A.H.(1953), Recent research into coastal landslides at Folkestone Warren,Kent, England, Proc.3 Int.Conf.Soil mech. Found Engng,2 PP.288-293
- [77]Fukuoka,M.(1953), Landslides in Japan, Proc.3 Int. Conf Soil Mech. Found. Engng. 2,PP.234-238
- [78] Hoek,E. Recent Rock slope stability Research of the Royal School of Mines, London.Proc.,2nd International Conference on Stability in open pit Mining, Vancouver,1971,Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, New York, 1972,PP.23-46
- [79]罗国煜, 王培清, 陈华生等著. 岩坡优势面分析理论与方法.北京: 地质出版社, 1992
- [80]Zaruba,Q.Periglacial Phenomena in the Turnor Region. Sbornik ustredniho ustavu Geologickeho,Vol. 4, No. 2, 1972, PP.71-78
- [81]中国科学院地质研究所著. 岩体工程地质力学问题. 北京: 科学出版社, 1980
- [82]张同伟, 黄生文, 张起森. 土钉支护边坡稳定性的可靠性分析与评价.长沙 交通学院学报,第 19 卷第 3 期 2003 年 9 月
- [83]邓聚龙. 灰色预测与决策. 华中理工大学出版社,1988.
- [84]邓建. 有色企业经济效益综合评价的相对灰色模型. 江西有色金属 1996, 10(4)
- [85]严智渊, 戴玉生编著. 灰色系统预测与应用. 江苏科学技术出版社, 1989.
- [86]易德生,郭萍. 灰色理论与方法—提要·题解·程序·应用.石油工业出版社,1992.
- [87]刘思峰,等. 灰色系统理论及其应用(第二版).北京:科学出版社,北京 1999 10.
- [88]陈有亮, 孙钧. 非等间距序列的灰色预测模型及其在岩石蠕变断裂中的应用. 岩土力学,1995,16(4):8~12.
- [89]徐竹青, 酆能惠. 土石坝沉降的预测灰色模型. 水利水运科学研究,1998,(2)
- [90] 潘国荣, 王惠辉. 深基坑事故隐患的灰色预测. 同济大学学报,1999,27(3):319-322.
- [91]王玲玲, 刘汉东, 谢英. 深基坑变形的灰色预测模型.华北水利水电学院学报,1999 年 9 月
- [92]蒋刚, 林鲁生, 刘祖德, 等. 边坡变形的灰色预测模型. 岩土力学,2000,9
- [93]曾庆响, 肖芝兰. 灰色系统理论在土钉支护变形预测中的应用. 建筑科学,2001,10

## 附录

### 附录一：土钉抗拔力试验的力学模型计算程序：pull.m

MATLAB 源程序代码：

```
function k=pull(x)
%get the relation among the pull、displacement、shearing force and x
format short g;
%calculate the shear distortion coefficient
n=input('please input n:');%n is the number of load's elements
for i=1:n;
    load(i)=input('please input load(i)=(kN):');
    U(i)=input('please input displacement U(i)=(mm):');
end
input('The load:');load
input('The displacement:');U
for j=1:n-1;
    dload(j)=load(j+1)-load(j);
    dis_inc(j)=U(j+1)-U(j);
end
input('The dload(kN):');dload
input('The dis_inc(mm):');dis_inc
a=input('Please input the drive angle a=(度):');a
D=input('Please input the diameter of nail D=(m):');D
L=input('Please input the length of nail L=(m):');L
for j=1:n-1;
    ki(j)=dload(j)*cos(a*pi/180)./(pi*D*L*dis_inc(j));
end
ki
input('the shear distortion coefficient:k=(MPa/m)')
k=mean(ki)

%calculate effectual module of nail
A=pi*D*D/4;
type=input('Please input the type of nail:(driven=0 or grouted=1)')
if type==0;
    d1=input('Please input the outer diameter of steel:d1=(m)')
    d2=input('Please input the inner diameter of steel:d2=(m)')
    As=pi*(d1*d1-d2*d2)/4;
    Ag=A-As;
elseif type==1;
    d=input('Please input the diameter of steel:d=(m)')
```

```

    As=pi*d*d/4;
    Ag=A-As;
end
Es=input('Please input the Es of steel:Es=(MPa)')
Eg=input('Please input the Eg of grout:Eg=(MPa)')
input('the effectual module of nail is:E=(MPa)')
E=(As*Es+Ag*Eg)/A

%calculate the relative stiffness of nail
r=sqrt(pi*D*k/(A*E))
%calculate the coefficient of result fuction
C0=pi*D*k/r
F=input('Please input the strength at the end of the nail:F=(kN)')
U0=input('Please input the displacement at the end of the nail:U0=(m)')
C1=(U0*(exp(r*L)-1)-F/C0)/((exp(r*L)-1)^2)
C2=U0*exp(r*L)-C1*exp(2*r*L)

%output and plot the results
x=eps:0.01:L;
N=F-(C1*(exp(r*L)-exp(r*x))-C2*(exp(-r*L)-exp(-r*x)))*pi*D*k./r;
subplot(2,2,1);plot(x,N,'k-')
title('拉力沿土钉的分布曲线')
xlabel('土钉轴向坐标 x(m)');ylabel('拉力 N(kN)');grid on;
T=N/(pi*D*x);
subplot(2,2,2);plot(x,T,'k-')
title('剪切力沿土钉的分布曲线')
xlabel('土钉轴向坐标 x(m)');ylabel('剪切力 T(kPa)');grid on;
x1=eps:0.01:7*L/9;
SX1=C1*exp(r*x1)+C2*exp(-r*x1);Ug1=-C2*exp(-r*x1)+0.001*exp(-0.01*x1);
UX1=Ug1+SX1;
x2=7*L/9+0.01:0.01:L;
SX2=C1*exp(r*x2)+C2*exp(-r*x2);Ug2=0;
UX2=Ug2+SX2;
x=[x1 x2];UX=[UX1 UX2];
subplot(2,2,3);plot(x,UX,'k-')
title('位移沿土钉的分布曲线')
xlabel('土钉轴向坐标 x(m)');ylabel('位移 U(m)');grid on;
x=eps:0.01:L;
subplot(2,2,4);plot(UX,N,'k-',U/1000,load,'r*-')
title('拉力与位移的关系曲线')
xlabel('位移 U(m)');ylabel('拉力 N(kN)'); legend('理论值','测试值');grid on;

```

## 附录二：土钉支护深基坑变形的灰色系统预测程序：gm.m

MATLAB 源程序代码：

```
function x0_p=GM(x0)
%set up a GM(1,1) model from the primary data
%predict the trend of the sequence with the model
%plot the curve,calculate the relational grade and class the predict precision

format long g;
%accumulated generating operation
n=input('please input n:');%n is the number of x0's elements
for i=1:n;
    x0(i)=input('please input x0(i):');
end
input('The x0:');x0

%verify the x0
input('Please check x0,if the data is ok,press any key to continue!')
input('If the data is wrong,please reenter x0!')

%AGO and it's result
x1(1)=x0(1);
for j=2:n;
    x1(j)=x0(j)+x1(j-1);
end
input('The x1:');x1
input('Please check x1,if the data is ok,press any key to continue!')

%to form data matrix X and data vector Y
for k=1:n-1;
    X(k,1)=-1/2.*[x1(k)+x1(k+1)];
    X(k,2)=1;
    Y(k,1)=x0(k+1);
end
X,Y

%to calculate the parameters a,b and b/a
B=(inv(X'*X))*(X'*Y);B
a=B(1,1);b=B(2,1);
a,b
input('c=b/a=')
c=b/a
```

```

%get the differential equation and results
input('the differential equation is:dx/dt+a*x=b')
input('The predict model and result is:')
input('x1(k)=(x0(1)-b/a)*exp(-a*(k-1))+b/a')

%input the number of the predict data and get the predict data
m=input('Please input m(m>=n):');
for x=1:m;
    x1_p(x)=(x0(1)-b/a)*exp(-a*(x-1))+b/a;
end
x1_p

%the error checkout and relative error
for r=1:n;
    e1(r)=x1(r)-x1_p(r);
    e1_r(r)=e1(r)/x1(r);
end
e1,e1_r
input('now,we begin IAGO!')

%inverse accumulated generating operation and it's result
x0_p(1)=x1_p(1);
for s=2:m;
    x0_p(s)=x1_p(s)-x1_p(s-1);
end
x0_p

%the error checkout and relative error after IAGO
for t=1:n;
    e(t)=x0(t)-x0_p(t);
    e_r(t)=e(t)/x0(t);
end
e,e_r

%the average and var of e,x0 and x0_p
e_ave=mean(e),x0_ave=mean(x0),x0_p_ave=mean(x0_p)
e_v=var(e),x0_v=var(x0),x0_p_v=var(x0_p)

%polyfit the primary data and draw the predict trend line
x_1=1:n;x_2=1:m;
x0_f=polyfit(x_1,x0,5);
y=polyval(x0_f,x_1);
plot(x_1,x0,'k^',x_1,y,'r*-',x_2,x0_p,'bp:')

```

```
title('土钉支护深基坑变形灰色模型分析曲线')
xlabel('时间序列'), ylabel('垂直沉降/水平位移量(mm)')
legend('现场监测数据','多项式拟合曲线','灰色预测曲线',2)
grid on

%calculate the relational grade
for i=1:n
    x0_difference(i)=x0(i)-x0_p(i);
end
x0_x0_p_min=min(abs(x0_difference));
x0_x0_p_max=max(abs(x0_difference));
for i=1:n

L(i)=abs((x0_x0_p_min+0.5*x0_x0_p_max)/((x0(i)-x0_p(i))+0.5*x0_x0_p_max))
end
L_ave=mean(L)

%the ratio of error after IAGO and the probability
C=std(e,1)/std(x0,1)
u=1;p=0;q=0;
while u<=n
    if abs(e(u)-e_ave)<0.6744*std(x0);
        p=p+1;
    else q=q+1;
    end
    u=u+1;
end
P=p/(p+q)

%class the predict precision
if C<0.35,P>0.95
    input('预测精度等级为： 好!');
elseif C<0.5,P>0.8
    input('预测精度等级为： 合格!');
elseif C<0.65,P>0.7
    input('预测精度等级为： 勉强! 建议考虑带残差的 GM 模型。');
elseif C>=0.65,P<=0.7
    input('预测精度等级为： 不合格! 建议考虑带残差的 GM 模型。');
end
```

## 致 谢

在本文结束之际，作者由衷地感谢导师李夕兵教授和副导师邓建教授，从课题选题到论文撰写的整个研究过程中，两位导师自始至终给了学生亲切的关怀和精心的指导。两位导师渊博的学识、过人的才华、敏锐的学术眼光、严谨的治学态度以及令人钦佩的科学精神，是学生终身学习的楷模，学生将永远铭记在心。在此，学生要再一次对两位导师致以最衷心的感谢！

作者在攻读硕士学位期间，先后得到了赵国彦教授、刘爱华教授、李启月老师、师兄蒋卫东、赵伏军、罗章、凌同华、左宇军、张义平、胡柳青、马春德、王卫华等以及周子龙、宋友红、刘希灵、师弟宫凤强、胡盛斌、岩小明、郭雷、李地元、朱卓慧等的大力帮助，借此机会谨向他们表示诚挚的谢意。非常感谢室友马俊伟、潘伟、尹曙明、唐小超以及 C12 班各位同学在学习和生活中给予我的极大帮助和支持，结下的深厚友谊让我永生难忘！

自作者就读本科期间以来，吴超教授、曹平教授、王文星教授、王新民教授等就一直在专业方面给予了学生很多的指导和教诲，在这里学生向您们致以深深的谢意！在深圳实习期间，作者得到了罗坚强经理、王建华师兄、孙守年总监、金亚兵博士、刘昭辉工程师等的辛勤指导，在此深表感谢！

最后要感谢我的家人——我最坚强的后盾，是他们二十多年来始终如一地教导我好好做人、鼓励我不断进步！也感谢每一位未能在此一一提及的亲人、老师、同学和朋友，向您们致以真诚的谢意！

所有的谢意将化作作者今后人生旅途中的强大动力！也衷心祝愿您们身体健康！事业顺利！家庭幸福！心想事成！



## 攻读硕士学位期间主要研究成果

### 参与科研项目：

广东省大宝山矿区安全评价与安全技术研究. 广东省大宝山矿业有限公司

### 发表论文：

- 1、刘广，李夕兵，宫凤强，等. 土钉支护在深圳一深基坑工程中的应用. 土工基础，2005 年第 1 期
- 2、李夕兵，刘广，邓建. 预应力锚索和微型桩联合处理深基坑失稳事故. 工业安全与环保，2005 年第 6 期

### 获得奖励：

- 1、荣获 2004 年度“金诚信”优秀研究生奖
- 2、被评为 2003-2004 学年度“校优秀研究生会干部”
- 3、荣获 2002-2003 学年“校优秀硕士研究生”
- 4、被评为 2002-2003 学年度“校优秀研究生会干部”