

摘 要

随着我国改革开放和经济建设的不断发展,城市地下空间的开发利用已经成为各大型城市的热点,而地下空间的开发利用基本上都是与基坑开挖相联系的。由于受到周围环境的限制,必须防止基坑开挖过程可能引起周围建筑的变形。目前基坑开挖设计已逐步由强度控制转变为变形控制,如何有效控制基坑变形,使基坑工程既安全又合理,是人们一直探索的课题。在进行变形控制设计中,变形预测分析是基础,而寻找能准确计算支护结构位移的基坑工程设计方法,是问题的关键。但是,当前在设计数据和模型的选取、参数的准确与可靠性等方面和工程的要求还有差距,有待进一步完善。基于这些问题,本文采用综述比较、理论分析、计算模拟等方法,对基坑支护变形控制设计理论进行初步的研究,本文的主要工作为:

(1) 详细研究了基坑工程发展现状,综述了基坑支护设计常用设计方法,分析各种设计理论的适用性。

(2) 选取 Drucker-Prager 理想弹塑性本构模型采用二维连续介质有限元法对支护桩的水平位移做预测分析并结合工程的实测位移资料检验计算结果的可靠性。

(3) 并对变形控制理论作了初步的概括与总结,基于变形控制为主线,结合工程实例中应用的一些变形控制的设计、施工措施,通过支护结构设计计算来验证所采取措施的可行性。

关键词:基坑支护 施工监测 变形预测 变形控制

Abstract

With the Chinese economy growing at a fast pace, utilizing underground space has become a new focus for municipal development, it fundamentally relates with excavation of the foundation pit. Due to the limitation of the surrounding environment, current excavation design has gradually shifted from strength control to deformation control. How effectively control deformation of foundation pit and make foundation pit engineering safe and stable, is the task that people always probe. Design on deformation controlling must be based on analysis of deformation forecast. The key to the problem is it is necessary to find an approach to calculate deformation of supporting structure in deep foundation pit. Currently the accuracy and reliability of design data, model and parameter need further researches. Different model selection will to some extent impact on prediction results. For these problems, the article will adopt comprehensive description and comparison, theory analysis and computational simulation to have a preliminary research on deformation controlling of supporting structure in deep foundation pit. main contents are as follows:

(1) deep foundation pit excavation and supporting is discussed in detail, general design methods for foundation pit supporting design are also summarized, analyze the applicability of different design theories.

(2) article chooses Drucker-Prager ideal elastoplastic model to forecast deformation of supporting pile by using two dimensional continuous medium finite element method, then use the engineering projects and the testing data to check the reliability of calculated results.

(3) Analysis various common design methods of foundation pit, meanwhile, get preliminary generalization and summarize of deformation control theory. Taking deformation control to be main line. In combination some of deformation control and design measures with project example, verify its feasibility through design calculation of supporting structure.

Key words: Foundation pit supporting Construction monitoring
Deformation prediction Deformation control

湖北工业大学

学位论文原创性声明和使用授权说明

原创性声明

本人郑重声明：所提交的学位论文，是本人在导师指导下，独立进行研究工作所取得的研究成果。除文中已经标明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的研究成果。对本文的研究做出贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名：龙立华

日期：2008年5月28日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权湖北工业大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

学位论文作者签名：龙立华

指导教师签名：何世秀

日期：2008年5月28日

日期：2008年5月28日

第一章 前言

1.1 选题依据与研究目的

目前,我国城市化建设进入了一个快速发展时期,城市的数量、规模以及人口都有了巨大的增长。面对城市化建设日益发展和城市土地资源日趋紧张的矛盾,人们不得不向地上和地下空间发展。但无论是向上还是向下发展利用空间,都必然带来大规模的基坑工程。高层建筑的建造,大型市政和城市轨道交通中地下车站的施工及大量地下空间的开发,伴随而来的是深基坑工程大量涌现,并且具有以下显著特征:

(1)基坑工程正向大深度、大面积方向发展,有的长度和宽度均超过百余米,工程规模日益增大;

(2)基坑工程大多位于闹市区,施工场地狭窄,场区周围常有大量的相邻建筑,地下常常埋设了大量的城市市政设施,对基坑稳定和变形控制的要求很严;

(3)设计方案众多,地区性特点突出。基坑支护方法众多,如重力式挡土墙,板桩墙,地下连续墙,桩锚支护,土钉墙等等。各地地质条件差异较大,采用的基坑支护方法具有较强的地区特点;

(4)基坑工程包含支撑、围护、防水、降水、土方开挖等多方面,且这几方面紧密相联系,其中的某一环节失效将导致整个工程的失败;

(5)深基坑工程属于地下工程,由于场区的工程地质,水文地质条件具有复杂性,不均匀性,岩土体的物理力学性质变化比较大,造成了勘察所得的数据离散性很大,难以代表土层的总体情况,并且精度较低,同时由于岩土体的物理力学性质会随着施工的进行而发生变化,这就加大了基坑工程设计和施工的难度。

在深基坑工程建设迅速发展的同时,深基坑支护设计与施工成为了我国各大城市基本建设工程中的重要关键问题。基坑事故也频繁发生:根据基坑工程事故的统计分析,基坑工程事故占基坑总数的1/4以上^[1],事故主要表现有以下两方面的问题:一是深基坑支护体系失稳;二是基坑变形超出了周边环境的承受范围,引起周围环境的显著变化,使得基坑周边的建筑设施发生破坏,道路出现裂缝,甚至地下管线变形断裂,造成严重的后果。因此,基坑支护结构除满足自身强度要求外,还须满足变形要求,将基坑周边土体的变形控制在允许范围之内,保证基坑周围的建筑物和管线的正常使用要求。

当前，深基坑工程由传统的强度控制设计向变形控制设计转变，尤其是在软土地区，强度控制设计已不能满足基坑工程的需要。如何根据场地的工程地质条件，环境条件，制定合理的支护设计方案，在保证基坑稳定性的前提下，以变形控制为目标，设计安全合理的支护方案，使得支护体系与周边环境对基坑变形的要求相适应，已成为基坑支护设计的发展趋势^[2]。

本文正是基于这一指导思想，以变形控制为主线，对变形控制设计理论作初步的探讨。

1.2 该领域研究现状

1.2.1 深基坑支护结构类型

目前，我国的支护技术在借鉴国外先进技术的基础上，经过多年的发展，提出了多种支护形式应用于各种不同的工程项目中。尽管形式众多，但工程界一直没有统一的分类标准，以下从几个方面对支护结构进行简单分类。

(1) 根据支护结构的受力特点来分，主要有：重力式挡土结构、墙板式支护结构(包括地下连续墙、板桩及桩板)、排桩式支护结构、锚杆支护结构、土钉支护及喷锚支护。

(2) 根据减小基坑侧移变形的的方法，可将支护结构分为撑式支护和锚式支护两种。撑式支护是在坑内设置一道或几道钢管或钢筋混凝土支撑，以达到增强支护结构整体刚度和稳定性的目的；锚式支护则采用一道或几道锚杆或锚索的拉结来增强支护体系的稳定性，减小支护结构的变形。

(3) 从被支护土体的作用机理，可将支护分为被动支护(亦称外部支护、支挡式支护)和主动支护(亦称内部支护、加固型支护)两种。前面所述的重力式挡土结构、墙板式支护结构、排桩式支护结构属于外部支护，被支护土体被视为作用于挡土结构的主要荷载；锚杆支护、土钉支护及喷锚支护等属于内部支护，被支护土体既是荷载也是承载结构的一部分。

通常，土钉支护、锚喷支护、重力式挡墙等多用于土质较好、开挖深度不超过6m的基坑，桩排支护、板桩支护、地下连续墙支护等多用于土质较差、开挖深度超过6m的深基坑。另外，各种方法也可组成复合式支护方法。表1.1列出了一些常见基坑支护结构类型^[1]。

基坑的支护结构主要承受基坑开挖卸荷所产生的土压力和水压力，是稳定基坑的一种临时支挡结构。支护结构的选型应根据地质情况，基坑开挖深度，周围环境要求，工程功能，当地的常用施工工艺设备以及经济技术条件综合考虑，因

地制宜地选择支护结构类型。支护结构选型还应考虑结构的空间效应和受力特点,采用有利于支护结构材料受力性状的型式。

针对不同的基坑工程状况,其支护结构在设计时应综合考虑,其选择依据一般包括^[4]:

- (1)基坑的几何尺寸,基坑场地的形状,深度和宽度;
- (2)支护结构所受的土压力,地面超载等;
- (3)基坑范围及周边的工程地质和水文地质情况,包括勘察资料,勘察数据,测试方法,力学参数及试验方法,地下水情况及其分布等;
- (4)环境条件,基坑所在地及周围的地区性质、基坑周围建筑物状况、公用

表 1.1 常见基坑支护结构的适用条件及特点

序号	结构型式	适用条件及特点
1	排桩	适用于基坑深度不大,桩顶位移要求不严的条件下,悬臂式结构在软土地中不宜大于 5m
2	地下连续墙	整体性好,适于基坑深度大,地质条件差的情况,造价高,兼作地下结构的组成部分时才经济。
3	水泥土墙	采用搅拌桩或旋喷桩相互搭接组合成重力式墙,适于基坑深度不大于 6m,有一定作业空间的情况。
4	土钉墙	具有快速简便,经济实用的特点,应用较为广泛,基坑深度不宜大于 6m,不适于淤泥等软土基坑。
5	双排桩	刚度大,可不设锚拉或支撑,方便施工,特别适合于因地下障碍不能施工锚杆的情况。
6	桩墙内支撑	适用于软土地区周边环境敏感的情况,可严格控制位移及支护结构变形,但坑内挖土会受到影响。
7	喷锚网支护	锚杆结合土钉复合支护,保证了支护体的外部稳定性,在施加预应力的情况下可控制基坑周边位移。
8	SMW 工法	采用水泥土桩内置筋工艺,形成刚柔并济的支护结构,是一种较为经济的支护方法。
9	桩锚组合	根据基坑开挖深度及支护结构变形要求,有单锚、多锚支撑等,适用范围较为广泛。
10	逆作拱墙	淤泥和淤泥质土地不宜采用,拱墙轴线的矢跨比不宜小于 1/8,基坑深度不宜大于 12m o

设施分布及地下构筑物管线状况、交通状况及道路状况、周边水域状况以及周边环境对施工振动、位移的承受能力等;

(5)国家及地区现行有关的设计、施工技术规范、规程;

(6)相似基坑工程的成熟经验;地方经验等。

1. 2. 2 深基坑支护设计研究

基坑工程是基础和地下工程施工中的一个古老而又有时代特点的岩土工程课题,同时又是一个综合性的岩土工程难题,既涉及到土力学中典型强度问题,又包含了变形问题,同时还涉及到土与支护结构的共同作用问题。对于这些问题的认识及其对策的研究,是随着土力学理论、计算技术、测试仪器以及施工机械、施工工艺的进步而逐步完善的。

放坡开挖和简易木桩围护可以追溯到远古时代,人类土木工程活动促进了基坑工程的发展。随着我国城市化的进程不断加速,对地下空间的利用也愈加重视。特别是到了本世纪,随着高层和超高层建筑的发展,以及人们对地下空间的开发和利用日益增多,基坑工程不仅数量增多,而且向更大、更深的方向发展。由于大量的基坑工程集中在市区,施工场地狭小,施工条件复杂,基坑围护体系不仅要保证基坑及围护结构本身的安全,而且还要保证周围建筑物和市政设施的安全以及正常使用,也就是说基坑还存在着环境效应的问题。因此对基坑工程的要求越来越高,出现的问题也越来越多。由此促进了基坑开挖技术的研究与发展,产生了许多先进的设计计算方法和施工工艺。

从80年代初开始我国逐渐深入深基坑设计与施工领域,为保证基坑工程施工的安全,中国建筑科学研究院、建设部及各地方建委组织有关专家编写了《岩土工程勘察规范》^[3]、《建筑基坑支护技术规程》^[4]等,许多地方行政主管部门出台了相关的基坑支护的强制性规定。不少专家针对基坑工程现状,相继提出了各自的新理论和新方法,如王步云提出的土钉设计王步云法^[5],秦四清提出的支护结构优化设计理论^[6],以及其他学者提出的有限元分析理论^[7~10]、神经网络预测支护系统变形理论^[11~14]等。另外,同济启明星科技公司推出的“启明星基坑支护分析计算软件”,北京理正软件公司推出的“理正深基坑支护结构设计软件”,北京中航勘察设计研究院推出的“大力神软件”,武汉中南勘察设计院推出的“天汉”等商业化软件已在各地深基坑工程中得到广泛应用。

1. 2. 3 变形控制设计理论

对基坑支护结构来说,其工作的极限状态有两种,一是强度破坏状态,即支护

结构的强度破坏;二是失效状态,即支护结构强度尚未破坏,但由于变形过大,而使支护体系失去了实际意义或由于变形过大而对周围环境造成了一定程度的危害。因此,变形控制设计的基本思想就是在支护结构满足强度的前提条件下,尚需满足使用要求,即基坑在施工过程中,既要保证安全、不失稳,又要保证对周围环境不造成破坏性影响^[15]。

从技术发展的角度来讲,基坑设计正在经历由强度控制设计向变形控制设计过渡的阶段^[16]。变形控制没有引起重视的原因有两个方面:(1)常规设计方法对支护结构及基坑周围土体的变形不能给出相应的解答,变形控制无从谈起;(2)早期的基坑规模小,开挖深度浅,周边环境条件简单,周边建(构)筑物和管线少,土压力问题与基坑变形分析影响程度小;但目前的基坑越来越深,周边环境条件越来越严峻,这也是将变形控制提上日程的主要原因。

张钦喜^[17]等深入探讨了变形控制设计,提出了变形控制设计的基本思想:支护结构在满足强度要求的前提下,尚需满足其使用要求。即基坑在施工过程中既要保证其安全、不失稳,又要保证其对周围环境不造成破坏性的影响;作者还对变形控制设计的基本内容和变形控制标准进行了讨论。

刘建航、候学渊^[18]将基坑变形控制标准分为4个保护等级。

李云安、葛修润等^[19-20]深入探讨了影响基坑变形的多种实质性状态变量,给出了影响基坑变形的主要因素,并将其作为在变形控制的重要内容,编制了有限元模拟程序,取得了一定成果。

1.3 存在的问题

(1)目前的基坑工程设计中,大多是采用强度控制,对基坑变形考虑较少。但对于许多基坑工程来说,并不是仅仅需要足够的承载能力,而还应控制变形,保证基坑的建筑、道路、管线等的正常使用。如何预测基坑变形,如何在设计中将基坑变形控制在一定的范围,这方面的研究工作急待深入。

(2)现在的设计计算方法将土压力作为一个确定荷载作用在支护结构上,其值和分布规律不随支护结构的变形而发生变化,没有考虑到土与结构的相互作用,这种假定和工程实际是不符合的。

(3)土与结构相互作用方面的研究还不够深入,如何考虑支护结构刚度、土体刚度等对基坑变形、土压力的影响等,都是基坑工程设计工作中急待解决的问题。

(4)数值模拟技术在基坑工程中得到了广泛的运用,但分析的结果大多与实际工程有较大出入,还只能仅仅作为一个参考。如何通过对实测资料的分析来确定

计算参数,使得计算结果与实际情况较为吻合,以预测下一个工况的内力和变形或者相类似的基坑工程的内力和变形。这方面也需要进一步的研究和经验的积累。

1.4 本文的主要工作

随着我国改革开放和经济建设的不断发展,城市地下空间的开发利用已经成为各大型城市的热点,而地下空间的开发利用基本上都是与基坑开挖相联系的。由于受到周围环境的限制,必须防止基坑开挖过程可能引起周围建筑的变形。目前基坑开挖设计已逐步由强度控制转变为变形控制,如何有效控制基坑变形,使基坑工程既安全又合理,是人们一直探索的课题。在进行变形控制设计中,变形预测分析是基础,而寻找能准确计算支护结构位移的基坑工程设计方法,是问题的关键。但是,当前在设计数据和模型的选取、参数的准确与可靠性等方面和工程的要求还有差距,有待进一步完善。基于这些问题,本文采用综述比较、理论分析、计算模拟等方法,对基坑支护变形控制设计理论进行初步的研究,本文的主要工作为:

(1) 详细研究了基坑工程发展现状,综述了基坑支护设计常用设计方法,分析各种设计理论的适用性。

(2) 选取 Drucker-Prager 理想弹塑性本构模型采用二维连续介质有限元法对支护桩的水平位移做预测分析并结合工程的实测位移资料检验计算结果的可靠性。

(3) 并对变形控制理论作了初步的概括与总结,基于变形控制为主线,结合工程实例中应用的一些变形控制的设计、施工措施,通过支护结构设计计算来验证所采取措施的可行性。

第二章 深基坑支护设计理论

2.1 引言

在基坑支护设计中,确定了支护结构型式之后,选择正确的计算模型进行设计计算是至关重要的。目前常用的基坑支护设计计算方法大致可分为三类。第一类是常规设计方法(极限平衡法);第二类称为弹性抗力法;第三类是有限元法。

支护结构设计首先需要知道作用在支护结构上的土、水压力,土压力是作用于支护结构上的主要荷载,特别在大型基坑的开挖中能较正确地估计土压力,对于确保工程的准确设计与顺利施工具有十分重要的意义。在实际应用中,使用较多的还是使用朗肯(Rankine)和库仑(Coulomb)理论来计算土压力。

2.2 土压力理论^[21-23]

2.2.1 土压力分类

在基坑工程的设计和施工中,常要设置临时的支挡结构来维护开挖边坡的稳定。土压力是作用于支挡结构的主要荷载,在大型基坑的支护设计中,正确地估计土压力,对于确保基坑工程的安全和顺利施工具有十分重要的意义。

土压力是土体因自重或外荷载作用对支护结构产生的侧向压力,是土与支护结构相互作用的结果,与支护结构的形式、刚度、变位、土与结构的接触条件以及支护结构受到的约束等有密切关系。土压力的大小与土体的变形有关,在土体达到破坏状态之前,土压力的大小是难以确定的;在土体达到破坏状态时,由于变形土体内各点很难同时进入极限平衡状态,土压力计算也带有一定程度的不确定性。尽管如此,在分析土压力的时候,通常认为土体处于理想破坏状态,一方面是为了应用方便,另一方面是因为难以得到具有较高可靠性的土性参数。传统的计算按支护结构变形的方向及大小存在三种极限状态,分别为主动土压力状态、静止土压力状态、被动土压力状态,对应的土侧压力分别为主动土压力、静止土压力、被动土压力。

静止土压力 E_0 : 挡土墙在土侧压力作用下,产生位移前处于静止状态,作用在支护结构上的土压力称为静止土压力。

主动土压力 E_a : 挡土墙在土侧压力作用下,向基坑内移动或绕前趾向基坑内转动,当位移达到一定值时,墙后土体形成滑裂面,应力达到极限平衡状态,土

压力达到最小值，称为主动土压力。

被动土压力 E_p ：挡土墙在外荷载作用下，向基坑外移动或转动，土体抗力增加，当位移达到一定值时，墙后土体形成滑裂面，应力达到极限平衡状态，土压力达到最大值，称为被动土压力。

上述三种土压力是随位移变化的三种极限情况。由图 2.1 可见，三者关系如下：

$$E_p > E_0 > E_a$$

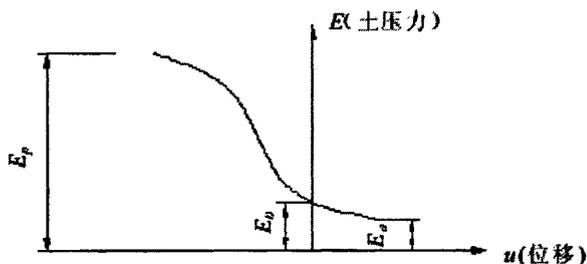
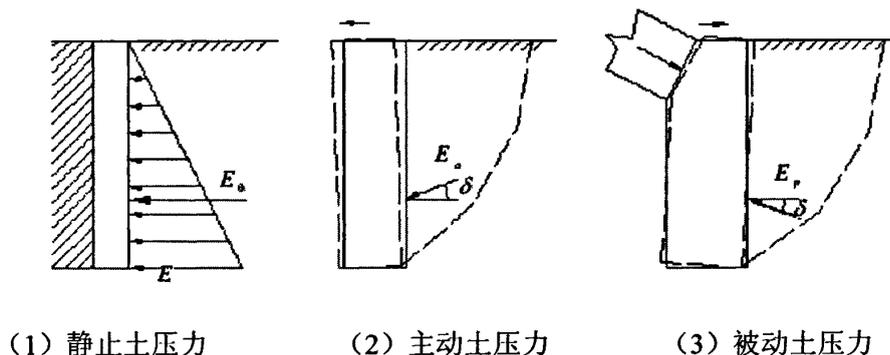


图 2.1 三种不同极限状态的土压力

2.2.2 土压力计算理论

由于影响土压力的因素较多且很复杂，目前尚无统一的计算方法，各种计算方法均有不同的假设条件，主要的古典方法有郎肯（Rankine）理论与库仑（Coulomb）理论。

2.2.2.1 朗肯土压力理论

朗肯土压力理论是英国科学家朗肯（Rankine）于 1857 年提出的，它是由半空间的应力状态出发，根据土的极限平衡理论推导出的。其基本假设是：

- (1) 墙后土体竖直、光滑；
- (2) 墙后土体表面水平且为无限半平面。

1、朗肯主动土压力

计算公式如下:

$$\sigma_a = \gamma Z k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad (2.1)$$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a - 2cH\sqrt{k_a} + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (2.2)$$

式中 σ_a 为主动土压力强度; k_a 为主动土压力系数, $k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$; γ 为墙后填土的容重; c, φ 分别为土的内聚力和内摩擦角; Z 为计算点距填土表面的深度, H 为墙背的高度, E_a 为总主动土压力。其主动土压力分布图见图 2.2。

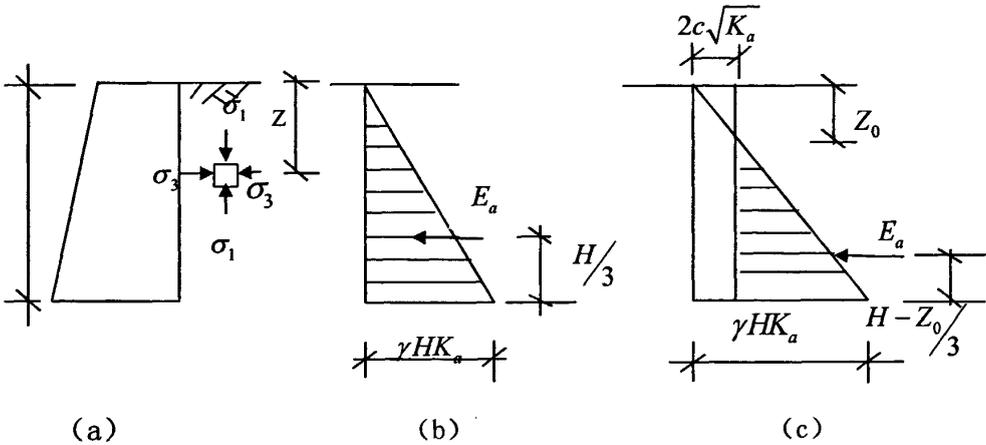


图 2.2 朗肯主动土压力分布

(a) 挡土墙 (b) 砂土 (c) 粘性土

由式(2.1)知, 土的主动土压力存在零点, 在零点以上出现负值, 即拉应力, 但实际上墙体和土在很小的拉力作用下就会脱开, 出现深度为 Z_0 的裂缝。因此, 认为在 Z_0 以上土压力值为零, 在 Z_0 以下土压力强度按三角形分布。 Z_0 的值可根据 $\sigma_a = 0$ 求得。

2、朗肯被动土压力

被动土压力强度及总被动土压力为:

$$\sigma_p = \gamma Z k_p + 2c\sqrt{k_p} \quad (2.3)$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_p + 2cH\sqrt{k_p} \quad (2.4)$$

式中 σ_p 为被动土压力强度, K_p 为被动土压力系数, $k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$, E_p 为总被动土压力, 为土重力所产生的压力和内聚力产生的土压力叠加而成。其被动土压力分布图见图 2.3。

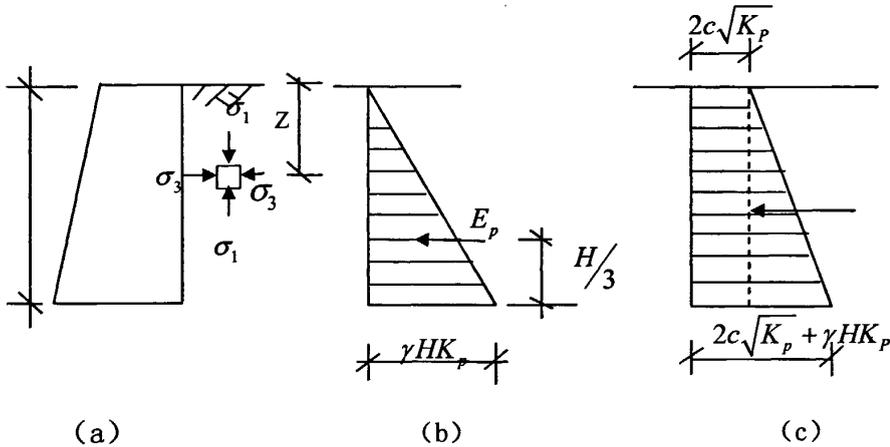


图 2.3 朗肯被动土压力分布图

(a) 挡土墙 (b) 砂土 (c) 粘性土

朗肯土压力理论应用半空间中的应力状态和极限平衡理论的概念比较明确, 公式简单, 便于记忆, 对于粘性土和无粘性土都可以用该公式直接计算, 故在工程中得到广泛应用。但为了使墙后的应力状态符合半空间的应力状态, 必须假设墙背直立的、光滑的、墙后填土是水平的, 因而使应用范围受到限制, 并由于该理论忽略了墙背与填土之间摩擦力的影响, 使计算的主动土压力偏大, 而计算的被动土压力偏小。

2.2.2.2 库仑土压力理论

1776 年法国的库仑(Coulomb)根据墙后土体处于极限平衡状态并形成一滑动楔体时, 用处于极限平衡状态时力系的平衡条件, 提出了库仑土压力理论, 其基本假定是:

- (1) 墙后土体为均质各向同性的散体, 即无粘性土;
- (2) 挡土墙很长, 属于平面应变问题;
- (3) 楔体与土体之间的滑动面为一平面。

1、库仑主动土压力

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad (2.5)$$

其中,
$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]} \quad (2.6)$$

式中 k_a 称为库仑主动土压力系数, α 为墙背与垂直线之间的夹角, 以垂线为准, 逆时针为正, 称为俯斜墙背; 顺时针为负, 称为仰斜墙背; φ 为内摩擦角; H 为墙背的高度; β 为填土面与水平面之间的夹角; δ 为墙背与填土之间的摩擦角, 其值可由试验确定。

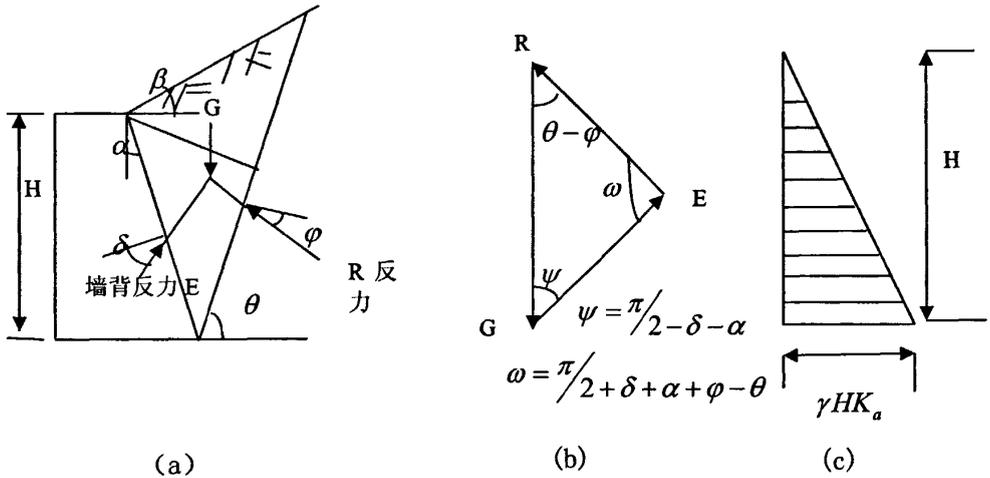


图 2.4 库仑主动土压力计算图

2、库仑被动土压力

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p \quad (2.7)$$

其中,
$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\alpha + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (2.8)$$

式中 k_p 称为库仑主动土压力系数, 其他符号意义同上。

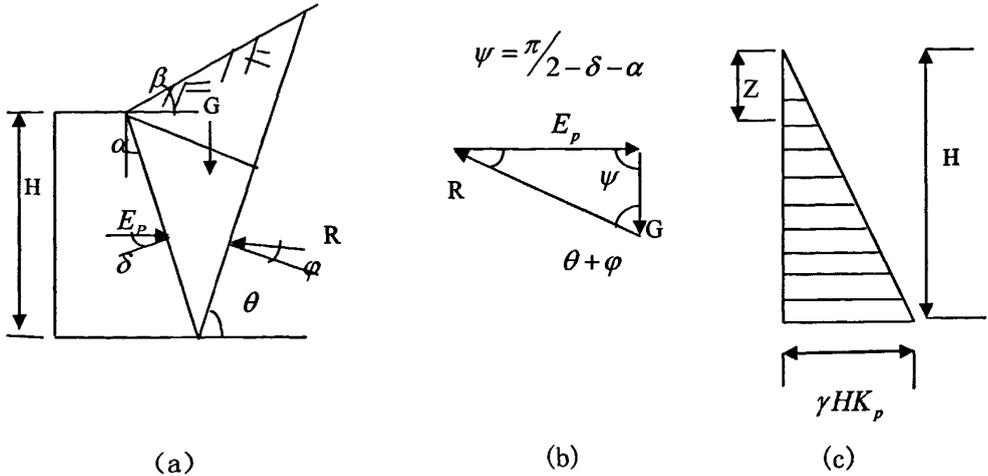


图 2.5 库仑被动土压力计算图

在城市建设中往往由于空间的限制，基坑基本上为直立的，即 $\alpha = \beta = 0$ ，此时 k_a, k_p 将简化。同时库仑土压力理论是根据无粘性土的情况导出，没有考虑粘性土的粘聚力即 $c=0$ ，但事实上内聚力是存在的，这样一来，由库仑理论计算出的主动土压力系数会比严格的理论解稍偏小；其被动土压力系数，当 δ 和 φ 较小时，特别是 δ 较小时，被动土压力系数的计算误差也在工程计算所允许的范围之内，但是当 δ 和 φ 较大时，计算误差会很大，以至于在工程中不能使用，这时就要考虑朗肯土压力理论。另外，当挡土结构后用粘性土作为填料时，在工程实践上常采用换算的等值内摩擦角 φ_D 。换算方法主要有：

1) 根据土的抗剪强度相等来换算，取 $\sigma = \gamma h$ ，则

$$\varphi_D = \arctg\left(\tg\varphi + \frac{c}{\gamma h}\right) \quad (2.9)$$

2) 根据 Rankine 公式，土压力相等，有：

$$\varphi_D = \frac{\pi}{2} - 2\arctg\left[\tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma h}\right] \quad (2.10)$$

3) 根据 Rankine 公式，土压力的力矩相等，有：

$$\varphi_D = 90^\circ - 2\arctg\left\{\left[\tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{c}{\gamma h}\right]\sqrt{1 - \frac{2c}{\gamma h}\tg\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}\right\} \quad (2.11)$$

2. 3 深基坑支护设计计算方法

2. 3. 1 常规设计方法

常规设计方法又称为极限平衡法^[24]，这种方法假定支护结构在土压力和结构横向支撑力的作用下达到平衡，利用力与力矩平衡条件。求出嵌固深度与锚固力。这种方法计算较为简单，是工程实践中应用最多的一种方法。常用的极限平衡法有自由端支撑法(静力平衡法)和固定端法(等值梁法)。

2.3.1.1 静力平衡法^[25]

它假定支护结构是刚性的，随着板(桩)入土深度的不同，作用在不同深度上各点的净土压力的分布不同。当单位宽度板(桩)墙则处于稳定，相应的板(桩)入土深度即为板桩保证其稳定性所需要的最小入土深度，可根据静力平衡条件即水平力平衡方程($\sum H = 0$)和对桩底截面的力矩平衡方程($\sum M = 0$)联解求得。图 2.6 为单撑(锚)支护结构的内力计算简图。

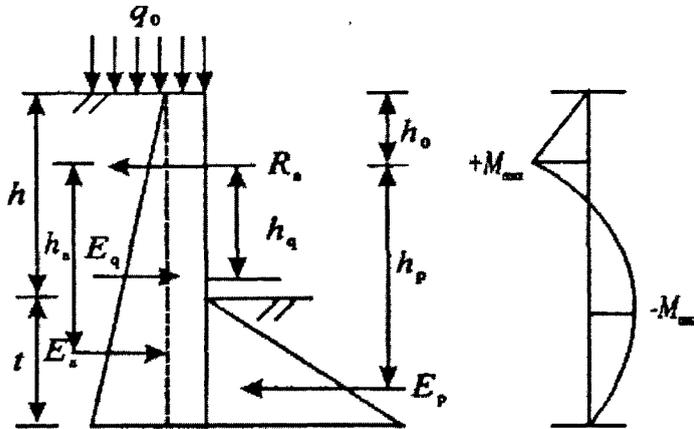


图 2.6 底部自由支承单撑(锚)支护结构计算

整个支护结构是稳定的，故作用在挡土结构上的 R_a 、 E_a 、 E_p 三力必须平衡。图中 R_a 为支撑(锚)力； E_a 为主动土压力； E_p 为被动土压力； q_0 为地面均布荷载。根据力的平衡条件可以得到：

$$R_a + E_p = E_a + E_q \quad (2.12)$$

根据对支撑(锚)位置的力矩平衡条件可以得到：

$$E_p h_p = E_a h_a + E_q h_q \quad (2.13)$$

由以上两个方程可以得到关于入土深度 t 的三次方程，当主、被动土压力都确定后，入土深度只随撑(锚)位置 h_0 而改变，调整 h_0 可以调整入土深度，关系是： h_0 增大， t 减小；反之增大。从而可以达到调整桩长的目的。同时桩中的最大弯矩也是 h_0 的函数，当 h_0 从小到大增大时，桩中的最大弯矩是先小后增大，它有一个最

小值，取此值进行桩径设计可以使桩径最小。

2.3.1.2 等值梁法^[25]

桩入坑底土内有弹性嵌固(铰结)与固定两种，当作一端弹性嵌固另一端简支的梁来研究。挡墙两侧作用着分布荷载，即主动土压力与被动土压力，如图 2.7(a)所示。在计算过程中所求得出的仍是桩的入土深度、支撑反力及跨中最大弯矩。

单支撑挡墙下端为弹性嵌固时，其弯矩如图 2.7(c)所示，若在得出此弯矩图前已知弯矩零点位置，并于弯矩零点处将梁(即桩)断开以简支计算，则不难看出所得该段的弯矩图将同整体梁计算时一样，此段梁段即称为整梁该段的等值梁。对于下端为弹性支撑的单支撑挡墙其净土压力零点位置与弯矩零点位置很接近，因此可在压力零点处将板桩划开作为两个相联的简支梁来计算。这种简化计算就称为等值梁法，其计算步骤如下：

- (1) 根据基坑深度、勘察资料等，计算主动土压力与被动压力，求出土压力零点 B 的位置，计算 B 点至坑底的距离 u 值；
- (2) 由等值梁 AB 根据平衡方程计算支撑反力 R_a 及 B 点剪力 Q_B 。

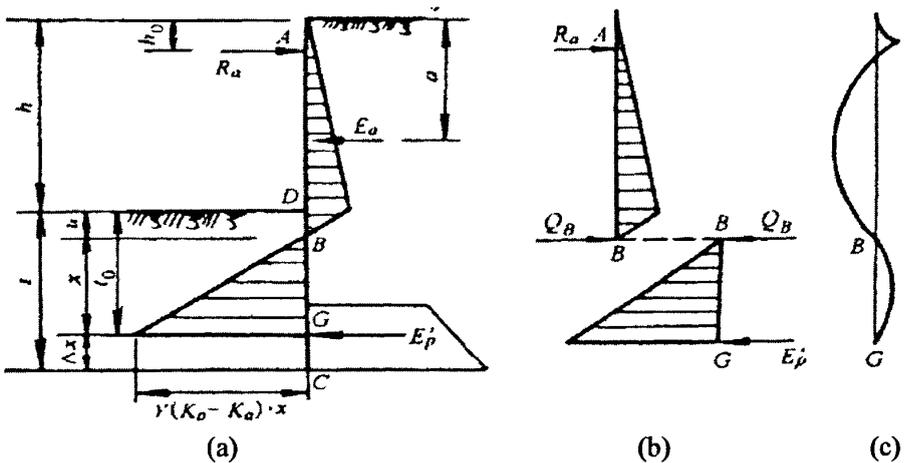


图 2.7 等值梁法计算简图

$$R_a = \frac{E_a(h+u-a)}{E_a(h+u-h_0)} \tag{2.14}$$

$$Q_B = \frac{E_a(a-h_0)}{h+u-h_0} \tag{2.15}$$

- (3) 由等值梁 BG 求算板桩的入土深度，取 $\sum M_G = 0$ ，则

$$Q_B x = \frac{1}{6} \gamma (K_p - K_a) x^3 \tag{2.16}$$

由上式求得：

$$x = \sqrt{\frac{6Q_b}{\gamma(K_p - K_a)}} \quad (2.17)$$

由上式求得 x 后，桩的最小入土深度可由下式求得：

$$t_0 = u + x \quad (2.18)$$

如土质差时，应乘系数 1.1~1.2，即

$$t = (1.1 \sim 1.2)t_0 \quad (2.19)$$

(4) 由等值梁求算最大弯矩 M_{\max} 值。

2. 3. 2 弹性抗力法

常规设计方法假定了基坑内侧的土抗力为被动土压力状态，尤其是对于有支撑点的支护结构采用等值梁法对支点力的计算假定与支点刚度系数无关，在使用上受到了较大限制，从理论上也无法反映支护结构的真实工作性状，因此，逐渐被弹性支点法^[26]所并代，弹性支点法可以考虑支撑点刚度及土体变形与应力状态，随着计算机的普遍应用，弹性支点法从开始平面问题逐步发展到可以考虑支撑体系作用的空间问题解，使支护结构的设计更趋合理。

弹性抗力法的要点是，由于挡墙位移有控制要求，基坑内侧不可能达到完全的被动状态，实际上仍处于弹性抗力阶段，因此引用承受水平荷载桩的横向抗力的概念，将外侧主动土压力作为施加在墙体上的水平荷载，用弹性地基梁的方法计算挡墙的变位与内力。弹性地基梁法认为，水平方向的地基反力与墙体位移的关系可用下式来表示：

$$p = Kx^m y^n \quad (2.20)$$

式中 p ——水平方向地基反力强度；

K ——由土的性质决定的地基反力系数；

x ——开挖面以下的深度；

y ——墙体的水平位移。

当指数为 1 时为线弹性地基反力分布。即地基反力与墙体位移 y 成正比。当指数不为 1 时，为非线弹性地基反力分布。非线弹性地基反力分布，计算复杂，工程上用的较少。当指数 $m=0$ 时，表示水平方向的地基反力系数与深度无关，是一个定值。这种分析方法称为“K”法；当 $m=1$ 时，表示地基反力系数与深度成正比，这种分析方法叫作“m”法；当 $m=0.5$ 时，则称为“C”法。其中“m”法计算简单且比较符合实际情况，是目前最常用的方法。

m 值随土的种类及其性质，桩的材料和刚度，桩的水平位移值和荷载作用方

式及荷载水平等因素而变化,可通过桩的现场水平荷载试验来测定 m 值。 m 值的经验公式为:

以基坑底而位移量估计值 $d=10\text{mm}$,按下式计算:

$$m = \frac{1}{d}(0.2\varphi^2 - \varphi + c) \quad (2.21)$$

式中 c, φ 分别为土的内聚力与内摩擦角。

2.3.3 有限元方法

传统计算理论未考虑支撑或锚杆的变形及分步开挖的施工进程,而实际施工过程则是支撑或锚杆是在挡土结构已产生位移的状态下加上的,为调查弹性挡土结构受力状态及预测墙及地面位移,产生了非线性有限元方法。有限元方法^[27-28]提供了一种更为合理的设计计算方法,它可以从整体上分析支护结构及基坑周围土体各点的应力与位移性状,能够考虑土体的非线性、流变性等性质,而且可动态模拟开挖支撑的施工过程,不仅为事前设计与方案比较,而且为信息反馈施工管理提供实时处理的阶段。在基坑变形和内力计算中,如基坑的平面形状比较规则,并且有一个方向的尺寸远大于另一个方向的尺寸,可认为基坑处于平面应变状态,可将土体离散成三角形单元或四边形单元,将围护墙离散成梁单元,再引入具体的边界条件求解。从原理上说,常规方法存在的问题在有限元方法中都可以不同程度的得到解决。除了数值分析方法本身的问题以外,用有限元方法的关键是正确选用计算模型和设计参数。本文在第五章节中将应用有限元方法模拟基坑开挖过程,以预测支护桩水平位移。

2.3.4 其他算法

(1) 增量算法是在横向荷载下桩土共同作用简化计算方法的基础上,将挡土结构内力及变形与土的性状、挡土结构和锚杆的刚度、开挖和支撑过程相联系,模拟整个施工过程,考虑分步开挖、逐步变形的简易计算方法。

根据从基坑开挖,设置锚杆的施工顺序,把整个施工过程按施工工况划分为若干个相对独立的受力阶段进行计算,但实际上每个施工工况的受力并不是孤立的,而是在前一工况的基础上变化发展而来的,因此为了适应挡土结构随施工工况其内力变形不断发展的特点,在计算中采用增量法反映各施工阶段的连续性及继承性,即在每一工况的计算过程中,荷载与变形是在前一工况完成后的增量。其要点为:

根据每个施工阶段的结构和支承条件,计算出相对前一施工阶段的增量荷载

作用下产生的墙体内力(变形)增量;荷载增量包括外部荷载的增加和减少量;水土压力的变化量;支撑的拆除;坑底附近土弹簧刚度的变小。

用增量法计算较好地反映基坑开挖和回筑过程中各种因素对连续墙的受力影响,如施工过程中基坑开挖,支撑设置及拆除,荷载变化,预加压力,墙体刚度改变,与主体结构板墙的结合方式及连续墙两侧非对称荷载的影响等,而且能反映施工过程及使用阶段墙体受力变化的连续性。

(2) 另外姚爱国,汤凤林,Smith I. M.在总结和分析现有方法的基础上提出了综合设计方法:其认为有限元方法虽然能计算出基坑周围的位移与应力,但桩的嵌固深度与锚固力还需要用其它方法算出。因而,提出了所谓综合设计方法。综合设计方法指的是两种意义上的综合。一是颁布的行业标准与各个地方标准间的综合。二是常规方法与弹塑性有限元法的综合。其算法为先按各种标准计算出桩的嵌固深度与锚固力,再用弹塑性有限元分析基坑的位移。综合分析桩墙的内力与基坑的位移,选择既能满足安全要求又比较节省的方案作为最终设计方案。这种方法考虑全面,能够达到优化设计的目的。但这种方法需要计算机软件的支持。

2.4 本章小结

基坑支护设计中常规设计方法计算较为简单,是工程实践中应用最多的一种方法。常规设计方法难以考虑施工过程中的不同工况、桩土间的相互作用与影响,难以分析支护结构的整体性状,弹性抗力法对常规方法进行了改进,采用弹性地基梁的方法计算支护结构的位移与内力,采用弹簧模拟土侧压力及锚杆或支撑的支点力。

传统计算理论未考虑支撑或锚杆的变形及分步开挖的施工进程,而实际施工过程则是支撑或锚杆是在支护结构已产生位移的状态下加上的,故按传统计算理论得出的计算结果是不尽合理的。为调查弹性挡土结构受力状态及预测墙及地面位移,产生了非线性有限元方法。有限元方法将支护结构及土体划分为有限个单元,采用数值分析方法,从整体上分析支护结构及周围土体的应力与位移性状,是目前较为先进的一种设计计算方法。

第三章 基坑施工监测

3.1 基坑监测概述

信息化施工是目前地下工程中广泛提倡并应用的重要方式及施工管理理念。为此，施工监测就成为信息化施工的重要项目，并且是施工管理、施工决策的主要依据。施工监测，不仅可以有效的跟踪施工活动，及时了解施工动态、围护及支护结构的安全状况，而且通过实测值与计算值的比较，能可靠的反映基坑工程中施工所造成的影响，能较准确地以量的形式反映这种影响程度。由于深基坑工程中地质条件、荷载条件、材料性质、施工工况以及其他外界条件的变化，很难单纯从理论上预测或计算，理论计算值一般与实测值之间也有较大的偏差，因此在地下工程的施工过程中，施工监测就显得十分重要。基坑监测应根据现行有关规定、规程、岩土工程勘察资料、场地周边环境条件的要求进行，建设单位应选择有资质的单位进行监测工作。

在深基坑开挖的施工过程中，基坑内外的土体将由原来的静止土压力状态分别向被动和主动土压力状态转变，应力状态的改变引起围护结构承受荷载并导致围护结构和土体的变形，围护结构的内力(围护桩和墙的内力、支撑轴力或土锚拉力等)和变形(深基坑坑内土体的隆起、基坑支护结构及其周围土体的沉降和侧向位移等)中的任一量值超过容许的范围，将造成基坑的失稳破坏或对周围环境造成不利影响。在施工现场四周有建筑物和地下管线，基坑开挖所引起的土体变形将在一定程度上改变这些建筑物和地下管线的正常状态，当土体变形过大时，会造成邻近结构和设施的失效或破坏。同时，基坑相邻的建筑物又相当于较重的集中荷载，基坑周围的管线常引起地表水的渗漏，这些因素又是导致土体变形加剧的原因。另外，基坑开挖与围护结构施工过程中，存在着时间和空间上的延迟过程，以及降雨、地面堆载和挖机撞击等偶然因素的作用，使得现阶段在基坑工程设计时，对结构内力计算以及结构和土体变形的预估与工程实际情况有较大的差异，并在相当程度上仍依靠经验。因此，在深基坑施工过程中，只有对基坑支护结构、基坑周围的土体和相邻的构筑物进行全面、系统的监测，才能对基坑工程的安全性和对周围环境的影响程度有全面的了解，以确保工程的顺利进行，在出现异常情况时及时反馈，并采取必要的工程应急措施，甚至调整施工工艺或修改设计参数。

3.2 监测项目

施工现场监测工作主要包括以下三个方面的内容:

(1) 监测土体所受到的施工作用, 各类荷载的大小, 以及在这些荷载作用下土体的反映性状。如地表沉降, 不同深度处的侧向变形、裂缝或滑动破坏面的变位、墙体土压力、坑底隆起。

(2) 监测支护结构。如水泥土挡墙的沉降, 护坡桩的变形及应力, 锚杆拉力及其分布, 桩(墙)顶的沉降与侧向位移, 桩(墙)体的侧向位移, 桩(墙)体内力等。

(3) 监测基坑开挖后对周围环境的影响。如基坑开挖和降水对相邻结构与设施的影响, 施工造成的震动, 噪声、污染等因素对环境的影响和基坑内外地一下水位的变化、土中孔隙水压力的变化、管涌(水土流失、土洞)等。

特别是在建筑物密集及地下管网复杂的城区开挖基坑, 从基坑边缘向外 3 至 5 倍基坑开挖深度范围(对软弱土取最大值)内的建(构)筑物应作为主要监测对象, 特别是古文物保护区及重要建(构)筑物和交通干道、煤气管、通讯电缆、上、下水管等应列在监测范围之内。在基坑开挖施工过程中, 若基坑突发异常情况, 如严重的涌砂、漏水、冒水、支护结构或邻近建(构)筑物、地下管线严重变形等, 应加强监测, 扩大监测范围。

3.3 施工监测技术

3.3.1 支护结构的监测

(1) 支护结构水平位移监测

根据基坑的大小, 一般每间隔 6-8m 布置一个监测点在关键部位适当加密布点。基坑开挖期间, 每隔 2-3 天监测一次, 位移较大时每天监测 1-2 次, 考虑到施工场地狭窄、测点常被阻挡的实际情况, 可用多种方法进行监测。一是用钢钢丝、钢卷尺两用式位移收敛计对支护结构进行收敛测量。二是用精密光学经纬仪进行观测, 在基坑长直边的延长线上两端静止的构筑物上设观测点和基准点, 并在观测点位置旋转一定角度的方向上设置校正点, 然后监测基坑长直边上若干测点的水平位移。三是用钢钢丝伸缩计进行量测, 仪器的一端放在支护结构顶部, 另一端在稳定的地段上并与自动记录系统相联, 可连续获得水平位移曲线和位移速率曲线。

(2) 支护结构倾斜监测

根据支护结构受力及周边环境等因素, 在关键的地点钻孔布设测斜管, 用高

精度测斜仪定期进行监测，也可以在基坑开挖过程中在支护结构侧面用光学经纬仪观测支护结构的倾斜，以掌握支护结构在各开挖施工阶段的倾斜变化情况，及时提供支护结构深度—水平位移—时间的变化曲线及分析计算结果。

(3) 支护结构沉降观测

可按常规方法用精密水准仪对支护结构的关键部位进行沉降观测。

(4) 支护结构应力监测

用钢筋应力计对桩身钢筋和锁口梁钢筋中较大应力断而处的应力进行监测，防止支护系统的结构性破坏。

(5) 支撑受力监测

施工前进行锚杆现场抗拔试验以求锚杆的容许拉力。施工过程中用锚杆测力计监测锚杆的实际承受力。对钢管内支撑，可用应力传感器或应变计等监测其受力状态的变化。

(6) 基坑开挖前支护结构完整性检测

用低应变动测法检测支护桩桩身是否断裂、缩颈、严重离析和夹泥等，并判断缺陷在桩身中的位置。

3.3.2 周边环境的监测

(1) 临近建筑物的沉降、倾斜及发生时间和发展过程的监测。

(2) 临近道路、地下管网设施的沉降和变形监测。

(3) 边坡土体的位移和沉降监测。包括对岩土性状受施工影响而引起变化的监测和对土体深部分层沉降及倾斜进行监测。该项检测可及时掌握基坑边坡的整体稳定性，及时查明土体中可能的潜在滑移面位置。

(4) 桩侧土压力测试。桩侧土压力是支护结构设计计算中很重要的参数，常要求进行测试。可用钢弦式或电阻应变式压力盒或应力铲测试桩侧土压力在施的不同阶段的分布和变化情况。

(5) 基坑开挖后的基底隆起观测。包括由于开挖卸荷基底回弹的隆起和由于支护结构变形或失稳引起的隆起监测。

(6) 土层孔隙水压力变化的测试。一般用振弦式孔隙压力计、电阻式测压力计和数字式钢弦频率接收仪进行测试。

(7) 当地下水位的升降对基坑开挖有较大影响时，应进行地下水位动态监测以及渗漏、冒水、管涌、冲刷的监测。

(8) 肉眼巡视与裂缝观测。经验表明，由有经验的工程师每天进行肉眼巡视观测是很有意义的。肉眼巡视主要是对锁口梁、临近建筑物及邻近地而的裂缝、

塌陷和支护结构工作失常、流土、渗漏或局部管涌等的发生和发展进行记录、检查和分析。

3. 4 报警临界值

对水泥土重力式挡土结构及悬臂式板桩结构，应控制墙顶位移；对多锚撑式支护结构，主要控制墙体的最大水平位移。

当基坑周围无环境保护问题时，可按墙前被动土压力的极限位移值考虑安全系数来分析水泥土重力式支护结构或悬臂式支护结构报警值。对水泥土重力式支护结构，硬土取 $1.0H\%$ ，软土取 $2.0H\%$ 是合适的(H 为基坑深度)；对悬臂式板桩结构，硬土取 $(0.5\sim 1.0)H\%$ ，软土取 $((1.0\sim 2.0)H\%$ ，地层复杂时取最小值；对于有支撑的板桩式支护结构，可以参照混凝土材料容许饶度来考虑，取 $(0.25\sim 0.3)H\%$ ；对于土钉墙支护，取 $(0.3\sim 0.4)H\%$ 。

当基坑周围有环境保护问题时，按基坑等级对板墙支护可分为：一级控制 $(0.1\sim 0.25)H\%$ ；二级控制 $(0.2\sim 0.5)H\%$ ；三级控制 $(0.3\sim 1.0)H\%$ ，周围环境复杂时取小值。对土钉支护，取 $(0.1\sim 0.3)H\%$ 。地面最大沉降受控于墙体的最大侧向位移，一般情况下，最大地面最大沉降值为 $(0.6\sim 0.8)$ 倍墙身最大侧向位移。

水平位移速率应严格控制，如达到 $2.5\sim 5\text{mm/d}$ 时，应予以报警；沉降速率控制值小于 3mm/d 。

第四章 基坑支护变形预测分析

4.1 引言

目前,许多深基坑开挖都是在闹市区进行的,其周边建筑物、管线密布,地质条件恶劣,由于开挖前对变形估计不足而造成重大事故的情况也屡见不鲜。传统的基坑支护分析方法仅能考虑体系的稳定,不能分析体系的变形。但实际工程往往由变形控制,周围环境条件恶劣时更是如此。为尽量减小开挖对周围环境的影响,支护结构的变形需要得到严格控制。就需要进行可靠的变形预测分析。

变形预测分析是指对支护结构在使用过程中可能产生的位移进行评估,提供变形发展的趋势与规律。变形预测分析是变形控制设计的基础。变形预测分析应做到^[29]:

(1)对场地、环境、施工等诸因素的全面地掌握,结合所采用的支护结构的形式与特点,确定分析基本模型;

(2)选择较充分反映支护结构与土相邻环境相互作用的计算模型与方法;

(3)提供符合实际的计算参数;

(4)按不同阶段进行变形分析;

(5)对分析结构作出趋势预测与控制指南。

基坑的变形一方面受其结构特征和所在环境的制约,有其自身的内在规律性,反映在监测数据上是其观测序列随时间变化,前后不再独立而存在一定程度的相互依存关系;另一方面基坑施工过程中往往出现受某种因素的干扰,表现为定期观测的位移的数据具有一定的随机性^[30]。为此基坑工程在施工过程中或开挖完成后,在支护结构作用下深基坑的变形破坏情况是设计和施工人员共同关注的问题,必须加予重视。为保证基坑工程的安全稳定采用极限平衡法进行计算是常见的做法。虽然此方法可以给出评价深基坑安全程度的数量指标——稳定系数,但是要研究支护桩的稳定程度、深基坑的变形以及追踪整个开挖过程都是非常困难的。鉴于此我们必须寻求一种有效的基坑变形预测方法。用数值分析方法进行模拟计算,模拟基坑开挖施工的全过程能够为我们的基坑的设计和施工提供一定的依据,以保障基坑工程的安全。本文以此为指导思想运用基坑开挖过程的有限元模拟,进行支护桩的水平位移预测。

4.2 基坑开挖的有限元计算

4.2.1 基坑工程的数值计算原理

4.2.1.1 土体的初始应力

计算土体的初始应力场的目的是为了确定土层中各点的初始模量和开挖计算的初始应力条件和位移条件。对于无限大的水平地面，在任意竖直面和水平面上均无剪应力(假定在竖直面和水平面上有剪应力，则可以根据对称性和剪应力的互等原理判定此剪应力为零值)，可以将初始应力直接作为离土层表面的深度的函数来计算。如果地面下的土质均匀。并采用总应力法进行分析：^[31]

$$\sigma_{z0} = \gamma H, \sigma_{x0} = K_0 \gamma H, \sigma_{xz} = 0 \quad (4.1)$$

目前在有限元计算中，一般是采用两种方法来施加初始地应力场的。其一是在部分边界上施加相应的面力荷载，在内部施加自重荷载，通过求解而得到的应力场作为初始地应力场。其二是按地应力公式直接送往高斯点。

4.2.1.2 网格的处理

有限单元法模拟开挖的关键在于开挖面上的应力完全解除，成为应力自由面。将挖除的土体从结构中去掉，有两种方法：(一)是保留原来的网格，令挖除的土单元以空气单元代替，则弹性模量极小，可认为已挖去，这种方法处理起来简单，但会因单元劲度太小，使刚度矩阵成为病态阵，增加解方程组的困难；(二)是直接挖去的土体从网格中删去，网格中不再包含这部分单元，每次均须重新计算。根据 Chang-Yu. Ou^[32]等人的研究结果：在三维有限元模拟基坑开挖时，基坑内部的网格密度对计算结果的精度起主要影响作用，基坑内部较密的网格和坑外适当的网格可以使变形计算的收敛速度加快。

4.2.1.3 等效结点力

开挖卸荷引起的等效结点力 f_E ：^[33]

$$f_E = \sum_{\Omega_E} \int_{\Omega_E} B^T \sigma d\Omega - \sum_{V_E} \int_{V_E} N^T b dv \quad (4.2)$$

4.2.1.4 支护结构的模拟^[34]

杆单元的刚度矩阵：

$$\alpha = \cos\theta = \frac{x_j - x_i}{l}, \quad \beta = \sin\theta = \frac{y_j - y_i}{l}$$

$$F = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \end{Bmatrix} = \frac{AE}{l} \begin{bmatrix} \alpha^2 & \alpha\beta & -\alpha^2 & -\alpha\beta \\ \alpha\beta & \beta^2 & -\alpha\beta & -\beta^2 \\ -\alpha^2 & -\alpha\beta & \alpha^2 & \alpha\beta \\ -\alpha\beta & -\beta^2 & \alpha\beta & \beta^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

梁单元的刚度矩阵，长度为 L ，惯性矩为 I ，在局部坐标中刚度矩阵：

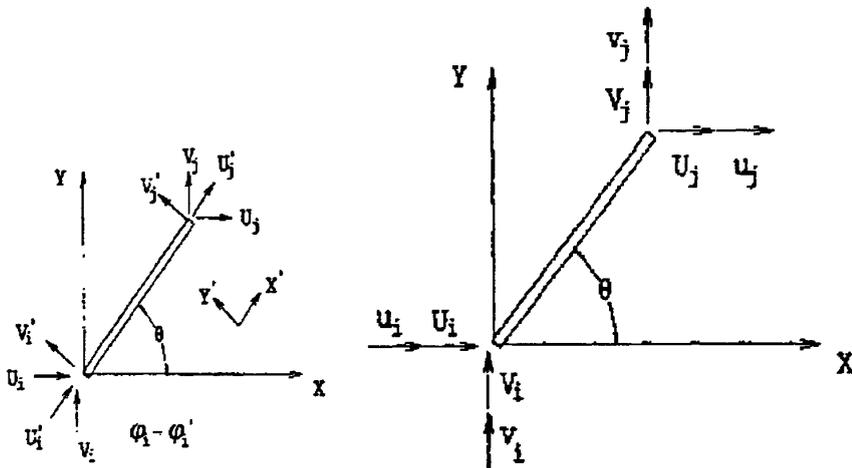


图 4.1 杆和梁单元

$$\{F'\} = \begin{Bmatrix} U_i' \\ V_i' \\ M_i' \\ U_j' \\ V_j' \\ M_j' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{(1+b)L^3} & \frac{-6EI}{(1+b)L^2} & 0 & -\frac{12EI}{(1+b)L^3} & \frac{-6EI}{(1+b)L^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{(1+b)L^2} & \frac{(4+b)EI}{(1+b)L} & 0 & \frac{6EI}{(1+b)L^2} & \frac{(2-b)EI}{(1+b)L} \\ \frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{(1+b)L^3} & \frac{6EI}{(1+b)L^2} & 0 & \frac{12EI}{(1+b)L^3} & \frac{6EI}{(1+b)L^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{(1+b)L^2} & \frac{(2-b)EI}{(1+b)L} & 0 & \frac{6EI}{(1+b)L^2} & \frac{(4+b)EI}{(1+b)L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i' \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j' \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

式中 $b = \frac{12kEI}{GAJ^2}$ ，反映了剪切变形对梁内力的影响， G 为材料的剪切模量， A 为梁单元的横截面面积， k 为考虑剪应力不均匀分布的系数。

在整体坐标中：

$$F = [K]\{\delta\} = [T]^T [K'] [T] \quad (4.5)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \alpha & \beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\beta & \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha & \beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\beta & \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

4.2.1.5 土与结构的相互作用——接触面单元^{[35][36][37]}

两种不同性质的材料进行接触分析时，由于刚度的差异，一般在两种之间设置接触面单元以模拟两者之间的相互作用，同时能有效地防止有限元计算中的奇异问题。浅基础、桩基础或地下结构物与土的接触面具有特殊的性质，它起因于混凝土材料和土材料的变形模量等性质存在很大的差异，导致在两者的界面上常伴有较大的剪应力。用有限单元法分析土体与地下结构的相互作用时，必须给以特殊的注意。

过去分析土体与地下结构的相互作用时，往往采用下列两种极端简化的假定之一：(1)接触面十分粗糙，土体与结构之间没有滑动的可能；(2)接触面十分光滑，不可能产生剪应力以阻止土与结构之间的相对移动。显然，这两种假定都是绝对理想化的，不符合实际情况。因为虽然地下结构的材料性能与周围土层性质相差较大，但在一定的条件下有可能在其接触面上产生错动滑移或开裂，为了充分反映接触面的受力特性，应采用特殊的接触面单元。总的来说，接触面单元包括两种类型：接触摩擦型单元(无厚度单元)和层状材料单元(薄层单元)。无厚度单元中应用较广泛的是古德曼(Goodman)接触摩擦单元。雷晓燕(1994)提出了一种选取结点接触应力作为基本未知变量的新型接触摩擦单元，这种无厚度的四结点或六结点单元，概念清楚，能模拟接触面的滑移与张裂，但对受压情况，两侧材料会重叠。为了避免重叠，法向劲度要取的很大，这不可避免地会给计算结果带来一定的误差，而且两种材料之间的剪切错动未必就刚好沿着材料接触面的切向方向。Desai提出的薄层四边形单元则避免了摩擦型接触单元的这一缺陷，可以较好地反映法向变形、切向变形以及力的传递。殷宗泽运用试验的手段对其从机理上和理论上作了进一步的改进，提出接触面的本构关系是刚塑性的。这里主要介绍古德曼(Goodman)接触摩擦单元。

Goodman 单元是 Goodman 等人于 1968 年提出的岩石节理单元，长期以来被广泛地用作接触面单元。这种单元为无厚度的四结点单元。该模型假设单元承受切向剪应力 τ_s 和法向正应力 σ_n 。接触面单元的应力—应变关系对于局部坐标系 s 、

变关系。这种关系反映了土体变形的特征。但试验有一定的局限性，试验总是在某种简化条件下进行的，即使真三轴仪能考虑三维受力状态，试验也只能按某种应力状态、某种加荷方式进行。土坝、地基等实际问题中，土各点的受力状况、变形历史，是千变万化的，无法在试验中模拟所有这些变化，因此有必要在试验基础上提出某种数学模型把特定条件下的试验结果推广到一般情况。这种数学模型，就叫做本构模型。本构模型使用数学手段来体现试验中所发现的土体变形特性。土体的变形特性是建立本构模型的根据，也是检验本构模型理论的客观标准。概括起来，土体变形主要有以下几个特性：

1、非线性和非弹性；2、塑性体积应变和剪胀性；3、塑性剪应变；4、硬化和软化；5、应力路径和应力历史对变形的影响；6、中主应力对变形的影响；7、固结压力的影响；8、各向异性；9、时变特性。以上概括了土体变形的基本特性，影响土体变形的因素还有很多，如土的种类、结构等等，土体的变形规律十分复杂，要在本构关系模型中全部反映这些特性是不可能，也是不必要的，应该抓住影响变形的主要特性去建立数学模型。

综观目前的土的本构模型，大体可分为：弹性模型、弹塑性模型、粘弹塑性模型等。对于土质条件较好，且进行较简单地估算，而计算目的主要是对结构受力状况作定性地估算时，可采用线弹性模型和非线性弹性模型；如果需要较精确地计算，或土层软弱、土的塑性性能表现明显时，且要计算地下连续墙的变形及基坑周围地层的位移情况时，可采用弹塑性模型等；也可以同时考虑土的固结(建议采用 Biot 固结理论)和变形耦合作用；对于具有流变性的软弱土层，可采用粘弹性或粘弹塑性模型计算。在本章所用的算例分析中，采用的是弹塑性模型，选择理想弹塑性 Drucker-Prager 模型。

4.2.2.1 土的弹塑性本构模型

建立土体的弹塑性本构模型，要确定其屈服准则、流动规则和硬化规律。

(1) 屈服准则，说明材料内某一点应力达到弹性极限后出现塑性变形的条件，即确定一个给定的应力状态是在弹性范围还是发生了塑性流动。其通用表达式为：

$$f(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}, k) = 0 \quad (4.11)$$

式中 f ——屈服函数；

k ——反映材料塑性特征的试验常数。

(2) 流动规则，也称为正交定律，是确定塑性应变增量方向的一条规定，描述塑性应变增量与当前应力状态的关系并以此形成弹塑性本构关系表达式。根据 Mises 在 1928 年所提出的塑性位势理论，材料中任意一点的塑性应变增量方向总

是与塑性势面正交，设塑性势面函数为：

$$g(\sigma_y, H) = 0 \quad (4.12)$$

则塑性应变增量与应力存在着下列正交关系：

$$d\varepsilon_y = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_y} \quad (4.13)$$

式中 $d\lambda$ ——确定塑性应变增量大小的函数；

H ——表示塑性势面的硬化参数。

在 Drucker 公设成立的条件下，塑性势面与屈服面重合，则有 $F = G$ ，此种流动规则称相关联流动规则；否则，则称为不相关联流动规则。本文中所采用的为相关联规则。

(3) 硬化规律，是决定一个给定的应力增量引起的塑性应变增量的准则，是确定随着变形的发展屈服准则的变化。对于初始屈服面以后的后继屈服面的变化规律一般有等向硬化和运动硬化两种模型的描述。

在流动规则中， $d\lambda$ 可以假定为：

$$d\lambda = \frac{1}{A} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \{d\sigma\} \quad (4.14)$$

式中 f ——屈服函数；

A ——硬化参数 H 的函数。

常用的硬化规律有塑性功 W_p 硬化规律、塑性应变 ε_p^p 硬化规律以及塑性体应变 ε_v^p 硬化规律等。

(4) 弹塑性本构关系的一般表达式

对于微小的应力增量 $\{d\sigma\}$ ，相应的应变增量为 $\{d\varepsilon\}$ ，它由弹性应变增量 $\{d\varepsilon^e\}$ 和塑性应变增量 $\{d\varepsilon^p\}$ 两部分组成，即：

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (4.15)$$

其中，弹性变形应服从虎克定律： $\{d\sigma\} = [D]\{d\varepsilon^e\}$ (4.16)

对于塑性应变增量，它不仅与应力增量 $\{d\sigma\}$ 有关，还受应力状态 $\{\sigma\}$ 的影响。由流动法则可知：

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (4.17)$$

将式(4.15)两边乘以弹性模量矩阵 $[D]$ 可得

$$[D]\{d\varepsilon\} = [D]\{d\varepsilon^e\} + [D]\{d\varepsilon^p\} \quad (4.18)$$

将式(4.16)及(4.17)代入上式可得

$$\{d\sigma\} = [D]\{d\varepsilon\} - [D]d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (4.19)$$

为了推导 $\{d\sigma\}$ 与 $\{d\varepsilon\}$ 之间的关系式, 可将 $d\lambda$ 表示成 $\{d\varepsilon\}$ 的函数。将式(4.19)两边

乘以 $\frac{1}{A} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T$ 则

$$\frac{1}{A} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \{d\sigma\} = \frac{1}{A} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \left([D]\{d\varepsilon\} - [D]d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \right) \quad (4.20)$$

将式(4.14)代入上式得:

$$\begin{aligned} d\lambda &= \frac{1}{A} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \left([D]\{d\varepsilon\} - [D]d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \right) \text{ 则} \\ d\lambda &= \frac{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \{d\varepsilon\} \end{aligned} \quad (4.21)$$

将上式代入(4.19)则可得到 $\{d\sigma\}$ 与 $\{d\varepsilon\}$ 的关系为:

$$\{d\sigma\} = \left[[D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \right] \{d\varepsilon\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (4.22)$$

其中, $[D_{ep}]$ 即为弹塑性模量矩阵, 一般表达式为:

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \quad (4.23)$$

对于相适应流动规则 $g = f$, 则

$$[D_{ep}] = [D] - [D_p] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \quad (4.24)$$

$[D_p]$ 它是一个塑性矩阵。从上式要可以看出, $[D_{ep}]$ 为对称矩阵。

(5) 理想弹塑性模型(Drucker-Prager 准则、Cambridge 等向硬化模型)

Drucker-Prager 模型在岩土、混凝土以及各种土等摩擦类材料中, 主要使用的

准则有 Mohr-Coulomb 准则和 Drucker-Prager 准则。本文计算所采用的为线性 Drucker-Prager 准则，它是在 Von Mises 准则的基础上考虑静水压力的影响而得到的，它假设为静水压力的线性函数，其表达式为：

$$f = \sqrt{3} \cdot \alpha \cdot I_1 + \sqrt{3J_2} - \sigma_y = 0 \quad (4.25)$$

式中 I_1 ——应力张量第一不变量： $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ (4.26)

J_2 ——偏应力张量第二不变量：

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (4.27)$$

$$\alpha = \frac{\sin \phi}{\sqrt{9 + 3 \sin^2 \phi}} \quad (4.28)$$

$$k = \frac{\sqrt{3} \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3 + \sin^2 \phi}} \quad (4.29)$$

Cambridge 等向硬化模型，是由英国剑桥大学 Roscoe 教授等人于 1958-1963 年间提出的，Cambridge 模型在众多的岩土弹塑性模型中提出的较早，发展的也较完善，得到了广泛的应用。

Cambridge 模型认为在 $P-Q$ 平面屈服函数为：

$$F = p^2 - p_c p + \left(\frac{q}{M}\right)^2 = 0 \quad (4.30)$$

$$F = \left(\frac{p - p_c}{p_c / 2}\right)^2 + \left(\frac{q}{M \cdot p_c / 2}\right)^2 - 1 = 0 \quad (4.31)$$

式中， p_c 为固结压力，即为硬化参数 H ， M 为破坏线斜率。

Cambridge 模型的屈服曲线是一个以 $(0, p_c / 2)$ 为圆心、以 $p_c / 2$ 为长半轴、以 $M p_c / 2$ 为短半轴的椭圆。

此外，各国学者根据试验研究和理论分析，对其做了相应的发展。魏汝龙提出了新南水模型；Lade 与 Duncan 在砂土真三轴试验的基础上提出了拉德模型^[45]，殷宗泽教授提出了椭圆一抛物线双屈服面模型^[46]。沈珠江教授(1984)年提出了三重屈服模型^[50]等等。

(6) Drucker-Prager 模型中弹塑性本构关系的矩阵的表达式

本模型中屈服函数为式 (4.15)，本论文所采用的加载函数为：

$$f\{\{\sigma\} H_\alpha\} = \alpha I_1 - \sqrt{J_2} + k - W^p = 0 \quad (4.32)$$

由于采用硬化模型，其进入塑性后加载函数如上式所示， H_α 不是常数，随塑性势

类问题：同时包含材料非线性和几何非线性的混合非线性问题。

土力学问题一般为材料非线性问题，其相应的有限元控制方程为非线性方程组。求解非线性方程组一般有迭代法和增量法。在土力学问题中，表示全量本构关系的三轴试验应力—应变关系曲线不是一条而是一簇，且全量迭代不能保证收敛，加之基坑工程一般为分级卸载，所以增量法比较适用。

增量法采用分段线性化的处理方法来求解非线性问题，又称切线模量法。把载荷划分为许多很小的载荷增量，逐级地施加于结构上，在每一级增量时结构均假定为线性的，在增量范围内刚度为定值。对于各级荷载增量，其刚度不同值，以此来反映非线性特性，这一方法的基本特点如图 4.2 所示。

如总的载荷被分为 m 个增量，则可将载荷表示为：

$$\{P\} = \sum_{i=1}^m \{\Delta p_i\} \quad (4.37)$$

当载荷施加到第 j 级增量时，增量型的刚度方程可以写为：

$$[K_{j-1}]\{\Delta U_j\} = \{\Delta p_j\}, (j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.38)$$

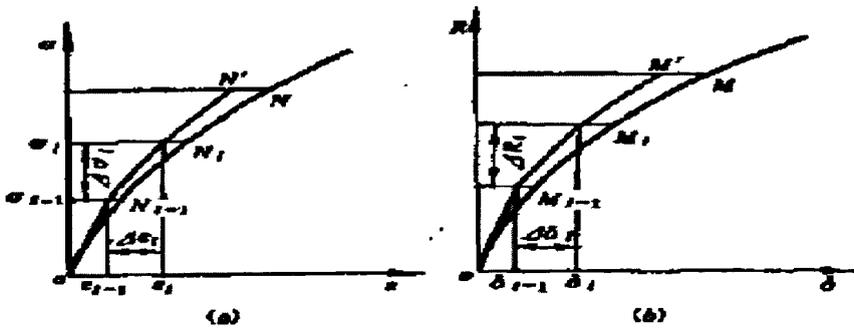


图 4.2 基本增量法

4.3 非线性有限元法在 ANSYS 中的实现^[52-54]

ANSYS 的基本分析过程主要包括三个步骤，即前处理（创建有限元模型）、施加载荷并求解及后处理查看结果。

4.3.1 创建有限元模型

所有有限元分析都是从创建有限元模型开始的，由节点和单元构成的有限元模型与结构系统的几何外型基本是一致的。在 ANSYS 中，有限元模型的创建可以分为直接法和间接法。

(1) 直接法是根据结构的几何外型建立节点，再由节点连成单元。在直接法建

模中，单元必须在节点全部生成后才能定义，所以是一种比较耗时、需要处理大量数据的方法。但是，该方法有其优势：①由于知道每个节点的坐标位置，所以在定义节点荷载时位置明确；②比较容易地产生耦合单元，即两节点间附属了两种以上的单元；③当结构块体较多且材料属性变化厉害时，使用直接法建模也有很大优势。直接法建模的具体过程是：定义单元属性——根据已知坐标定义节点——赋单元属性——创建单元。

(2) 间接法也称为实体建模法，该方法通过点、线、面、体建立模型，再进行实体网格划分，以完成有限元模型的建立。间接法有限元建模根据实体模型创建方法的不同分为两种方法：自底向上建造有限元模型和自顶向下建造有限元模型。ANSYS 中包含了体 (Volumes)、面 (Areas)、线 (Line) 和关键点 (Keypoint) 等 4 类图元。这些图元在 ANSYS 中是有层次关系的，从高到低层次关系依次为：体、面、线和关键点。所谓自底向上实体建模法，指的是首先定义实体模型的顶点(关键点)，然后利用这些关键点定义较高的实体图元，所以关键点是自底向上法的基础。而自顶向下实体建模法是利用 ANSYS 提供的几何原型直接生成简单图元，再对其作以创建模型，这些几何原型包括常用的规则面和体。在很多情况下，尤其是创建复杂而局部极不规则的实体模型时，常需要两种建模方法同时应用。

间接法建模主要分为两步，第一步为上述的实体几何建模，第二步为实体模型的网格划分。对实体模型进行网格划分，既生成节点和单元的网格划分过程包括三个步骤：定义单元属性；定义网格生成控制(可选的)；生成网格。定义网格生成的控制不是必须的，因为缺省的网格生成控制对多数模型生成都是合适的。如果没有指定网格生成的控制，程序会在 DESIZE 命令使用缺省设置生成自由网格，并可用相关的命令项(SMARTSIZE)产生质量更好的自由网格。

4.3.2 加载和求解

对于 ANSYS 有限元的分析，建模的环节很重要，而加载求解和后处理同样不可忽视。这里面包括的内容有：(1) 施加荷载；(2) 求解过程控制。

合适的加载和边界条件将能够更好地模拟实际情况，而适当的求解过程的控制将直接影响到求解的精度和所花费的时间，甚至是收敛与否。

广义的荷载包含了模拟真实荷载的施加力以及边界约束条件。而正确和良好的加载，将不仅可以使计算获得更好的收敛，甚至可以使所创建的模型得到简化。

ANSYS 中的荷载可分为 5 大类，分别为：

- (1) 自由度荷载(DOF)：定义节点的自由度值，如结构分析中的位移等。
- (2) 集中荷载：施加在一个点上的荷载，如结构分析中的力等。

(3) 面荷载：作用在表面的分布荷载，如结构分析中的压力等。

(4) 体荷载：作用在体积或场域内的荷载，如结构分析中的体积力等。

(5) 惯性荷载：结构质量或惯性引起的荷载，如重力、角速度等。

在完成边界条件和荷载条件的施加后，下一步就是对有限元模型进行求解。在求解之前，先要选择分析类型，并选择求解器后在进行求解。ANSYS 提供了许多求解器，包括两个直接求解器：波前求解器、稀疏矩阵求解器，同时还提供三个迭代求解器：预置条件共扼梯度法(PCG)、雅克比共扼梯度法(JCG)和不完全乔斯基共扼梯度法(ICCG)：两个直接求解器和 PCG 求解器均可用于非线性问题。

4.3.3 后处理器查看结果

在建立有限元模型并进行求解以后，往往想得到一些关键问题的答案，如结构物的最大应力和最大位移等，这些在 ANSYS 后处理器中都可以得到。

ANSYS 拥有两个后处理器 POST1 和 POST26。POST1 即通用后处理器(database results postprocessor)，其只能观看整个模型在某一时刻的结果；POST26 即时间历程处理器(time-history postprocessor)，可观看模型在不同时间段或子步历史上的结果，常用于处理瞬态和动力分析结果。

通用后处理器拥有读取数据计算的结果(应力、应变、位移等)、绘制变形图、变形动画、列表支座反力、应力和应变等值线图及应力等值线动画等功能。根据分析的结果验证网格的精度，可通过观察非平均应力等值线、每个单元的应力值以及寻找单元应力变化大的区域；进行误差估计，ANSYS 通用后处理器包含网格离散误差估计，误差估计依据沿单元边界应力的不连续性，是平均与未平均节点应力间的差值；查看线性静力分析以及大多数 2D 或 3D 实体或壳单元的适用条件。此外，通过通用后处理器能够从应力分析中得到能量百分比误差、单元应力偏差、应力上下限等等。

使用 POST26 可以比较一个 ANSYS 变量对另一变量的关系，例如可以用图形表示某一节点处的位移与对应的所加荷载的关系，或者某一节点处应变和对应的 TIME 值之间的关系。典型的 POST26 使用步骤为：检查结果的收敛性；进入 POST26 定义在后处理期使用的变量；用图形显示变量；列表显示变量；存储变量。

4.3.4 ANSYS 的非线性分析

非线性问题求解的思想与微积分的思想颇为相似，其中心思想是将荷载分成一系列的荷载增量，在几个荷载步内或者在一个荷载步的几个子步内施加荷载增

量。针对每一个增量的求解完成后，在求解下一个荷载增量之前，程序调整刚度矩阵以反映结构刚度的非线性变化。但这种纯粹的增量近似不可避免地随着每一个荷载增量式求解进行修正，导致结果最终失去平衡。

因此，必须对纯粹增量式求解进行修正，才能获得有意义的求解结果。实际操作过程中，ANSYS 利用一系列的带校正的线性近似来求解非线性问题。ANSYS 用来校正计算结果的方法有：

(1) Newton-Raphson(牛顿-拉普森)法。牛顿-拉普森法简称 NR 方法。ANSYS 程序通过使用牛顿-拉普森平衡迭代来克服纯粹增量式求解引入的误差，它迫使在每一个荷载增量的末端在某个容限范围内的解达到平衡收敛。在每次求解前，NR 方法估算出残差矢量，这个矢量是回复力(对应于单元应力的荷载)和所加荷载的差值。程序然后使用非平衡荷载进行线性求解，且检查收敛性。如果不满足收敛准则，重新估算非平衡荷载，修改刚度矩阵，获得新解。持续这种迭代过程直到问题收敛。

(2) Arc-length method(弧长法)。针对某些物理意义上不稳定的系统(如独立实体从固定表面的分离，结构完全崩溃或者突然变成另一种稳定形状等)进行非线性分析时，如果仅仅使用 NR 方法，正切刚度矩阵可能变为奇异矩阵，导致严重的收敛问题。这时需要激活另外一种迭代方法—弧长法来帮助求解。弧长法使 NR 平衡迭代沿一段弧收敛，从而即使当正切刚度矩阵的切线模量为零或负值时，也能阻止结果的发散。

4.4 变形预测计算实例

为检验基坑变形的预测对于基坑工程的适用性及其可靠性，现采用武汉市沙湖某工地的基坑施工资料，运用二维连续介质有限元法计算了深基坑围护结构的水平位移数值，结合工地现场实测数据，对基坑变形预测作初步研究。

该工地长×宽=100m×60m。基坑几何尺寸：基坑宽度 B=60m，开挖深度 H=9.6m。围护结构：围护结构为桩体，计算时按梁单元及弹性材料考虑，其直径 D = 1m，插入深度为 $H_0=16\text{m}$ ，弹性模量折减后取为 $E=26000\text{MPa}$ ，泊松比 $\nu=0.2$ 。

土体：假设每一层土为均质各向同性材料以便减少参数，简化分析。土体采用理想弹塑性 Drucker-Prager 本构模型。

土体计算参数为：

第一层土为填土，深度 2.4m， $\gamma=15\text{KN}/\text{m}^3$ ， $E=8\text{MPa}$ ， $\nu=0.3$ ， $c=20\text{kPa}$ ， $\phi=19^\circ$ 。

第二层土为粘土，深度 2.4m， $\gamma=18\text{KN}/\text{m}^3$ ， $E=9.07\text{MPa}$ ， $\nu=0.28$ ， $c=18.9\text{kPa}$ ， $\phi=19.4^\circ$ 。

第三层土为粉质粘土，深度 28m， $\gamma=19\text{KN}/\text{m}^3$ ， $E=10.04\text{MPa}$ ， $\nu=0.31$ ， $c=17.3\text{kPa}$ ， $\phi=21.5^\circ$ 。

考虑计算域的对称性，取计算域的半截面进行分析。分析中基坑的计算范围如图 4.3 所示。根据以往的工程经验及有限元计算结果，基坑开挖影响宽度约为开挖深度的 3~4 倍，影响深度约为开挖深度的 2~4 倍，具体计算时向桩底扩展

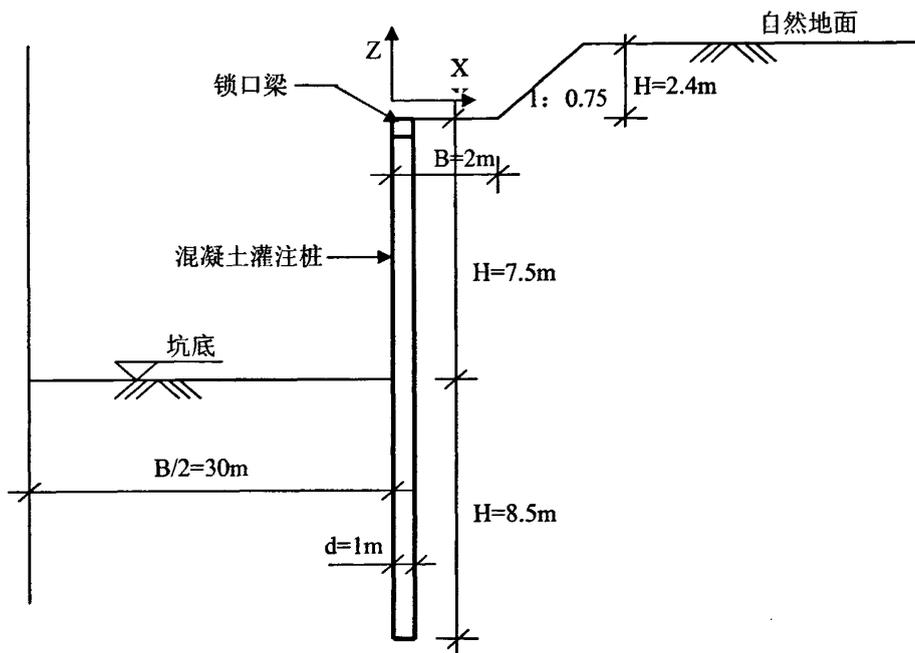


图 4.3 二维开挖问题的计算简图

到了 31 米的深度，向桩外扩展了 30 米的计算范围。有限元模型中共划分 3620 个单元。土体均采用八结点四边形等参单元，桩体选用 2 节点梁单元。有限元分析模型见图 4.4，其中，为方便建模将 2.4m 高的放坡面改为垂直面，在基坑开始施工之前施工单位已将地表 2.4m 填土清理干净，因此为减少计算工作量，第一次计算时将地表 2.4m 填土事先取出。根据相关资料并考虑本工程实际情况，计算模型的边界条件为：(1) 左、右边界 X 向位移为零；(2) 底边界 X、Y 方向位移均为零，其它位移边界自由。具体见图 4.5。

实际工程当中，深基坑工程的开挖总是由上而下，分步开挖的。对此过程的有限元模拟一般有两种方法。一是由 J.M.Duncan 等人提出的“反转应力释放法”。此法是先计算前一步开挖的等效结点荷载，然后反向加在下一步要挖去单元的边

界节点上，这相当于在原有应力场上叠加一组反向节点力，将挖去单元对开挖面的作用抵消。另一种常用的方法是“空单元法”^[49]就是将每一步开挖掉的单元作为“空单元”，令开挖掉的土体单元的刚度为零。把开挖部分用“空单元”代替，有可能导致方程的“病态”。为此，常把被挖去节点相对应的方程从总刚方程中消去，即令这些节点的位移为零，并修改其方程。本例在模拟深基坑的开挖过程时就是使用了该方法。

采用模拟分步开挖过程的“空单元”法，模拟施工过程，分三步进行，其具体计算步骤如下：

(1) 施加重力荷载，计算土体的初始应力场和位移场。

(2) 进行第一次开挖至地表下 6m，将被挖除的土体单元用“空单元”来代替，计算此时的应力场和位移场，基本模型图如图 4.7。

(3) 进行第二次开挖至地表下 10m，将被挖除的土体单元用“空单元”来代替，计算此时的应力场和位移场，基本模型图如图 4.8。

利用 ANSYS 建模完成后，首先需对地应力引起的基坑土体变形进行计算，基坑各部位 X 向位移图见图 4.6。挡土桩的具体位移具体见表 4.1。

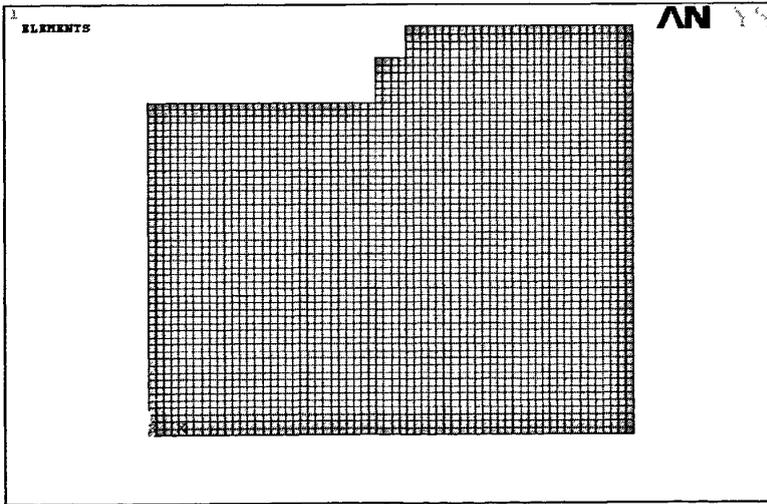


图 4.4 二维开挖问题的有限元网格简图

表 4.1 加载初始地应力下桩体位移

距坑底距离(m)	8.2	7.6	6.4	5.2	4	3	2	1	0
位移(mm)	-0.4	-0.4	-0.42	-0.44	-0.44	-0.44	-0.43	-0.42	-0.39

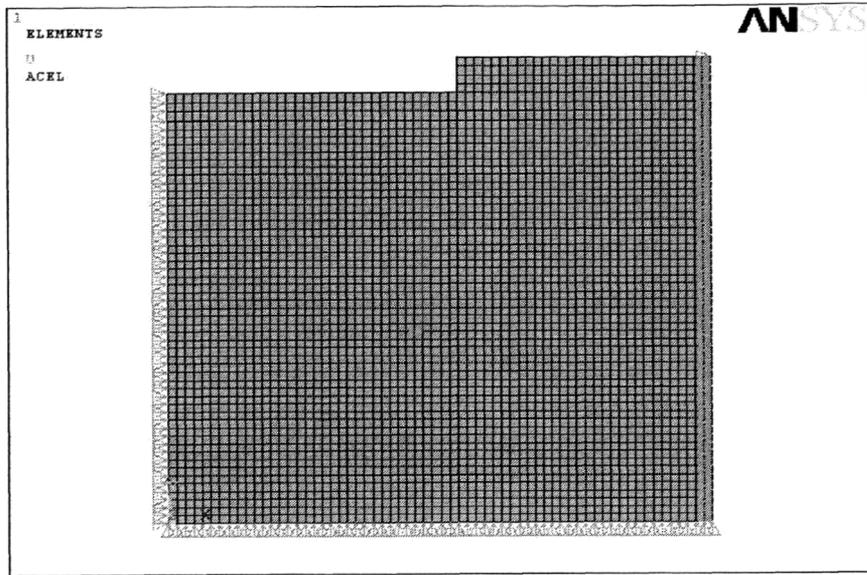


图 4.5 二维有限元计算模型边界

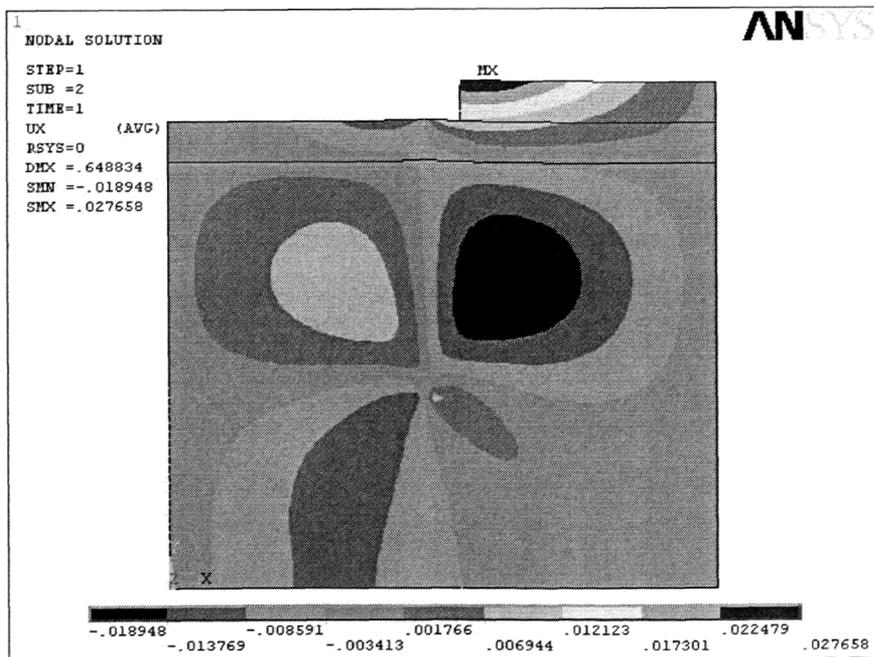


图 4.6 初始地应力引起基坑土体位移图

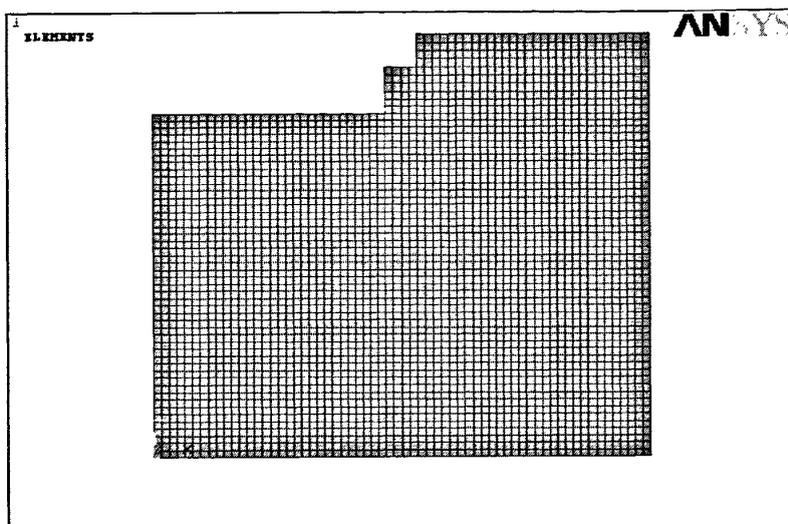


图 4.7 第一次开挖模型图

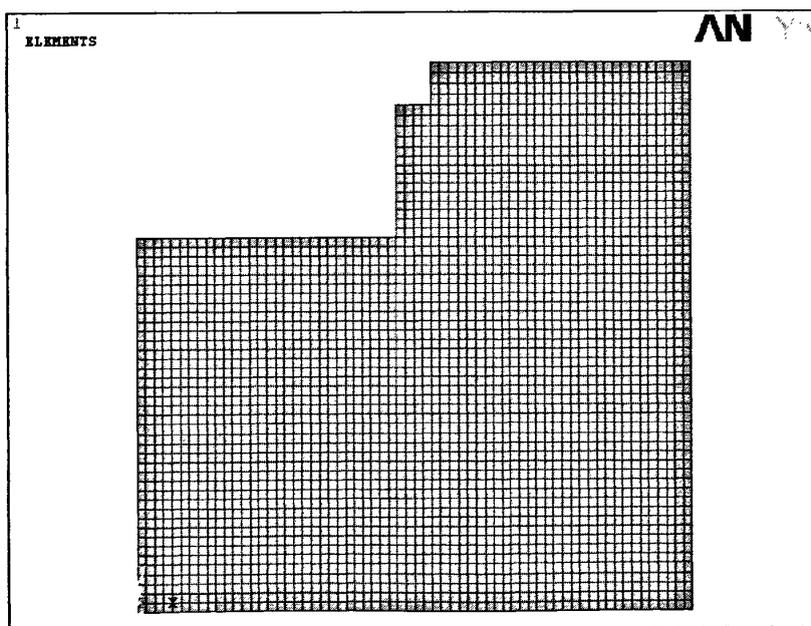


图 4.8 第二次开挖模型图

第一次开挖后计算的开挖基坑土体水平位移值和基坑实际监测水平位移值见表 4.2，所测基坑挡土桩部位位移图见图 4.9，

表 4.2 计算的开挖基坑土体水平位移值和基坑实际监测水平位移值

距坑底距离(m)	8.2	7.6	6.4	5.2	4	3	2	1	0
计算值 (mm)	-8.87	-9.63	-9.95	-12.24	-13.76	-14.82	-15.29	-14.77	-14.34
实测值 (mm)	-11.39	-10.15	-10.38	-12.91	-14.4	-15.36	-16.14	-15.49	-15.05

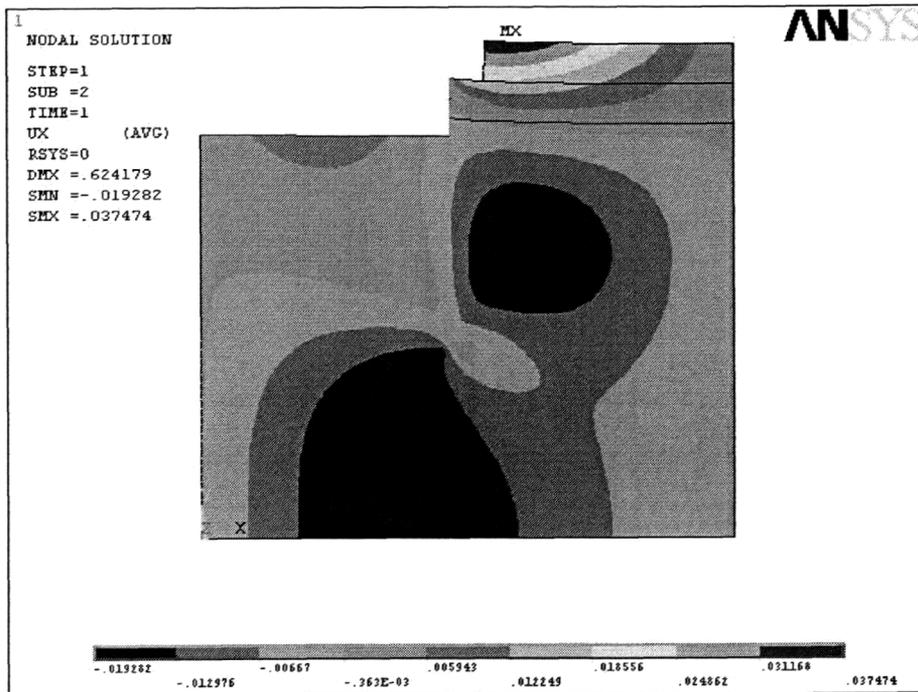


图 4.9 计算的第一次开挖基坑土体水平位移图

第二次开挖后计算的开挖基坑土体水平位移值和基坑实际监测水平位移值见表 4.3，所测基坑挡土桩部位位移图见图 4.10。

表 4.3 计算的开挖基坑土体水平位移值和基坑实际监测水平位移值

距坑底距离(m)	8.2	7.6	6.4	5.2	4	3	2	1	0
计算值 (mm)	-9.56	-10.98	-13.31	-16.73	-20.45	-22.76	-25.57	-27.35	-26.87
实测值 (mm)	-13.87	-12.43	-14.65	-17.95	-23.76	-24.54	-25.98	-30.31	-28.54

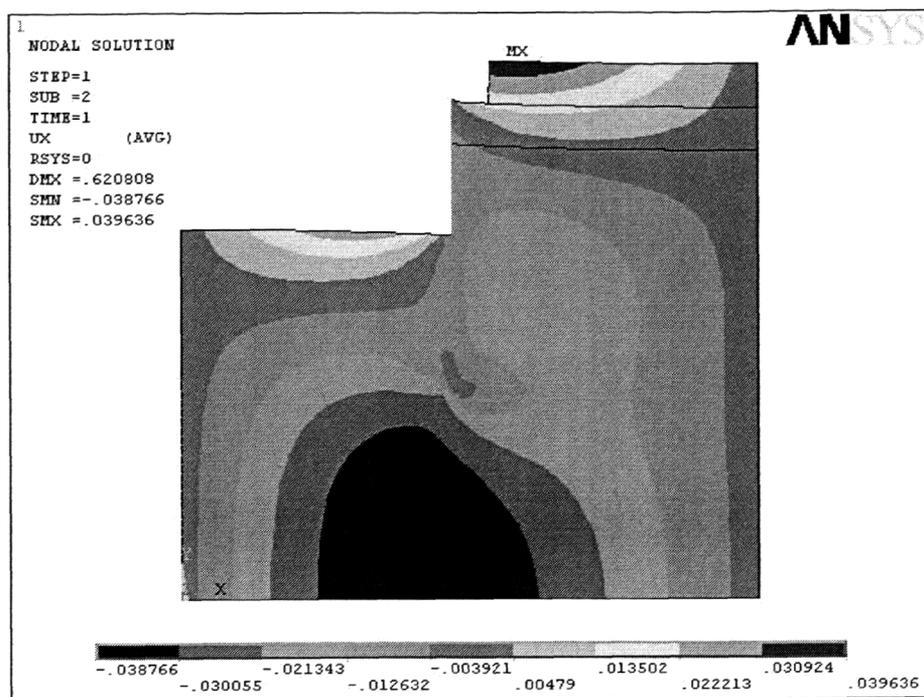


图 4.10 计算的第二次开挖基坑土体水平位移图

4.5 本章小结

本章利用有限元程序模拟了基坑两步开挖的情况，预测了基坑施工中挡土结构的位移情况（水平位移），通过与实测数据的对比分析，其预测结果比较理想。但这只是对基坑变形预测的一次初步尝试，土体的应力—应变的本构模型对数值模拟的结果影响很大，本文采用的 Drucker-Prager 理想弹塑性本构模型可以较好的模拟土体的特性，有限元模拟结果与工程实测接近，针对其它本构模型如 Lade-Duncan 模型等，需做进一步的研究工作。另外，本文的有限元模拟没有考虑软土的流变效应和孔隙水压力的对深基坑性状的影响，在今后进一步的研究中，应逐步完善这方面的工作，使得模拟分析更能符合实际工程情况。

第五章 基坑变形控制设计理论

5.1 引言

传统的基坑支护结构设计通常采用强度和稳定性控制相结合的设计方法,以保证支护结构的安全和稳定为控制目标。随着基坑深度的加大和工程场地环境条件的复杂化,对深基坑支护结构设计的要求愈加严格,尤其对支护结构的变形提出了更高的要求,迫切需要提高支护结构的设计水平,从维护本工程自身安全稳定的单一目标,进一步提高到按变形控制设计的新水平。

通常认为,变形控制设计即对支护结构进行变形验算,以使变形控制在允许范围之内,但真正意义上的变形控制设计应包含更广泛的内涵:

(1) 进行变形控制设计变形预测分析是基础,即对支护结构在施工过程以及使用条件下的变形规律作出预测。

(2) 动态设计。在施工过程中,随着信息的采集和反馈而对原设计做出适当的调整,其实质是设计方案的进一步优化。

(3) 控制目标所涉及的范围除支护系统自身外,还包括开挖影响范围内的其他有关物体,如临近的管线、建筑物等。

(4) 支护结构都有一定的服务有效期,即变形控制设计具有时效性。

综上所述,支护体系变形控制设计是指预测在一定时间内满足基坑自身、环境安全并在施工过程中随着变形监测信息对方案进行调整的过程。

在确定变形控制标准后进行变形控制设计,变形预测分析是基础。需要寻找能准确计算支护结构位移的基坑工程设计方法,这是问题的关键。但是当前设计数据、模型、参数的准确性与可靠性还有待提高,这影响了预测结果的准确性。同时变形控制设计,它是一个动态的设计过程,随监测信息的采集与反馈对原设计做出必要的修正,以实现目标的有效控制。这也就要求在基坑施工中做好必要监测工作,及时的反馈监测信息。另外变形控制技术也是关键,我们可以通过设计和施工过程中的一些措施来控制变形,以更好的达到变形控制的目标。本文基于变形控制为主线,结合工程实例采取一些设计,施工措施,通过支护结构设计计算来验证其可行性。

5.2 变形控制标准

5. 2. 1 变形控制指标

支护结构变形控制指标一般包括:(1)支护结构主体水平位移及水平位移速率:(2)支护结构主体的倾斜(3)支撑构件或锚头位移量及位移速率(4)基坑隆起量及隆起速率:(5)地表下沉量及下沉速率(6)临近建筑物的沉降、倾斜等。

通常以(1)、(5)、(6)作为重点控制指标。

5. 2. 2 变形控制标准

由于工程对象的具体条件不同,加之资料积累不充分,目前还难以给出具有时域限定的统一标准,需要结合地区经验及具体问题予以确定。

(1) 上海地区基坑控制标准^[55]

上海地区的基坑工程的发展起步较早,基坑规模大,周边环境复杂,其设计、施工、监测和变形控制技术在全国处于领先地位,表 5.1 和 5.2 分别给出了用于地铁和建筑物基坑的变形控制标准。

(2) 武汉地区基坑控制标准^[56]

对于安全等级一级的基坑,支护结构最大位移 $\delta \leq 40\text{mm}$;

对于安全等级二级的基坑,支护结构最大位移 $\delta \leq 100\text{mm}$;

对于安全等级三级的基坑,支护结构最大位移 $\delta \leq 200\text{mm}$ 。

(3) 广州地区基坑控制标准^[57]

对于安全等级一级的基坑,支护结构最大位移 $\delta \leq 30\text{mm}$;

对于安全等级二级的基坑,支护结构最大位移 $\delta \leq 60\text{mm}$;

对于安全等级三级的基坑,支护结构最大位移 $\delta \leq 150\text{mm}$ 。

表 5.1 上海地铁基坑工程支护结构安全控制标准

保护等级	地面最大沉降量及围护墙水平位移控制要求	环境保护要求
特级	1、地面最大沉降量 $\leq 0.1\%h$ 2、围护墙最大水平位移 $\leq 0.14\%h$ 3、抗隆起安全系数 $K_s \geq 2.2$	离基坑 10m, 周围有地铁、共同沟、煤气管、大型压力总水管等重要建筑物及设施必须确保安全
一级	1、地面最大沉降量 $\leq 0.2\%h$ 2、围护墙最大水平位移 $\leq 0.3\%h$ 3、抗隆起安全系数 $K_s \geq 2.0$	离基坑周围 h 范围内没有重要干线、水管、大型构筑物 and 建筑设施
二级	1、地面最大沉降量 $\leq 0.5\%h$	离基坑周围 h 范围内没有较重大

	2、围护墙最大水平位移 $\leq 0.7\%h$	支线管道和一般建筑物
	3、抗隆起安全系数 $K_s \geq 1.5$	
三级	1、地面最大沉降量 $\leq 1\%h$	离基坑周围 30m 范围内没有需保护的建筑物和管线、构筑物
	2、围护墙最大水平位移 $\leq 1.4\%h$	
	3、抗隆起安全系数 $K_s \geq 1.2$	

表 5.2 上海地区深基坑工程支护结构安全控制标准

安全等级	支护结构	
	排桩、地连墙、土钉墙	钢板桩、深层搅拌桩
一级	0.0025h	
二级	0.005h	0.01h
三级	0.01h	0.02h

(4) 深圳地区基坑控制标准^[58]

表 5.3 深圳地区深基坑工程支护结构安全控制标准

基坑等级	墙顶位移	墙体最大位移	地面最大沉降
	mm	mm	mm
一级	30	50	30
二级	60	80	60

注:三级基坑通常宜按二级基坑的标准控制,当环境条件许可时可适当放宽。

5. 3 变形控制设计的基本实现方法

变形控制设计不只是简单的施工前设计,而是贯穿于基坑施工全过程,主要包括预测、动态设计及变形控制技术三个基本内容。

5.3.1 变形预测

变形预测分析是变形控制设计的基础,设计前应充分了解场地的工程地质、水文地质条件以及周边环境,确定支护结构的变形控制要求,选择合理的计算方法和计算模型。

另外,设计计算模型只是一种理想状态,以一定的假设为前提,主要考虑一些主要因素的影响,因此,计算结果只是一种趋势预测,与基坑实际变形情况存

在差距，其真实性和可靠性需通过动态设计予以完善和提高，特别是从监测信息中获取更加准确的计算参数。

5.3.1.1 基坑变形的预测方法

基坑的变形一方面受其结构特征和所在环境的制约，有其自身的内在规律性，反映在监测数据上是其观测序列随时间变化，前后不再独立，而存在一定的相互依存关系；另一方面基坑施工过程中往往出现受某种因素的干扰，表现为定期观测的变形位移的数据具有一定的随机性。

目前，用于基坑支护系统变形预测的方法除有限元法外，还有时间序列分析法，灰色预测模型，神经网络法等。

(1) 时间序列分析法^[59]

从坑监测数据随时间的延续而变化，当前状态是过去状态的延续，为一动态变化过程，可以采用随机理论中的时间序列法对动态数据进行处理，它不要求考虑影响监测数据的各种力学因素，而只分析这些监测数据的统计规律性，通过对时间序列统计规律性的分析，构造拟合出这些规律的最佳数学模型，并预报时间序列未来的可能数值。采用时间序列法分析预测深基坑开挖过程中的侧向位移具有计算简单、限制条件少及速度快的特点；在保证监测数据平稳化而提取趋势项时，拟合曲线是至关重要的，曲线选择的是否恰当，对预测结果将产生很大的影响，由于时间序列法只是一种数学上的统计方法，其外推时间不能过长。当用于分析深基坑开挖过程中的侧向位移时，只能用于短期预测，中长期的预测还有待于研究解决。

(2) 灰色预测模型^[60]

基坑及周边环境的变化包含有可知性与不可知性，符合灰色预测中的灰色概念定义，通过分析反映这种变化的数据，得到反映这种变化的一些规律即灰色预测方法。灰色预测模型在大多数情况下是相对粗糙的，其原因是这种模型要求累加生成数列具有灰指数规律，然而，一个非负的时间序列其累加生成数列事实土常常不具有指数规律，而灰色模型总是用指数方程拟合，这本身就有很大误差存在，通过累加生成和累减还原更加大了模型的误差。通过残差序列模型可对误差适当加以修正，但有时会把误差反向扩大。灰色建模拟合值的误差很大，将该模型用于预测时，误差会更大。

在基坑变形预测中，灰色建模还遇到了另一个无法解决的问题。因灰色建模的数据序列要求为非负的，如果实测数据全都为负，我们可以不考虑负号进行处理。然而，有些实测数据却是有正有负，如桩锚支护系统的水平位移监测数据，

其位移有时向土体方向移动,有时又向基坑方向移动,正负号代表墙体的位移方向,这类数据在用灰色建模处理时,不能不考虑符号,其累加生成数列根本不具有指数规律,因此不能用灰色建模对桩锚支护系统进行变形预测。

(3) 神经网络法^[61]

神经网络是由许多并行运算的简单单元组成,这些单元类似于生物神经系统的单元。神经网络是一个非线性动力学系统,其特色在于信息的分布式存储和并行协同处理。虽然单个神经元的结构极其简单,功能有限,但大量神经元构成的网络系统所能实现的行为却是极其丰富多彩的,和数字计算机相比,神经网络系统具有集体运算的能力和自适应的学习能力。此外,它还具有很强的容错性。它不需要任何数学模型,只靠过去的经验来学习,其本身具有的自适应性、非线性和容错性等特性特别适合于处理模糊的、非线性的、含有噪声的数据。由于神经网络的自适应性、非线性、学习功能及容错性强等特点,特别适合于处理各种非线性问题,而基坑工程本身的模糊性、非线性特点,很难用传统数学方法建立显示的输入输出关系,基坑变形的影响因素太多,各种因素的影响程度又很难确切表达,但它们的影响结果都反映在所监测的变形值中。神经网络中,各种输入输出模式的关系信息是分布式存贮于网络的连接权中,这些关系信息又是通过对已有知识的学习而自动获得的,没有人为的主观推断,所以它能更真实地反映基坑系统的输入输出关系,

5.3.2 动态设计

动态设计即设计是一动态过程,允许并提倡在施工、运营过程中对支护设计进行补充和完善,尤其随监测信息的采集与反馈对原设计做出必要的修正,以实现目标的有效控制。即基坑变形具有时间和空间双重属性,原设计随施工过程中信息的采集和反馈而做出必要的调整,其实质是高层次的设计方案优化过程。

5.4 变形控制技术

变形控制设计中变形控制技术也是关键,我们可以通过设计和施工过程中的一些措施来控制变形,以更好的达到变形控制的目标。变形控制技术主要包括两方面,即设计措施和施工措施。本节基于变形控制为主线,结合工程实例中一些变形控制的设计、施工措施,通过支护结构设计计算来验证其可行性。

5.4.1 工程简介:

武汉市某美术馆工程场区位于汉口中山大道南京路与黄石路之间,该工程属

改扩建工程需保留部分历史建筑，总建筑面积 11742 平方米，其中地上建筑面积 10860 平方米，地下二层基础埋深 10 米，基坑开挖深度 5.92~6.27 米，面积 800 平方米。场区地处交通要道，场地东西北三侧为公交主干道（道路交叉口），南侧紧邻建原有筑物，地下管线复杂。基坑开挖后对基坑支护的变形比较敏感，基坑工程对变形控制要求较高。根据以往施工经验初步计算采用悬臂桩进行支护（ $\Phi 1000@1200$ ），埋置深度 6.5 米，能够满足稳定性要求。由于该基坑工程位于市中心主要干道旁又重点考虑的是对邻近建筑物及周边环境的保护，进行计算时其桩顶变形超过了 50mm（设计要求局部变形控制在 20 mm 以内），无法满足要求。结合场区工程特点现考虑采用桩+内支撑支护结合止水帷幕的方式。重新设计以保证支护结构变形满足变形控制要求。

通过试算，采用一排支护桩和一层内支撑可以满足要求，但在计算逆工况时浇注地下室底板混凝土后不能拆除支撑（按底板以下 300mm 考虑计算开挖深度，悬臂桩时其变形在 40mm 以上）。因此需要在地下室一层梁板浇注完成后才能拆除支撑。但如按常规将支撑设置在地下室一层梁板以下时，地下室外墙需要预留孔洞，对结构和外墙防水有隐患。为此考虑了不同的解决方案：

（1）将支撑设置在地下室一层梁板以上。由于本基坑形状不规则，基坑东南，西南和西北角设置角撑，中部设置对顶桁架支撑。

（2）增加冠梁的刚度，减少基坑中间的支撑数量，只设置东西向对顶撑和三个角撑。

（3）地下室底板混凝土浇注后，外墙和一层梁板分两次浇注，第一次向上浇筑 3.5 米后换撑，然后拆除内支撑后继续施工至正负零。

（4）地下室开挖后利用结构基础设置斜向钢支撑。

以上方案的比选如表 5.4:

表 5.4 基坑方案比选表

序号	优点	缺点	评价
1	杆件受力比较合理，施工环节少，有利于地下室施工	增加支护桩的长度，支护桩施工不方便，开挖土方前需做越过支撑的坡道	比较特殊，但可以考虑采用
2	冠梁设置在地面下，费用相对较少，施工环节少	仍需在地下室外墙上预留孔洞，冠梁尺寸比较大，支撑变形稍大，需考虑与结构挑梁的空间关系	冠梁面需设置在地面下 1.2m，第一层土方开挖 2.0m，南侧山墙需保护

3	不需要在地下室外墙上预留孔洞	施工环节多,需对地下室结构进行验算	施工烦琐,在不得已的情况下可以采用
4	钢支撑穿过地下室外墙时较易处理,施工经验比较多	仍需在地下室外墙上预留孔洞,施工环节多,受场地限制,地下室施工不易展开	本场地不适宜采用

综合考虑各方面因素,由于将支撑穿过地下室外墙需对地下室结构进行验算,另一方面为了便于对原有建筑物围墙进行保护,满足基坑变形控制要求的考虑,采用第一种方案。

5. 4. 2 基坑桩撑计算

工程地质条件根据广州中煤江南基础工程公司所作的《岩土工程勘察报告书》,场地在勘探深度(31.6米)范围内所分布的地层表层为杂填土,其下均为粘性土及砂类土。场内岩土层由上而下为:

第1层、杂填土:场地均有分布,层厚0.9~2.0米,杂色,主要由碎石、砖屑,,石灰渣,炉灰渣瓦片,腐植物等混有少量粘性土组成。该层为近期人工堆积,结构松散,土质不均,粘结性及自稳定性较差,具有高压缩性。

第2层、淤泥质粘土:场地均有分布,层厚2.2~3.8米,灰~灰褐色,软~流塑,饱和,含少量有机质,螺壳碎片。切面较光滑,韧性较差。属高压缩性土,结构强度低,稳定性较差。

第3层、粉质粘土:场地均有分布,层厚2.7~4.6米,褐黄~褐灰色,可塑,饱和,含少量云母片,氧化铁,铁锰质,有机质,螺壳碎片等。中压缩性土。

第4层、粘土:场地均有分布,层厚2.8~5.3米,褐黄~褐灰色,可塑,饱和,含氧化铁,氧化铁,铁锰质等。切面光滑,韧性较强。中压缩性土。

第5层、粉砂,粉土与粉质粘土互层:场地均有分布,层厚3.1~5.5米,灰色,含云母片,有机质,螺壳碎片等,切面较粗糙,韧性。整层具有中压缩性。

第6层、粉细砂夹粉土:场地均有分布,层厚3.5~11.2米,灰色,含云母片,石英颗粒,有机质,螺壳碎片等,整层具有中压缩性。

表 5.5 地层参数表

层号	土层名称	层厚 m	重度 KN/m^3	粘聚力 KPa	内摩擦角 (度)	承载 力 KPa	比例 系数m	水土荷载 计算模式
1	素填土	1.55	17.8	9	18	25	5580	水土合算

2	淤泥质粘土	2.63	17.2	12	5	15	720	水土合算
3	粉质粘土	3.57	19	17	10	30	2700	水土合算
4	粘性土	3.2	19	24	13.5	35	4695	水土合算
5	砂粉土与粉质粘土互层	5.37	18.6	10	26	40	11920	水土合算

根据土层状况,开挖深度和周边环境的不同,沿基坑周边分为七个剖面段,分段图见 5.1. 分别对各个剖面段进行支护设计,计算简图见图 5.2. 基坑计算采用天汉系列基坑设计软件,土压力分布按朗肯土压力理论,水土合算,被动区土压力折减参数取 1.0. 桩入土深度按极限平衡法确定,桩身内力按弹性抗力法确定. 由于本基坑工程冠梁高于自然地面,天汉软件不支持直接计算,为此假设一层土层,其面标高与冠梁平,埋深为自然地面,层厚为 0.88 米. 该土层重度取 1.0 KN/m^3 ,粘聚力取 0.01 KP_a ,内摩擦角取 0.01 度,承载力取 1.0, m 取 1.0 进行计算. 支护桩计算桩长 13m,桩径 800mm,间距 1200mm,支护桩嵌入冠梁 0.1m. 天汉设计软件计算结果(纵向每延米计算结果)见表 5.6, 5.7:

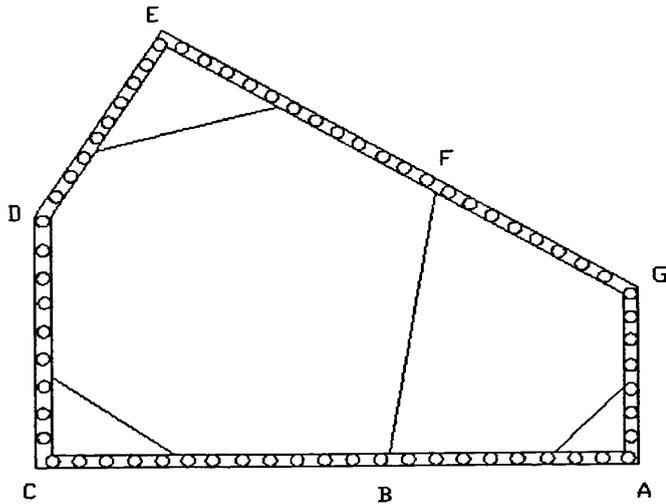


图 5.1 基坑平面分段图

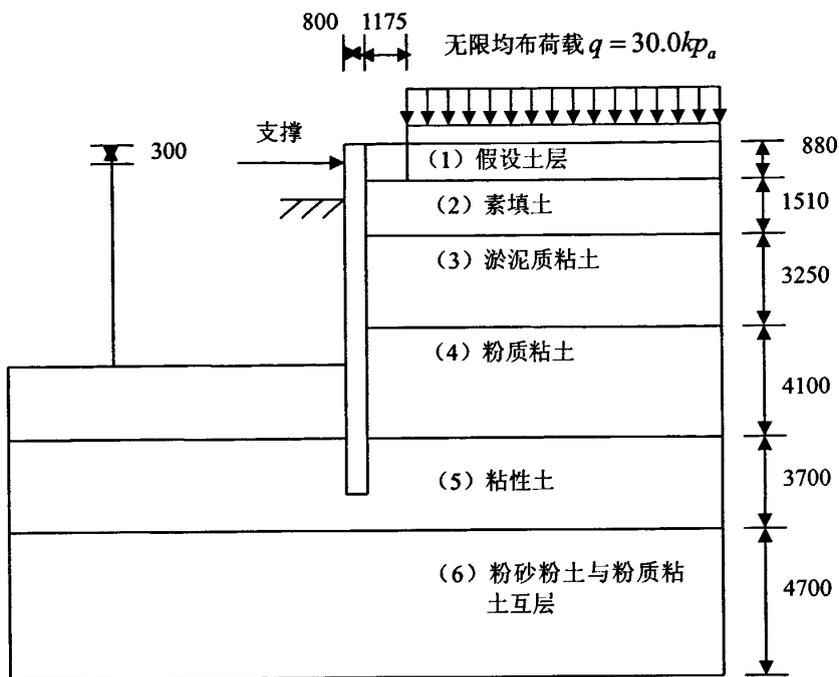


图 5.2 支护结构计算简图(单位 mm)

表 5.6 支护桩结构计算结果

剖面	计算深度 (m)	嵌入深度 (m)	桩身最大弯矩 (KN·m)	桩身最大剪力值 (KN·m)	支撑力计算值 (KN)	桩顶位移 (mm)	桩身最大位移 (mm)
ab 段	6.42+0.88	5.7	536	172	142	15	23
bc 段	6.17+0.88	5.9	506	160	136	15	22
cd 段	6.67+0.88	7.9	478	465	194	22	30
de 段	6.67+0.88	5.4	662	211	203	23	31
ef 段	6.67+0.88	5.4	654	185	165	18	28
fg 段	6.42+0.88	5.7	614	171	157	17	26
ga 段	5.92+0.88	6.2	546	152	144	17	24

表 5.7 支撑轴力表

支撑轴力	ab 段	bc 段	cd 段	de 段	ef 段	fg 段	ga 段
被动区最小抗力安全系数	1. 618	1. 689	1. 360	1. 301	1. 202	1. 271	1. 322
计算值(KN)	142	136	163	203	165	157	144
设计值(KN)	230	220	264	329	267	255	233

同时,为保障基坑工程的顺利进行还采取以下技术处理措施:

1. 根据工程桩的施工情况,本场地地下障碍物比较多且局部比较深,为了保证灌注桩和浆喷桩的顺利实施,宜沿基坑边线 2.0m 深度范围内进障碍排除。清理障碍过程应采取施工措施保证基坑周边道路和建筑物的安全。

2. 基坑支护施工前,应先对周围空间尺寸进行核实,以保证地下室施工空间。

3. 对灌注桩、高压旋喷桩的施工,应严格控制灌注桩的定位和垂直度,避免侵占地下室外墙空间(理论上只有 100mm 空间,还要考虑变形影响),另一方面,施工时应采取措施尽量减少对原有建筑物外墙的扰动。

4. 对原有建筑物山墙考虑托换处理,即利用支护桩与墙体靠近的条件,从桩上伸出牛腿,进入基础底部或墙体中,即可限制墙体下沉,也可将部分墙体荷载通过支护桩向深部传递,减轻支护桩的水平荷载。

5. 土方开挖:由于中部有对顶支撑,在开挖下部土方时无法由一个方向进行,因此土方开挖时需做两个出口,避开中间支撑的影响。

6. 在地下室及上部结构施工过程中不拆除支撑,待地下室土方回填后再予拆除,拆撑时先拆辅撑,后拆主撑。拆撑时间同步进行基坑监测,以确保基坑边坡安全。

5. 4. 3 结论

通过对支护结构的设计计算,结果表明支护结构在保证基坑安全稳定的同时,对变形控制的要求能够很好的满足。周边道路,管线在后期施工过程中也未发生较大破坏。

在设计和施工阶段主要变形控制措施有:

设计措施主要包括:

(1) 进行支护方案选择时,因结合所在工程的变形控制要求合理选择支护方

案。基坑的稳定性是可靠的，但并不能满足要求。

(2) 本工程计算时桩长 13 米，实际有效桩长 11.8 米，在局部区段桩身最大位移有所偏大。因此桩段嵌固深度不足易导致支护位移增加，但在满足最小入土深度的前提下，过度增加入土深度对减小位移的效果甚微，且导致造价增加：

(3) 增加支护结构刚度(如增大桩的混凝土标号、增大桩径或墙厚、减小撑锚间距等)对减小侧向位移是有效的，但过份提高刚度效果并不明显，且导致造价增加：

(4) 本工程采取结合止水帷幕有效的控制地下水。同时可以提高支护结构的刚度。

(5) 另外提高支撑(锚杆)的位置对减小支护结构桩顶位移的效果是明显的，但会造成支护结构弯距增加，支护设计时应予注意。

施工措施主要包括：

(1) 合理确定开挖施工顺序，不适当的开挖方式是造成基坑失稳的重要原因。一方面，围护结构设计为土方开挖创造条件；另一方面，合理的进行土方开挖也是基坑安全的重要保障。

(2) 采取分步快挖、快撑和支撑预加轴力的施工方法，由于软土层的流变性，在同工况下基坑的围护墙体随开挖后暴露时间的延长而增加。在软土深基坑开挖施工过程中，基坑暴露时间越短，围护墙体变形越小，则控制变形的效果越好。

(3) 本工程开挖深度不大，在保证基坑底部稳定和隆起量的前提下，有效地控制支护结构的侧向位移，地面沉陷可以控制。

第六章 结论与研究展望

6.1 结论

深基坑支护是一门复杂的综合性很强的学科。本文围绕深基坑支护变形控制设计,对变形控制理论作初步的探讨,从以下几个方面展开研究,取得了预期成果。

(1) 变形预测是变形控制设计理论的基础,本文利用有限元程序模拟了基坑两步开挖的情况,对基坑水平位移进行预测。通过与实测数据的对比分析,其预测结果比较理想。土体的应力—应变的本构模型对数值模拟的结果影响很大,本文采用的 Drucker-Prager 理想弹塑性本构模型可以较好的模拟土体的特性,有限元模拟结果与工程实测接近。

(2) 同时,分析了基坑支护各种常用设计方法,并对变形控制理论作了初步的概括与总结,基于变形控制为主线,结合工程实例中一些变形控制的设计,施工措施,通过支护结构设计计算来验证其可行性,根据计算分析中所采取的设计,施工措施,对于支护变形控制具有一定的可操作性。

6.2 研究展望

关于深基坑支护的问题许多专家学者做了大量的研究,然而基坑工程的成功率还是不能令人满意。究其原因,除了无证设计和施工低劣等原因以外,更重要的是由于深基坑工程牵涉面广,而岩土地质情况复杂,要完全弄清楚基坑工程的变形机理,到现在也无法做到。因此,深基坑工程还有很多有待研究的课题。

(1) 现在的设计计算方法将土压力作为一个确定荷载作用在支护结构上,其值和分布规律不随支护结构的变形而发生变化,没有考虑到土与结构的相互作用,这种假定和工程实际是不符合的。土与结构相互作用方面的研究还不够深入,如何考虑支护结构刚度、土体刚度等对基坑变形、土压力的影响等,都是基坑工程设计工作中急待解决的问题。

(2) 基坑开挖具体工艺对基坑变形的影响较大,基坑监测的警戒值难以准确确定,是值得研究的方向。

(3) 变形控制设计是在支护结构满足强度的前提条件下,尚需满足使用要求,即基坑在施工过程中,既要保证安全、不失稳,又要保证对周围环境不造成破坏性影响。变形控制优化设计是未来基坑支护设计的发展方向。但是由于理论上的不

成熟，带有诸多假定为前提的计算模型不能完全反映基坑支护结构的工作性态、支护单元与土体的相互作用；另外，土压力的计算与分布，支撑的刚度与设置，基坑开挖的时空效应、振动对支护结构的影响等尚待研究与完善。

(4) 变形预测分析是变形控制设计的基础，但变形控制设计不只是简单的施工前设计，而是贯穿于基坑施工全过程的动态设计，需要在施工过程中及时搜集实测资料并反馈，及时经行调整。这一过程还有待于发展及完善，以更好的保障基坑工程的安全。

参考文献

- [1] 龚晓南. 高有潮. 深基坑工程设计施工手册[M] 北京: 中国建筑工业出版社. 2001.
- [2] 张钦喜. 孙家乐. 刘柯 深基坑锚拉支护体系变形控制设计理论与应用, 岩土工程学报, 1999, 21(2): 161~165.
- [3] 中华人民共和国国家标准 GB50021-2001 岩土工程勘察规范.
- [4] 黄强, 建筑基坑支护技术规程. JGJ120-99.
- [5] 王步云, 土钉墙设计[J]. 岩土工程技术, 1997, (04): 30~41.
- [6] 秦四清等. 深基坑工程优化设计, 地震出版社, 1998 第一版.
- [7] 俞建霖, 龚晓南, 深基坑工程的空间性状分析, 岩土工程学报, 1999, 21(1): 21~25.
- [8] 王洪臣, 褚玲等, 有限元法在基坑支护中的应用, 建筑技术开发, 2001, 28(3), 5~7.
- [9] Clough G. W., Duncan J. M.. Finite element analyses of retaining wall behavior. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1971, 97(SM12), 1657~1673.
- [10] Ou. C. Y. and D. C. Chiou. Three-dimensional finite element analysis of deep excavation. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(5): 337~345.
- [11] Lee In-Mo, Lee Jeoung-hark. Prediction of pile Bearing Capacity Using Artificial Neural Networks. Computer and Geotechnics, 1996, 18(3): 189~200.
- [12] 孙海涛, 深基坑变形预报神经网络法的初步研究, 岩土力学, 1998, 19(4): 63~68.
- [13] 高玮, 岩土工程监测位移预测的神经网络模型研究, 岩土工程师, 2002(1): 8~12.
- [14] 张玉祥, 岩土工程时间序列预报问题初探, 岩石力学与工程学报, 1998, 17(5).
- [15] 侯学渊, 刘国彬, 软土基坑支护结构的变形控制设计, 同济大学出版社, 第一版, 1996, 138~145.
- [16] 许锡昌, 土压力问题与基坑变形分析, 中科院博士学位论文, 132~157.
- [17] 张钦喜. 孙家乐. 刘柯 深基坑锚拉支护体系变形控制设计理论与应用, 岩土工程学报, 1999, 21(2): 161~165.
- [18] 刘建航, 侯学渊, 基坑工程手册[M], 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [19] 李云安, 葛修润, 张鸿昌, 深基坑工程变形控制与有限元数值模拟分析, 地质与勘探, 2001, 37(5): 73~76.
- [20] 李云安, 葛修润, 张鸿昌, 深基坑变形影响因素与有限元模拟, 岩土工程技术, 2001(2) 63~68.
- [21] 沈珠江. 理论土力学. 中国水利水电出版社, 2000.
- [22] 陈希哲. 土力学地基基础. 清华大学出版社, 1989.
- [23] 钱家欢. 土力学. 河海大学出版社, 1988
- [24] 姚爱国, 汤凤林, Smith I. M. 基坑支护结构设计方法讨论 工业建筑 2001年 31(3): 7~10.
- [25] 陈忠汉, 黄书秩, 程丽萍 深基坑工程, 机械工业出版社, 2002.

- [26] 丁大钧, 刘忠德编著, 弹性地基梁计算理论与方法, 南京工学院出版社, 1986.
- [27] 邵敏等, 有限元法基本原理与数值方法, 北京: 清华大学出版社, 2002.
- [28] Raoss 著, 工程中的有限元法, 傅子智译, 科学出版社, 1991.
- [29] 孙家乐, 张钦喜, 刘柯, 深基坑支护结构体系变形控制设计, 同济大学出版社, 1996. 8, 1版:138-145.
- [30] 倪立峰, 李爱群, 韩晓林, 江凤泉, 基坑变形的动态神经网络实时建模预报方法, 振动、测试与诊断, 2002. 22 (3).
- [31] D. R. J. 欧文. 塑性力学有限元—理论与应用 [M]. 北京: 兵器工业出版社, 1989.
- [32] Chang-Yu Ou. ANALYSIS OF DEEP EXCAVATION WITH COLUMN TYPE OF GROUND IMPROVEMENT IN SOFT CLAY [J] J. Geotech. Engrg. 96 NO(9).
- [33] 屈智炯. 土的塑性力学 [M]. 成都: 成都科技大学出版社, 1987.
- [34] 龙驭球. 结构力学[M] 北京: 高等教育出版社, 1981.
- [35] 雷晓燕, G. Swoboda, 杜庆华. 接触摩擦单元的理论及其应用[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(3): 43~46.
- [36] R. E. Goodman, et al. A Model for the mechanics of Jointed Rock[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, May 1968.
- [37] 殷宗泽, 朱宏, 许国华. 土与结构材料接触面的变形及其数学模拟[J], 岩土工程学报, 1996, 16(3): 32~34.
- [38] 陈惠发. 土木工程材料的本构方程 [M]. 武汉: 华中科技大学出版社
- [39] 孙钧等. 地下结构有限元法解析[M]. 上海: 同济大学出版社, 1988.
- [40] Brown.P .T. and Booker.J.R.: Finite element analysis of excavation[J], Comp and Geotech, 1985,207~220.
- [41] D. V.Griffiths 和 P.A.Lane: Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique 49, No.3, 1999.
- [42] Naylor.D.J. and Pande.G.N.:Finite elements in geotechnical engineering[M], Pineridge Press. Swansea, U.K.
- [43] Chandrakant S, Desai and John T. Christian: Numerical Methods in Geotechnical Engineering[M].New York,1977.
- [44] 曲胜年, 殷有泉. 塑性力学的 Drucker 公式[J]. 力学学报, 1981(5): 53~57.
- [45] Lade. P. V. and Duncan J. M. .Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesion-less Soil [J]. Proc. ASCE, JGTD, Vol. 101, 1975.
- [46] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理, 中国建筑工业出版社, 第一版, 2002.
- [47] 苑莲菊. 工程渗流力学及应用[M]. 中国建材工业出版社, 2001.
- [48] 罗晓辉. 基坑开挖渗流数值分析[J]. 土工基础. 1997, 011(003). 18-21.
- [49] Jardine, K. J. Potts, D. M. Fourie. A. B.&Burland J. B Studies of the influence of nonlinear stress strain characteristics in soil-structure interaction

- [J] .Geotechnique 36, N3: 377-396.
- [50] Ju, J. W. and Taylor, R. L. A. perturbed Lagrangian formulation for the finite element solution of nonlinear frictional contact problems[M]. J. De Mechanique Theoriaue et Appliauee. Special issue Supplement 1988.
- [51] 任青文. 非线性有限单元法[M]. 河海大学出版社, 2003.
- [52] 王绪民, 深基坑工程岩土参数反演分析及工程应用, 湖北工业大学硕士学位论文, 2003
- [53] 美国 ansys 公司北京办事处. ANSYS 优化设计指南, 1998.
- [54] 刘涛, 杨凤鹏. 精通 ANSYS[M]. 清华大学出版社, 2000. 9.
- [55] 上海市标准《基坑工程设计规程》(DBJ08-61-97), 1997.
- [56] 湖北省地方标准《深基坑工程技术规定》(DB42/159-1998), 1998.
- [57] 广州地区建筑基坑支护规定, 中国建筑工业出版社, 1998.
- [58] 深圳地区建设深基坑支护规范, SJG05-96, 中国建筑工业出版社, 1996.
- [59] 袁金荣, 赵福勇. 基坑变形预测的时间序列分析, 土木工程学报, 2001, 1234 (6).
- [60] 朱宝璋, 关于灰色系统建模评论, 中国现场统计研究第六届年会论文集, 北京: 统计出版社. 1990, 34~41
- [61] 王旭东, 赵建平, 人工神经网络在基坑变形实时预报中的应用研究, 建筑技术开发, 2002, 07, 29 (5).

致谢

本文的研究工作是在何世秀教授悉心指导下完成的。

三年来，导师无论是在学习上还是在生活上都给予了我极大的关心、帮助与支持。导师渊博的知识、严谨的治学态度、忘我工作的精神，给学生留下深刻的印象，受益匪浅。值此论文完成之际，谨向倾注了大量心血和劳动的恩师致以崇高的敬意和衷心的感谢！

论文研究期间，衷心感谢湖北工业大学庄心善教授、肖衡林讲师、王翠英教授、闫晗试验师、岩土工程实验室的各位老师、同学等给予我的大力支持和帮助，衷心感谢湖北工业大学土木工程与建筑学院的教师对本人的关心和帮助！

最后，我也借此机会感谢我的家人，感谢父母多年来对我的全力支持与鼓励！感谢我的妻子在我三年的学习和生活中，给予我的帮助与支持！

龙立华

2008年5月

附录

1. 发表论文:

应力路径对基坑变形性状的影响对比分析，2008.02，浙江建筑，ISSN 1008-3707，CN 33-1102/TU，第一作者龙立华。

粘性土卸载屈服特性研究，外审中，岩土工程学报，ISSN 1000-4548，CN 32-1124/TU，第二作者龙立华。

2. 参与科研:

湖北工业大学文科综合教学楼、工程技术学院试验楼桩基检测（校项目）
基于变形控制的基坑支护桩设计研究，湖北省教育厅科学技术研究计划重点项目（2008.02——2010.07）。本人在项目中承担试验研究工作。