

浙江大学
硕士学位论文
杭州地区地基土m值的反演分析
姓名：冯俊福
申请学位级别：硕士
专业：岩土工程
指导教师：龚晓南;俞建霖
20040201

杭州地区地基土 m 值的反演分析

摘 要

软土地区的深基坑支护结构设计是一个十分复杂的工程问题,由于弹性地基梁法具有计算模式明确、计算过程简单的优点,尤其是 m 法较符合软土基坑工程的实际情况,因而受到广大工程设计人员的欢迎,大多规范也推荐此法。但是 m 法计算参数的选取是工程界的一大难题,一般规范都给出了 m 值的大致范围,而且每个地区的地质条件千差万别,因而 m 的取值具有很大的随意性,有必要根据一个地区的工程实测资料对 m 值进行反演分析,以便为地层相近或附近地区的基坑工程设计提供参考和依据。

首先简单的介绍了反分析方法的研究近况及发展过程,对反分析方法的发展做了简要的概括。

其次介绍了杭州地区近年来基坑工程发展的情况,以及基坑围护结构的常用类型。介绍了我国 m 值的由来,对规范推荐的 m 法进行了详细的阐述。

然后,利用编制的 m 法反演分析程序,分析了 m 值对围护结构内力和位移的影响,计算了内支撑不同设置深度对围护结构内力和位移的影响,分析了反演参数个数对反演优化值的影响,即对解的适定性问题进行了讨论。

最后,根据杭州地区基坑工程实例的位移实测数据,对典型土层 m 值进行了反演分析,得到了比较适合杭州地区土层的 m 值。得到一些有益的结论,可供工程设计应用。

关键词: 基坑工程; 弹性地基梁法; m 值; 反演分析; 支护结构; 目标函数

Back Analysis of M-values of Foundation Soils in Hangzhou

Abstract

Foundation structure design in soft soils is a very difficult engineering problem. The elastic foundation beam method has some merits such as easy calculation pattern and definite model and m-method is fit to practical situation, so it is used comprehensively and welcome by constructors, thus m-method is recommended by many Codes. But it is difficult to select a m-value to some soils, and the Codes provides a scope of m-values, and they are different in varied regions and soil conditions, thus it is optional to choose m-value of a soil layer for engineering designers. So it is necessary to calculate m-values by back-analysis method using measured data of deep foundation pit.

For this purpose, this paper first gives a description of recent research advances and a brief introduction of back-analysis method.

Second, the development of ditches excavation in Hangzhou is introduced and some often used types of the exterior-protected structures are illustrated. And m-method is stated in detail recommended by the Code.

Then, the effects of the inner force and displacements of the exterior-protected structures influenced by the value of M and the different depths of inner poling are analysed with the M-Method back-analysis programme. And the variation of optimized values caused by the numbers of different inversion parameters is also analysed, and a conclusion is drawn that a propiate parameter numbers should be in use of back analysis.

Finally, based on some measured data, the suitable values of M for Hangzhou Region is obtained and some useful conclusions are drawn for constructors.

Keywords: foundation engineering, elastic foundation beam method, back analysis, m-value, retaining structures, object function

第一章 绪 论

1.1 引言

近年来,随着城市建设的高速发展,高层建筑越来越多,同时为了满足各种功能的需要,建造地下室也越来越多,随之而来的便是深大基坑的开挖与支护问题,由基坑失稳影响施工或因基坑开挖影响邻近建筑物安全使用的问题已随着城市建设的发展而成为一个非常严重的问题。建筑施工中基坑支护工程的倒塌事故时有发生,造成事故发生的原因很多,给岩土工程界带来了一系列的问题。参数选取是其中主要原因之一,即使计算模型再准确,如果没有合理的选取计算参数,也不会得出很好的计算分析结果。

理论、经验和监测相结合是指导岩土地下工程设计和施工的正确途径。由于软土地下工程中地质条件、荷载条件、材料性质、施工条件和外界其它因素的复杂影响,很难单纯从理论上预测工程可能遇到的问题。因而在施工过程中跟踪施工活动,对坑周围地层位移和附近建筑物地下管线等保护对象的变形与受力情况,对围护结构的受力和变形情况进行量测,将理论分析与现场工程监测相结合,以取得的工程数据与预测值或计算值相比较,并以现场监测的数据为依据,能较可靠地反映出工程施工所造成地影响。

在基坑支护技术上出现了许多新型适用的支护型式,设计方法也有了很大的发展,设计方法有弹性地基梁法、C 法、张有龄法等,由于弹性地基梁法(即 m 法)较适合软土地基因而得到了广泛的应用,但是工程界对 m 值的选取存在着很大的随意性,规范也只是给出了 m 的参考范围,我国最早应用的 m 值引用于前苏联,后来我国公路部门根据桩的水平静载试验资料于 1974 年提出了修正的 m 值,然而仍较多的依赖于经验进行选取。随着反演理论在软土工程,特别是在基坑工程中地推广应用,为工程界根据现场监测资料反分析确定模型计算参数提供了一条新的途径。

一般来说,在现场能够量测到的信息有应变信息、位移信息和应力信息,它们都可以作为反分析计算的基础。在反分析法研究的开始阶段,最早使用的是岩体的扰动应变量。70 年代以来,随着新奥法施工技术的出现,位移量测技术有了较大的发展,使以位移量测信息为依据的位移反分析得以问世,并很快得到发展。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 概述

自 1925 年 Terzaghi 开创现代土力学以来,岩土力学的理论研究已取得了很大发展。特别是 60 年代开始,随着计算机技术的不断提高以及岩土介质本构关系研究的不断深入,岩土工程数值计算取得了巨大的进步,使许多复杂的岩土力学性质,诸如塑性、粘性、各向异性以及多维固结问题,都能通过数值分析的手段在一定程度上得以反映,以真实描述岩土介质的力学性态。在实际应用中,为了获得合理的假定以建立计算模型并取得必要的计算参数,对钻探、取样以及室内外试验技术等方面也不断进行了研究,以力求通过理论计算分析对实际工程问题进行更为准确的预测,指导工程设计与施工。尽管如此,在许多实际工程中,理论分析预测结果与实际仍存在较大的差距,因为实际岩土工程问题极为复杂,在设计与理论分析中不可避免地存在各种不确定因素,如地层分布、初边界条件、模型选取以及参数确定等。事实上,在某种情况下,进行理论分析的一些基本条件很难或根本不可能准确获取。因此,传统的设计方法,即施工前确定设计方案并以此指导整个施工过程,常会导致工程在施工期间或建成后出现诸多问题,严重者使工程失稳或失效。这些实际工程中出现地问题,不但使岩土力学理论研究失去了实际意义,也阻碍了其进一步发展。

Trezaghi 在长期的岩土工程实践中总结提出了观察法 (Observation Method),并在许多重大工程中应用取得了成功。其中心思想是:在施工过程中进行观测,将观测信息与理论分析预测结果进行比较,必要时修改原设计以确保工程安全或节约工程投资。Peck 对这一方法的具体实施以及利弊都做了较为详尽的阐述。观察法的提出,为应用土力学的研究开辟了一条新的途径。后来的研究者在研究中又赋予了这种方法以新的名称。Matsuo 和 Asaoka 将其称为动态设计法 (Dynamic Design Philosophy),与之相对应的传统设计方法成为静态设计方法 (Static Design Philosophy)。Gida 和 Sakurai 则将其称之为可变 (Flexible) 设计法,而将传统设计方法成为固定 (Stiff) 设计法。曾国熙解释了该方法的基本含义:对于较重要且缺乏经验的工程,在开始尚未施工的阶段,先利用室内外试验的参数按一定方法计算并设计。此后,利用施工第一阶段的观测结果反分析所得基本参数修改原设计并做第二阶段的设计,又利用第二阶段的观测结果反分析参

数进行第三阶段的设计，以此类推。利用观测结果反分析或推算（例如推算以后的沉降位移等）可以得出比较符合实际的计算结果。由此可见，利用观测结果反分析基本参数无疑是观测法能否顺利实施的一个重要环节。

反分析方法的研究始于上世纪 70 年代，由于其具有较强的工程应用价值，很快受到许多学者和工程师的关注，并在较短时期内取得了大量成果，已逐渐成为岩土工程学科的一个分支，并初步形成了独立的理论体系，即岩土工程反演理论。反演分析是基于正演分析的逆过程，它们的有机结合，促进了岩土工程理论研究在实际工程中的应用。反演分析在一定程度上能揭示出理论研究中存在的一些问题，推动理论研究的进一步发展。此外反演分析与实际观测信息之间的关系，可以指导工程监测系统的合理设计。因此，反演分析不仅成为岩土工程从理论到实践的一座桥梁，而且促进了设计与施工控制的系统化。

1.2.2 反演理论研究的发展

上世纪 70 年代初，Kavanagh 在研究复合材料力学性质的过程中，利用试验测得的材料应变，采用有限元法求逆获得材料的弹性参数，他将这一分析过程称为“Characterization”。Beliveau 以及 Goodiwin 等又进一步从系统辨识（System Identification）的理论出发，根据结构的动力响应推算了结构的动力参数。Tomizawa 将这一方法引入到土动力问题中。Marier 等又进一步将其应用到求解结构的屈服极限。这些早期研究为岩土工程反演理论的建立提供了思路。

上世纪 70 年代末，意大利学者 Gioda, Cidini 和 Maier 等将参数反演引入到岩土工程问题，并进行了长期的研究。Gioda 首次将数学规划法（优化原理）与有限单元法相结合，根据位移和孔压量测值对二维弹性各向异性固结问题的水平渗透系数和垂直渗透系数进行了反演计算，并获得成功，随后，他与 Maier 又将这一方法应用与岩体工程中，根据隧道压力试验（Pressure Tunnel Test）所测的径向位移，并考虑岩体介质的塑性变形性质，对 Mohr—Coulumb 强度参数以及初始地应力进行了反演。Gioda 在 Jurina 等的建议下，根据 Kavanagh 提出的“Characterization”方法，推导了线弹性问题中采用位移量测值反演体积模量 B 和剪切模量 G 的有限元格式，他将其称为逆法（Inverse Approach），并将这种方法同采用数学规划法的方法进行了比较。随后，他们把逆法推广应用到求解作用在隧道衬砌上的土压力问题，观测值可以是位移也可以是应力等。

1981 年, Cividini、Jurina 和 Gioda 等对他们的近期研究工作进行了初步总结。根据系统论的观念, 岩土系统的输入信息包含三类信息: 几何参数、材料参数以及荷载参数, 而输出信息有: 位移场 (固结问题中还包括孔压), 应变场和应力场。反分析可以定义为: 确定数值分析模型中的某些输入参数, 以使采用正分析方法得到的输出与相应的现场量测值充分接近, 这个分析过程称为反分析。他们对求解目标函数的方法也做了很深入的研究, 由于目标函数是高度非线性函数, 且为非凸函数, 宜采用避免求解梯度的直接搜索法, 如单纯形法 (Simplex)、Rosenbrock 法以及 Powell 法等。此外, 他们还研究了量测信息对反演参数的影响, 假定量测值的概率分布, 采用试探点的方法对反演所得各参数的可靠性进行了研究。

Cividini、Maier 和 Nappi 进一步采用概率统计学中的 Bayes 原理研究了反分析中误差的传递规律, 这一方法较此前所采用的试探点法要简便得多。Canceilli 和 Cividini 又将其应用到软土地基工程中, 对砂井地基进行分区, 分别反演各区的综合水平渗透系数和垂直渗透系数, 结果表明垂直渗透参数比水平渗透系数精确得多。

日本学者 Sakurai 基于有限单元法, 对隧道开挖工程, 假定岩体均质线弹性, 在已知泊松比和竖向地应力为自重应力的条件下, 推导了采用隧道洞室径向的位移量测值反演岩体弹性模量 E 和初始地应力的逆反分析计算公式。若竖向地应力未知, 则仅能反演地应力与岩体弹模的比值, 即标准地应力。这一方法不但适用于无衬砌的毛洞, 也适用于有衬砌的隧道。Shinizu 和 Sakurai 又在边界单元法的基础上推导了隧道工程反演计算的公式, 在一定程度上较有限单元法简单。

1987 年, Gioda 和 Sakurai 主要针对隧道工程的反演理论进行了总结。反分析不仅可以应用于岩土材料模型参数的反演, 而且可以计算作用于衬砌和挡土结构的土压力以及软弱填充物和岩体裂隙的几何参数确定。并指出了需进一步研究的课题: 复杂本构模型的反演技术; 反演理论在土动力问题中的推广应用; 概率非确定性反分析在实际应用中的进一步研究; 确定描述岩体力学行为的最佳本构模型, 即模型识别。

日本学者 Arai、Ohta 以及 Shoji 等对直接反分析法在软土工程中的应用进行了较为系统的研究。1983 年, Arai 和 Ohta 等基于 Gioda 提出的直接反分析法,

采用有限元法和优化原理中的共轭梯度法对线弹性问题的弹性常数 (E 、 μ) 进行了反演。随后, 他们又把这一研究引入到固结问题中。1987 年, Arai 和 Ohta 等开始把直接反分析法应用到软土工程中的非线性问题, 并指出解的唯一性是这一领域的重要课题。Arai 等还将直接反分析法应用于根据地下水位随时间变化的观测值, 通过饱和和非饱和渗流有限元反演饱和土体的水平渗透系数和垂直渗透系数。并且, 对其在土动力问题中的应用也进行了研究。

Shoji 和 Ohta 等结合线弹性直接反分析和弹塑性参数的理论与经验关系, 进行了弹塑性参数反演和确定。同时, 在有限元分析基础上定义了堤坝填筑的极限状态: 达到极限状态的单元能够连接构成滑动面时的填筑高度为极限高度。在此基础上, 采用有限单元法可以对软土上堤坝填筑从变形和稳定两方面同时考虑进行施工控制。1990 年, 他们还采用了敏感度分析方法对软土上堤坝填筑以及基坑开挖等工程的观测点最优布置进行了研究, 其基本原则是: 观测点应布置在参数对量测值的高敏度区。在优化算法方面采用了 BFGS 公式的拟牛顿法, 结果表明较共轭梯度法收敛快, 且精度高。最后还指出, 土体非线性变形显著时, 弹性反演以及预测都不易得出正确结果, 应发展非线性反演方法。

日本学者 Matsuo 和 Asaoka 等对非确定性反演分析在软土地基堤坝填筑及边坡等土工问题方面的应用进行了长期研究, 他们大都采用概率统计原理中的 Bayes 方法, 因此, 也称为 Bayes 分析。早在 1977 年, Matsuo 等就采用概率统计方法来解决 Terzaghi 提出的观察法问题, 并将其称为动态决策过程 (Dynamic Decision Procedure)。Asaoka 根据 Mikasa 提出的一维固结方程推导出沉降与时间的自治方程, 对固结系数 c_v 进行反演。这一方法可以通过图解法很方便地加以应用, 在工程上被称为 Asaoka 法。同时, 还采用 Bayes 法以获得预测沉降地概率分布, 为可靠度动态设计与施工控制提供依据, 随后, 这一方法又被推广应用于多层地基和线性加载情况, 以及基于线弹性 Biot 固结有限元法的多维固结情况, 并以位移和孔压作为观测值。Asaoka 还进一步推广到弹塑性问题, 并对稳定和沉降同时进行预测以控制施工。Suzuki 和 Matsuo 利用 Bayes 法对降雨过程的边坡失稳进行了预测。

在国内, 最早从事反演理论研究的是中科院地质所的杨志法等人。1981 年, 杨志法和刘竹华在假定岩体为均一弹性体的前提下, 提出了通过隧洞开挖时所得

位移量测值计算围岩弹性模量和水平地应力的位移反分析法,在具体分析中,可分为数值法和图解法,它们都是基于有限单元法的直接反分析法。数值法是通过建立某种迭代格式试算求解反演参数;图解法是根据预制图谱推算实际工程应力和位移的一种方法。基于图解法,发展了较为完善的位移联图反分析法,便于实际工程应用。

杨林德、冯紫良结合线弹性叠加原理和最小二乘法原理推导了初始地应力位移反分析计算的有限单元法格式:

$$\sum_{K=1}^n \left[D^K - (d^g + \sum_{i,j=1}^2 \sigma'_{ij} d_{ij}^0)^K \right] [d_{ij}^0]^K = 0 \quad (i, j = 1, 2; i \leq j) \quad (1-1)$$

式中, d^g 、 d_{ij}^0 分别为自重应力和单位均布构造应力在开挖过程中引起的位移值,可以用有限单元法正演计算求得; D^K 为实测位移; σ'_{ij} 为均布构造应力分量的系数。求解以上公式可得 σ'_{ij} , 即可求得初始地应力场。这种方法避免了通常所用直接反分析法中的初始点选择和计算工作量大等困难。冯紫良将其称为矛盾方程组法 (Contradictory Equation Group Approach)。他们还进一步把这一方法推广应用于非线性问题。

袁勇在考虑量测信息和先验信息的不确定性时,采用概率统计方法中的极大似然法建立了一般意义的直接反分析优化反演目标函数,采用加速单纯形法求解得到参数的平均优化值。袁勇和孙钧还提出了更具普遍意义的强壮性目标函数,对于有较大位移量测误差的情况能得到较好的结果。

1986 年,《隧道译丛》发表了 Sakurai 的逆反分析法译文,引起国内许多学者的重视。林世胜等对该法进行了几点改进,考虑了有衬砌以及地应力随深度线性变化的情况,使其更为适用。张海东、刘考学推导了初始地应力场为线性函数的二维有限元逆反分析格式,杨家岭进一步推广到三维问题。黄宏伟在考虑了岩土工程中量测位移及介质力学模型的随机不确定性后,提出了随机逆反分析法。林育梁和 Sakurai 提出了模糊有限元逆反分析法,并且对反分析结果进行了隶属度、敏感系数、模糊测度以及可靠性等模糊分析。

在国内反分析方法发展的早期,郭怀志、马启超等提出了回归分析法,这种方法是在确定岩体初始地应力场的过程中提出的,通过分析初始地应力场形成的

可能作用因素（重力、构造运动、温度等）基础上，在线弹性假定条件下，分别对各作用因素建立相应的数值计算模型，求解可得各作用因素下的“拟观测值”，将实测值与这些“拟观测值”建立多元回归方程可求得各自的回归系数，然后将回归系数乘上相应的作用因素，再计算各自形成的应力场，据线弹性叠加原理可得初始地应力场。该方法以应力场量测值为基础，称为“应力回归分析法”。马启超、王宝林又将这一方法推广到采用位移量测值，并称为“位移回归分析法”。

杨林德基于圆形巷道的弹性解析解，推导了利用位移量测值直接求解巷道所在地段地层初始地应力的反分析公式。王建宇基于粘弹性模型，并考虑隧道开挖过程中的空间效应，推导了围岩变形的解析解，在此基础上建立了参数反演公式。这些是建立在解析解基础上的求逆过程，因此属于逆反分析法，在基于数值解法的反分析中，除有限元法外，还可以采用边界单元法来进行推导或求解，同样有逆反分析、直接反分析以及概率统计分析等。

1993 年，袁勇和孙钧等根据系统辨识理论的观点，提出了描述系统的模型应满足五项原则：物理性、拟合性、可辨识性、简单性和综合精度，并且以物理性原则为基础。按照以上原则，采用信息论和决策论等理论手段建立了模型识别的具体方法，并分别以岩体弹塑性本构模型和粘弹性本构模型识别为例，说明了方法的合理性和有效性。还指出了有待进一步研究的课题是模型识别结果的风险性概率。刘维宁以信息论为基础，针对岩土工程中的逆问题，在数学上建立逆问题一般信息论的基本框架。其中心思想是：对被反演参数的观测信息、理论预测信息和经验性信息的综合，将给出关于这个参数的更高信息含量的信息表达，这个综合具有简单而自然的形式：

$$\text{后验信息量} = \text{先验信息量} + \text{观测信息量} + \text{理论信息量}$$

这种表达自然地在逆问题的求解过程即反分析中，综合考虑观测过程、理论分析及经验判断三者的不确定性，随着对系统观测信息和理论信息的不断改进，反分析将最终实现对物理系统的彻底认识。在几种特殊情况下，这种表达退化为当前岩土工程中的几种反分析方法：逆反分析法、确定性反分析的直接法以及非确定性反分析法的 Bayes 分析。其价值理论在于，把反演理论研究以信息量为基础建立了一个统一的反分析理论，这可能为反分析中基本问题的解决找到了一个明确的脉络和对策。

虽然反演理论研究在国内仅有二十几年的历史,但在实践中已有了较广泛的应用。其中,以地下工程为多,包括铁路隧道工程、矿山巷道工程以及水电站地下洞室等。朱维申等对军度山隧道、宜昌酒厂地下酒库、二滩电站试验洞室进行了位移反分析。马启超等利用回归分析法对鲁布革水电站原位试验进行了位移反演分析岩体应力场的计算。王平、朱维申等采用单纯形法优化反分析法对广蓄电站地下洞室进行了位移反分析,以确定岩体力学参数及地应力。杨林德等采用有限元直接反分析法和逆反分析法对天荒坪抽水蓄能电站试验洞进行了弹性问题的位移反演计算,所得初始地应力的方向及量值与其它方法测得的结果符合较好。

除地下工程外,反演理论在岩土工程的其它方面也有许多实际应用。浙江大学龚晓南等采用模式搜索法对德国的一个路堤进行了非线性弹性优化反演计算,以位移和孔压为实测值,考虑土的固结,反演了土的非线性弹性模型参数和渗透系数。朱岳明、刘望亭采用优化反分析方法确定了土石坝及其坝基土层处于稳定渗流状态时的渗透系数。董学晟等采用试算直接反分析法对新滩滑坡的坡体松散堆积材料的等效弹模进行了有限元位移反演计算。薛玺成等采用位移回归分析法对龙羊峡水电站坝基进行了反演计算。李素华等将优化反演方法应用于桩基动测分析中,反演桩土体系的参数,模拟静压试验的 $P-S$ 曲线。沈珠江等采用复合形法对鲁布革心墙堆石坝变形进行了优化反演,确定了三参数流变模型的变形参数。李宁、尹森菁考虑施工影响对漫湾水电站左岸边坡进行了数值仿真反分析。朱永全、景诗庭等对北京地铁西单车站 1# 施工横通道进行了随机反演在实测位移不足时,采用 Monte-Carlo 法进行随机样条插值补充位移测值。赵振寰等采用单纯形法对上海某基坑进行了有限元优化反演计算。

根据 Terzaghi 的观测法思想,岩土工程施工应属于系统控制过程,反演分析是其中的一个主要环节。杨志法等提出了反演正算综合预测法,其基本思想是先利用施工过程实现位移反分析,再从反演的结果出发对下一个工况进行正算,以预测在新条件下的位移和应力。根据位移预测值对新工况实现后实际量测到的位移值的偏离程度。可以评价反分析的质量。若偏离值大到不能接受的程度,则加上新测的位移再次进行反演,进入下一循环。否则,结束反演。这种方法是位移反分析和符合系统科学思想的反馈信息设计方法的结合。他们还把这种方法应用

到深基坑开挖中。对土的本构模型，根据理论分析、经验判断和观测结果进行合理选取。徐日庆、杨林德提出了基坑开挖的信息化预报思想，其主要一点是在控制过程中加入模型识别，在开始时把重点放在模型识别上，当本构模型已在很大程度上得到完善后，仅进行参数反演。他们提出的基坑分布开挖信息化预报流程图如图所示。

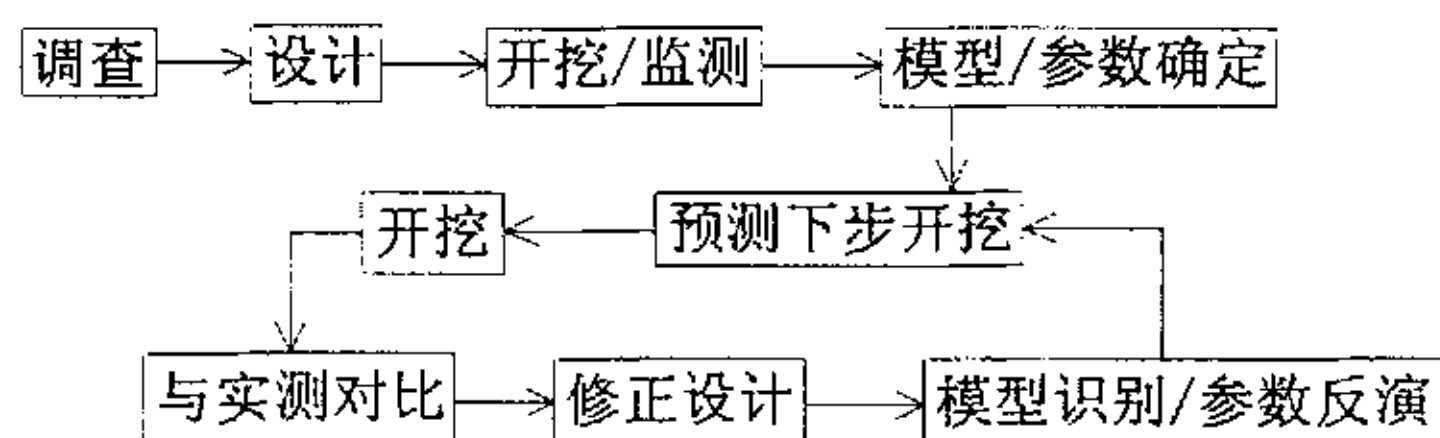


图1.1 基坑信息化预报流程图示意图

近年来，同济大学的杨林德、朱合华以及胡敏等对基坑开挖及围护结构反分析作了深刻的研究，以弹性地基梁法为基础，运用动态施工反演分析的思想，反算反映基坑土体性态的 m 值，以求仿真模拟深基坑工程实际施工情况。

关于岩土工程反演理论的专著还很少，目前在国内仅有杨林德等于 1996 年所著的《岩土工程问题的反演理论与工程实践》，该书不但对反演理论作了较全面的介绍，并且包含了近年来的最新研究成果，诸如摄动反演理论、模型识别以及采用扩张卡尔曼滤波器的有限元反分析方法等。书中所涉及的岩土工程问题主要是地下岩体工程。

1.3 本文研究内容

对岩土工程而言，土参数的取值具有十分重要的意义。

在深基坑工程设计中，基于土体水平基床系数的竖向杆系有限元法是国家基坑规范和许多地方规程推荐的计算方法，但其计算结果直接依赖于土体水平基床系数的正确选取。限于试验条件的限制，目前的地址勘察报告中尚不能正确提供各类土层的基床系数，某些设计手册虽给出了参考值，但选择范围太大，设计人员根本无法掌握，另外，对土层的物理力学指标而言，地区差异是很大的。在我省（浙江），有关土体水平基床系数取值的试验和研究很少，几乎是空白。本课题旨在通过对支护结构计算方法及土参数反演问题的研究，提出利用基坑实测位移反演确定各类土层水平基床系数的方法，并对已有几个典型深基坑工程的反演

结果加以综合分析,为我省“建筑基坑工程技术规程”中有关地基土水平基床系数(“ m 值”)取值的修正提供依据。

实测位移是支护结构与土体共同作用的综合反映,其中也包含了实际施工过程中的动态信息。因此,基坑工程中的土参数反演问题应能反映诸如分步开挖、逐道支撑等动态施工因素的影响。

本文的主要研究内容为:

- 1 根据基坑工程的特点,提出能考虑分步开挖土方、逐道设置支撑等动态施工因素影响的支护结构分析计算方法;
- 2 提出利用基坑实测位移运用单纯形法反演确定各类土层水平基床系数的方法,编制反演分析程序;
- 3 对杭州地区几种典型土层的水平基床系数的反演结果加以综合分析,提出较为适用的取值范围。

第二章 基坑工程弹性地基梁法原理

2.1 杭州地区常用的基坑围护结构类型

除开挖深度较浅的基坑采用放坡形式外,杭州地区常用的支护形式分为加固型和支挡型。加固型支护主要有水泥搅拌桩或高压旋喷桩重力式挡墙、土钉墙等;支挡型支护主要有悬臂支护系统、带撑(锚)桩排系统、双排桩门架式支护系统等,而基坑围护体系一般包括挡土体系和止水降水体系,故支护体系中除前述支护结构外,还往往辅以止水防渗、降排水、基坑内外土体加固等其它技术措施,以保证支护体系的整体效果。

围护结构的型式主要可以分为下述几类:

(1) 放坡开挖及简易围护

(2) 悬臂式围护结构

(3) 重力式围护结构

(4) 内撑式围护结构

(5) 拉锚式围护结构

(6) 土钉墙围护结构

(7) 其它型式围护结构,主要有门架式围护结构;喷锚网围护结构;沉井围护结构;加筋水泥土墙围护结构;冻结法围护等。

下面简要的介绍一下各种支护类型及适用范围:

(1) 放坡开挖结构及适用范围

放坡开挖是选择合理的基坑边坡以保证在开挖过程中边坡的稳定性,包括坡面的自立性和边坡整体稳定性。放坡开挖示意图 2.1 所示。放坡

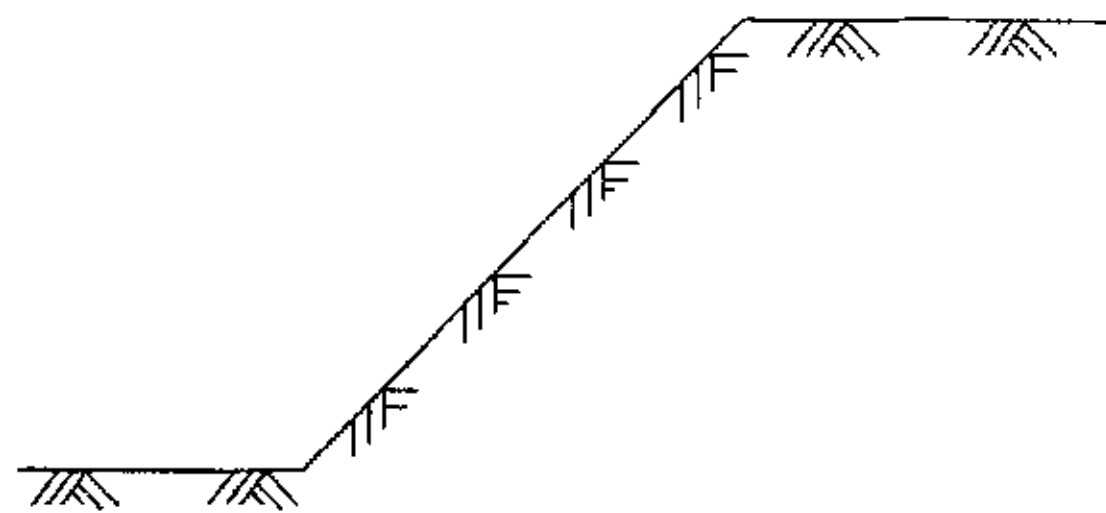


图2.1 放坡开挖示意图

开挖适用于地基土土质较好的情况,开挖应尽量采用放坡开挖。有时虽有足够放坡的场所,但挖土及回填土方量大,考虑工期、工程费用并不合理,也不宜采用放坡开挖。在放坡开挖过程中,为了增加基坑边坡稳定性,减少挖土土方量,常采用简易围护。如在坡脚采用草袋装土或块石堆砌挡土,或在坡脚采用短桩隔板围护等。一般在粉砂土地基上且开挖较浅的基坑可以采用这种支护型式,如位于

杭州大学路的浙江省卫生厅直属系统高层住宅楼基坑等。

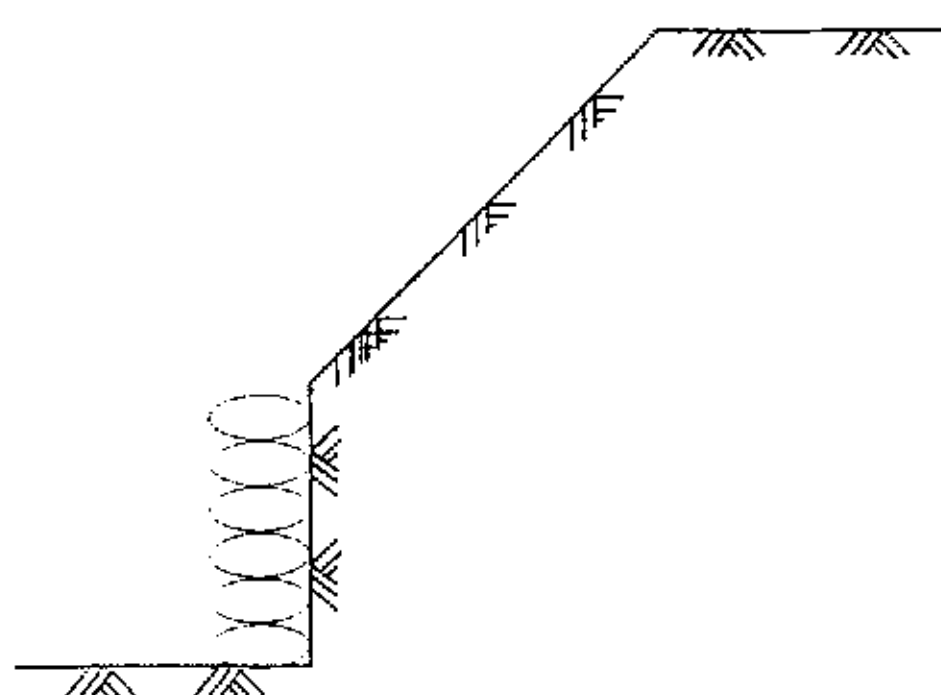


图2.2 草袋装土或干砌块石挡土

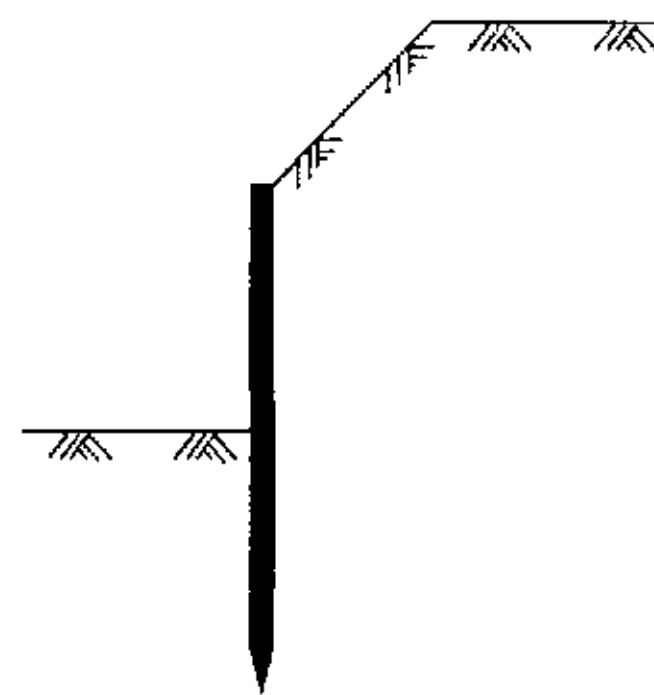


图2.3 短桩隔板围护

(2) 悬臂式围护结构及适用范围

悬臂式围护结构示意图如图 2.4 所示。悬臂式围护结构常采用钢筋混凝土桩排桩墙、木板桩、钢板桩、钢筋混凝土板桩、地下连续墙等型式。钢筋混凝土桩常采用钻孔灌注桩、人工钻孔灌注桩、沉管灌注桩及预制桩。悬臂结构所受土压力分布是开挖深度的一次函数，其剪力是深度的二次函数，弯矩是深度的三次函数，水平位移是深度的五次函数。悬臂式结构对开挖深度很敏感，容易产生较大的变形，对相邻建（构）筑物产生不良影响。广义讲，一切没有支撑和锚固的围护结构均可归属悬臂式围护结构，这里仅指没有内支撑和锚固的板桩墙、排桩墙和地下连续墙围护结构。悬臂式围护结构依靠足够的入土深度和结构的抗弯能力来维持整体稳定和结构的安全，适用于土质较好、开挖深度较浅的基坑工程。如杭州经济发展大厦、浙江省石油公司大楼等基坑工程采用了这种支护型式。

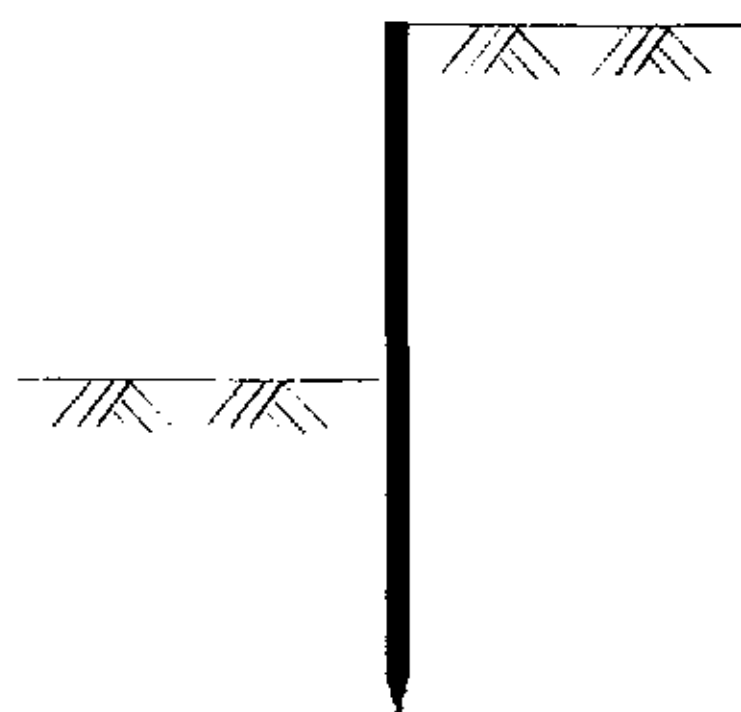


图2.4 悬臂式围护结构示意图

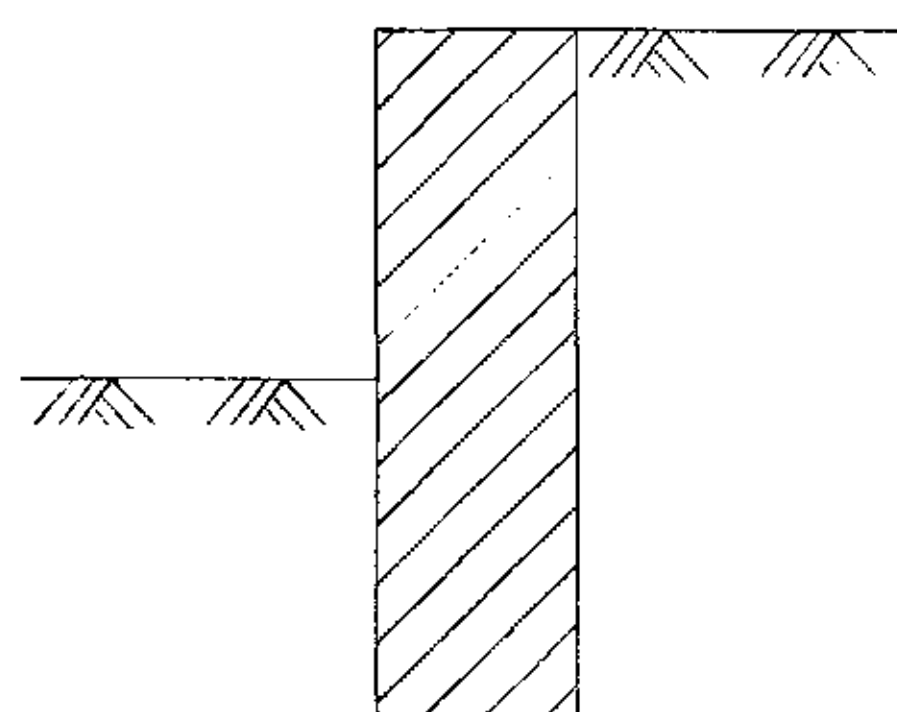


图2.5 混凝土重力式围护结构示意图

(3) 混凝土重力式围护结构及适用范围

水泥土重力式围护结构示意图如图 2.5 所示。目前在工程中用得较多的水泥土重力式围护结构,常采用深层搅拌法形成,有时也采用高压喷射注浆法形成。为了节省投资,常采用格构体系,如图 2.6 所示。水泥土与其包围的天然

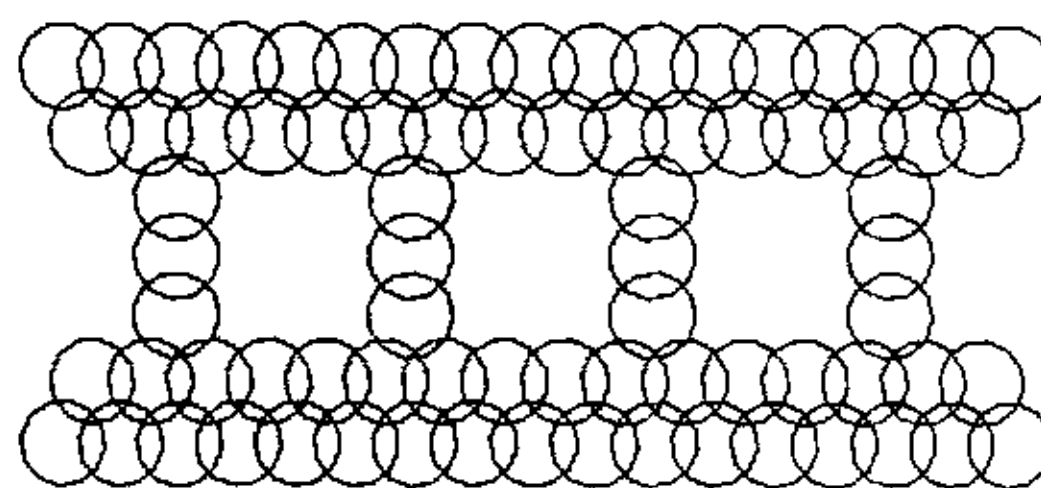


图2.6 格构式重力式挡墙平面图

土形成重力式挡墙支挡周围土体,保持基坑边坡稳定。深层搅拌水泥土桩重力式围护结构常用于软粘土地区开挖深度约在 6.0m 以内的基坑工程。采用高压喷射注浆法施工可以在砂类土地基中形成水泥土挡墙。近几年来也有采用较大功率的深层搅拌机械在砂土地基中形成水泥土挡墙的工程实例。水泥土抗拉强度低,水泥土重力式围护结构适用于较浅的基坑工程,其变形也比较大。这种围护结构具有施工噪音低、振动小、便于土方开挖等优点,缺点是通常变形较大,如中山花园高层住宅楼基坑、黄龙体育中心体育场地下室局部基坑、天工艺苑商城等工程就采用了这种支护结构。

(4) 内撑式围护结构及适用范围

当开挖较深、土质软弱或基坑邻近建筑物密集时,重力式和悬臂式支护结构将不能满足结构强度和基坑变形的要求,在这种情况下常采用内撑式围护结构。内撑式围护结构由围护结构体系和内撑体系两部分组成。围护结构体系常采用钢筋混凝土桩排桩墙和地下连续墙型式。内撑体系可采用水平支撑和斜支撑。根据不同开挖深度又可采用单层水平支撑、二层水平支撑及多层水平支撑,分别如图 2.7 所示,当基坑平面面积很大,而开挖深度不太大时,宜采用单层斜支撑如图所示。内撑常采用钢筋混凝土支撑和钢管(或型钢)支撑两种。目前华东地区采

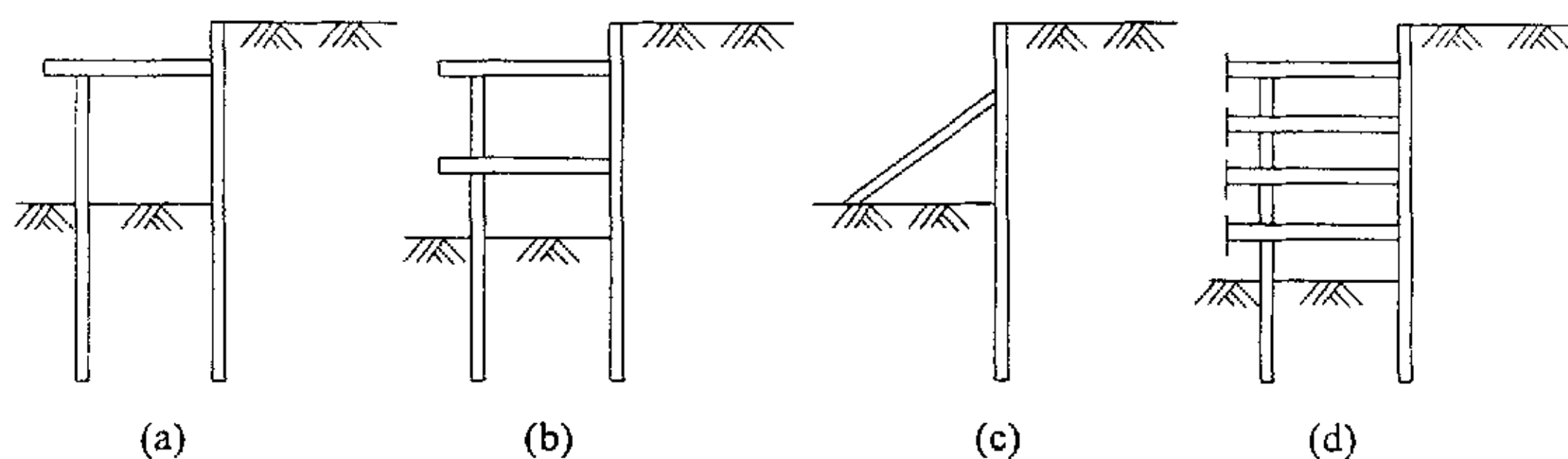


图2.7 内撑式围护结构示意图

用钢筋混凝土支撑体系较多,有的采用空间结构体系。钢筋混凝土支撑的刚度大、变形小,但混凝土的收缩和徐变对支撑体系的受力有一定影响;钢管支撑的优点是可重复利用,并可施加预应力。

目前在杭州地区较多采用钢筋混凝土内支撑。内撑式围护结构适用范围广,可适用各种土层和基坑深度。如杭州大剧院、杭州标力广场、工联大厦、金潮大厦、杭州娃哈哈美食城、浙江省外贸粮油大楼、浙江大酒店、三瑞大厦、双牛大厦、涌金广场等大量深基坑工程采用内支撑围护结构获得了成功。

特别是当利用了地下室的结构梁板体系作为内支撑体系时,则应视为内撑式围护结构的特例。此时可以结合“全逆作法”或“半逆作法”的施工方法,达到节约围护费用和缩短施工周期的目的。杭州新西湖国际饭店就采用地下连续墙围护和“全逆作法”的施工方法,在3层地下室的基坑工程中取得成功;杭州解百商城在采用地下连续墙同时作为地下室外墙和围护墙的“二墙合一”方案,采用地下室部分结构梁板体系作为内支撑和“半逆作法”施工,也取得了成功。上述基坑支护工程的成功,不仅是杭州地区甚至是浙江省内超深大基坑的支护设计水平的一次飞跃,也为“全逆作法”和“半逆作法”的地下结构施工树立了榜样。

(5) 拉锚式围护结构及适用范围

拉锚式围护结构由围护结构体系和锚固体系两部分组成。围护结构体系同与内撑式围护结构,常采用钢筋混凝土排桩墙和地下连续墙两种。锚固体系可分为锚杆式和地面拉锚式两种。随基坑深度不同,锚杆式也可分为单层锚杆、二层锚杆和多层锚杆。地面拉锚式围护结构和双层锚杆式围护结构示意图分别见图 2.8 所示。地面拉锚式需要有足够的场地设置锚桩,或其它锚固物。锚杆式需要地基土能提供锚杆较大的锚固力,所以很好使用。锚杆式一般适用于砂土或粘土地基,而在软粘土中很少使用。浙江歌舞团排练厅、市政府办公大楼等基坑工程都曾局部采用拉锚式围护结构。

(6) 土钉墙围护结构及其适用范围

土钉一般通过钻孔、插筋和注浆来设置,传统上称砂浆锚杆。也有采用过打入或射入方式设置土钉。边开挖基坑,边在土坡中设置土钉,在坡面上铺设钢筋网,并通过喷射混凝土形成混凝土面板,形成土钉墙围护结构。土钉墙围护结构的机理可理解为通过在基坑边坡中设置土钉,形成加筋土重力式挡墙起到挡土作

用。土钉墙围护结构示意图如图 2.9 所示,土钉墙围护适用于地下水位以上或人工降水后的粘性土、粉土、杂填土及非松散砂土、卵石土等,不适用于淤泥质土及未经降水处理地下水位以下的土层地基中围护基坑围护,周围管线密集的基坑也应慎用。土钉墙围护基坑深度一般不超过 18m,使用期限不超过 18 个月。杭州阳光城、丰乐苑高层住宅、孔雀大厦、红星大厦等基坑工程成功地采用了土钉墙进行围护。

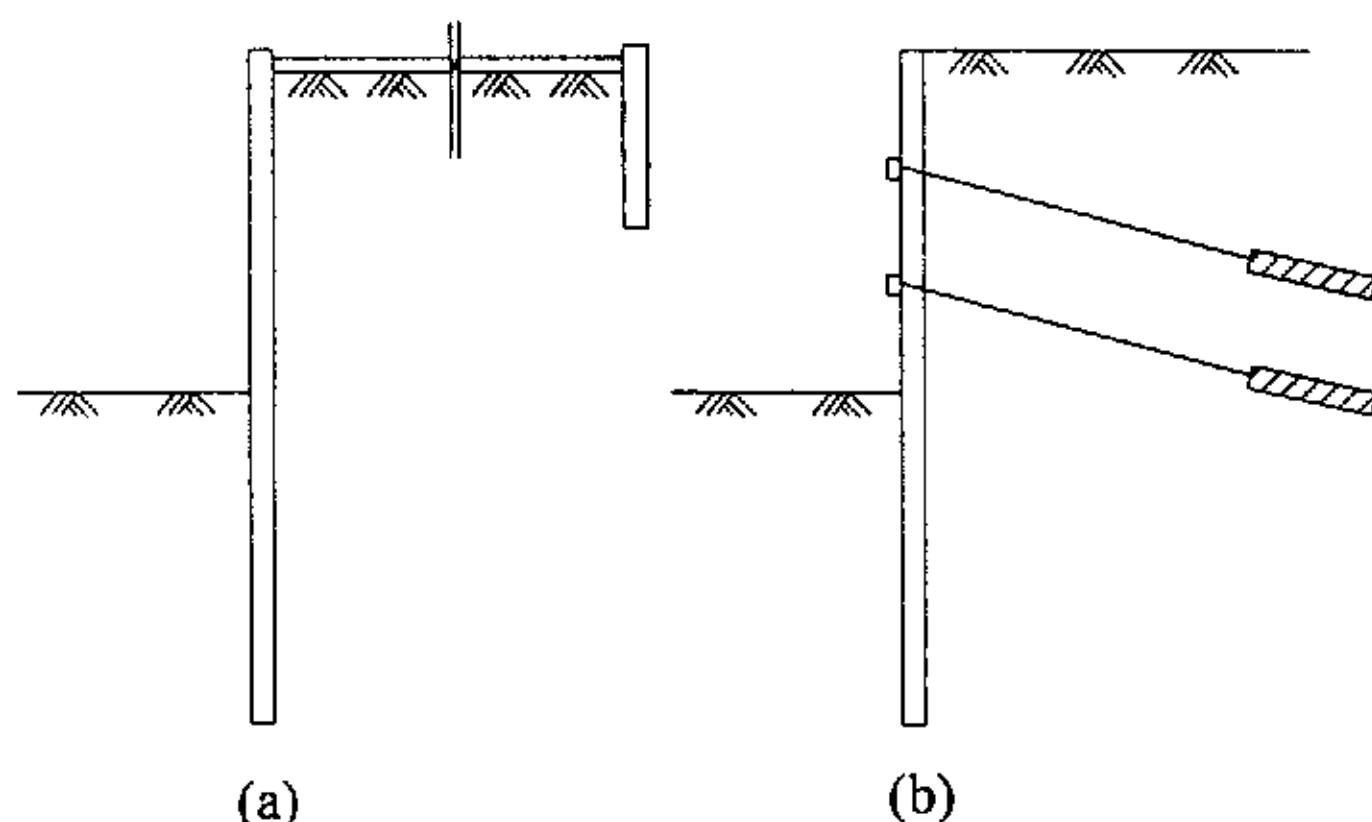


图2.8 拉锚式围护结构示意图
(a) 地面拉锚式; (b) 双层锚杆式

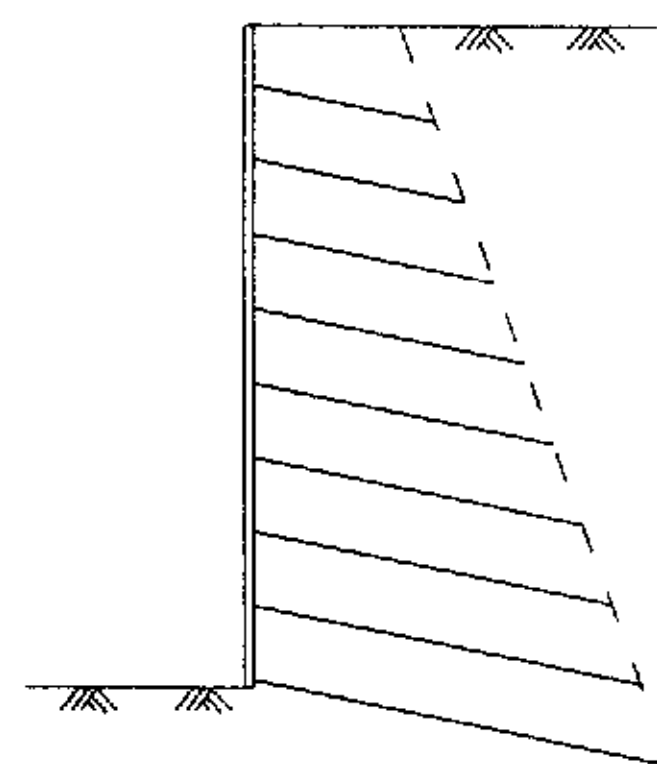


图2.9 土钉墙围护示意图

(7) 其它形式围护结构及其适用范围

1) 门架式围护结构

门架式围护结构示意图如图 2.10 所示。目前在工程中常用钢筋混凝土灌注桩、压顶梁和联系梁形成空间门架式围护结构体系。它的围护深度比悬臂式围护结构深,但从受力机理来看,仍属于悬臂型。研究表明:前后排桩桩距小于

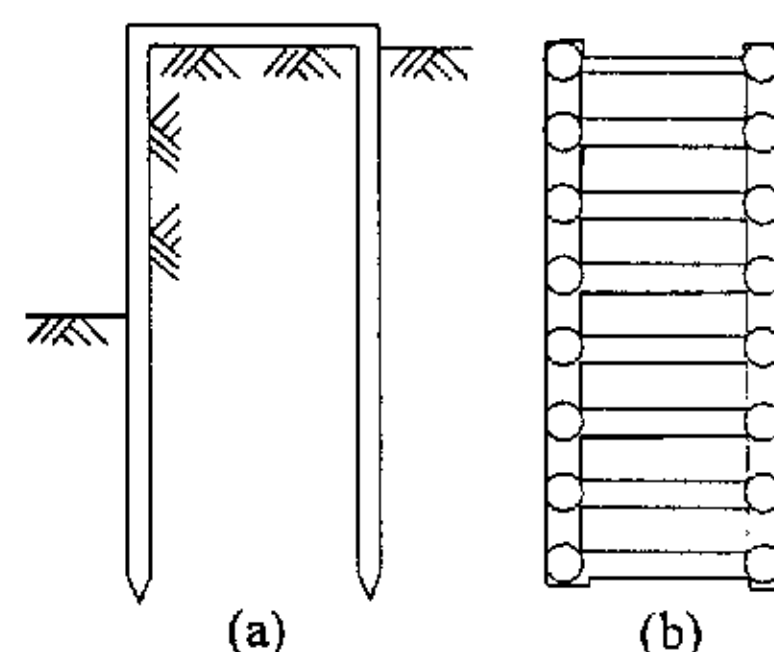


图2.10 门架式围护结构示意图
(a) 剖面; (b) 平面

$4d$ (d 为桩径) 时,刚架空间效应也差。门架式围护结构属悬臂型,其变形较大。门架式围护结构适用于开挖深度已超过悬臂式围护结构的合理围护深度的基坑工程。其合理围护深度可通过计算确定。金潮大厦、凯丰大厦、金鹰饭店等工程采用地基坑围护结构就属于典型的双门架式结构。

2) 拱式组合型围护结构

图 2.11 表示钢筋混凝土桩同深层搅拌桩水泥土拱组合形成的围护结构示意图。水泥土抗拉强度很小,抗压强度很大,形成水泥土拱可有效利用材料性能。

拱脚采用钢筋混凝土桩，接受水泥土拱传递的土压力。采用内撑式围护型式，合理应用拱式组合型围护结构可取得较好的经济效益。

3) 喷锚网围护结构

喷锚网围护结构是由锚杆（或锚索）、钢筋网喷射混凝土面层与边坡土体组成。其结构形式与土钉墙围护结构类似，其受力机理类同锚杆，有人称为土中锚杆。常用于土坡稳定加固，也有人将它归属为放

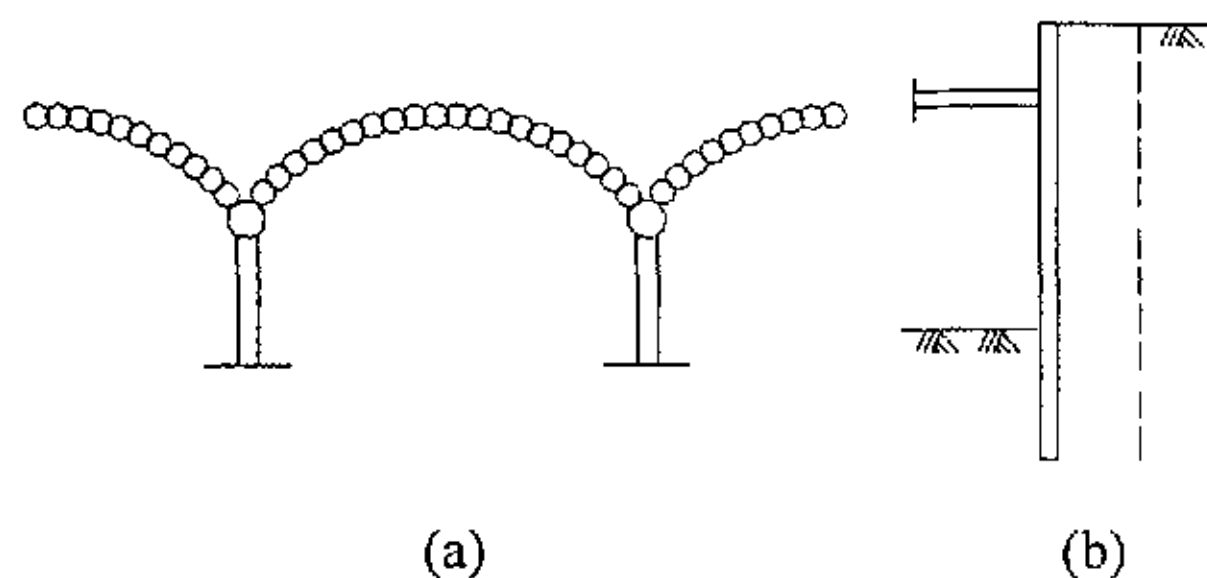


图2.11 拱式组合型围护结构示意图
(a)平面；(b)剖面

坡开挖。分析计算主要考虑土坡稳定。不适用于含淤泥土和流沙的土层。

4) 加筋水泥土挡墙围护结构

由于水泥土抗拉强度低，水泥土重力式挡墙围护结构围护深度小，为了克服这一缺点，在水泥土中插入型钢，形成加筋水泥土挡墙围护结构。在重力式围护结构中，为了提高深层搅拌桩水泥土墙的抗拉强度，人们常在水泥土挡墙中插入毛竹或钢筋。

5) 沉井围护结构

采用沉井结构形式形成围护体系。

6) 冻结法围护

通过冻结基坑四周土体，利用冻结土抗剪强度高，止水性能好的特性，保持基坑边坡稳定。冻结法围护对地基土类适用范围广，但应考虑其冻融过程对周围的影响，电源不能中断，以及工程费用等问题。

7) 多种围护结构型式的综合应用

在进行基坑围护体系设计时，对同一基坑可因地制宜采用一种或多种围护结构相结合的型式，如放坡开挖与围护结构相结合，如可将拉锚与内撑相结合，排桩墙和门架式相结合，对于复杂形状的基坑工程更需综合应用多种围护结构型式。

另外，通过对基坑围护体系被动区土质改良、降低地下水位等措施可有效改良围护结构的受力性状。被动区土质情况对周围结构的稳定影响较大，若被动区土质很软弱，可采用被动区土质改良来加固，以增加被动区土压力。被动区改良

范围一般深度为 3~6m, 宽度取 5~9m, 可对该区域软土进行全面改良, 也可部分改良。被动区土质改良常采用深层搅拌法、高压喷射注浆法和压力注浆法等。

2.2 作用于围护结构上的荷载

通常情况下, 作用在围护结构上的荷载包括: 土压力、水压力、施工荷载、地面超载、结构自重、支撑预压力、温度变化和周围建筑物引起的侧向压力, 当围护结构作为主体结构的一部分时, 还应考虑人防和地震荷载等作用, 同时还应考虑其它不利于基坑稳定的作用。

2.2.1 土压力

土压力是指土体作用在围护墙上的侧压力, 通常是由土的自重和地面荷载引起的。土压力的大小与土的重度、土的抗剪强度、支护结构侧向变形的条件以及墙与土界面上的摩擦力等因素有关。根据桩墙的变位情况, 作用在围护墙背上的土压力可分为主动土压力、静止土压力、被动土压力等三种类型。

计算土压力的理论有库仑土压力理论和朗肯土压力理论两种古典理论, 具体可参阅有关土力学书籍。实际土压力往往介于这三种土压力之间, 在一些规范中, 用动用土压力、过渡土压力或中间土压力表示。主动土压力是土体作用在墙上的最小土压力, 被动土压力是土体作用在墙上的最大土压力, 土压力的大小主要与结构的变形有关。

用土压力理论计算挡土墙上的土压力时, 应注意一下问题:

由于朗肯土压力理论简单, 所以工程界应用很多, 但它没有考虑墙背的边界条件, 所以计算结果与实际情况有一定出入。例如当墙土界面上有摩擦力时, 朗肯主动土压力偏大, 而被动土压力偏小。

用库仑土压力理论可以解决包括地面超载在内的各种边界条件下的土压力计算。在主动土压力状态下, 库仑理论的计算结果可以达到很高的精度, 足以满足工程需要。在被动土压力状态下, 当墙背比较粗糙, 与土体之间摩擦角较大时, 墙后土体的滑动面往往是一个曲面, 而不是平面, 导致计算结果有较大的误差。

墙背与土体之间的摩擦角度 δ 与墙背粗糙度、填土性质、填土表面倾斜程度、墙后排水条件等因素有关。如果其值选择较大, 则主动土压力就小; 反之主动土压力就大。根据工程上的大量经验表明, 墙背摩擦角 δ 一般在 $0 \sim \phi$ 之间变化。当墙背光滑时, 墙背排水条件差, δ 取 $(0 \sim 1/3) \phi$; 墙背较粗糙, 墙

后排水条件好, δ 取 $0 \sim (1/3 \sim 1/2) \phi$; 墙背很粗糙, 墙后排水条件好, δ 取 $0 \sim (1/2 \sim 2/3) \phi$ 。当围护结构经受的侧向变形条件不符合主动、被动极限平衡状态时, 可将主动土压力系数调整为 $K_{ma} = (K_0 + K_a)/2$; 被动土压力系数调整为 $K_{mp} = (0.5 \sim 0.7)K_p$ 。

无论用库仑或朗肯土压力理论计算土压力, 由于理论的假设与实际情况有一定的出入, 加以在理论计算中也不可能对影响土压力大小和其分布规律的各种因素及其相互作用加以全面考虑和概括, 所以只能看作是近似的计算方法, 与实测数据有一定的差距, 有时甚至会相差很大。因此, 土压力理论还有进一步研究与完善的必要。

刚性围护结构的土压力分布可按经典的库仑与朗肯土压力理论计算得到, 实测结果表明, 只要围护结构的顶部位移不小于其底部的位移, 土压力沿垂直方向的分布可按三角形计算, 与上述理论相同。柔性结构的位移及土压力分布比较复杂, 主要取决于支护结构体系的刚度, 设计时应根据具体情况分析处理, 选择适当的土压力值。有条件时应采用现场实测资料, 反演分析等方法总结地区经验, 使设计更加符合实际情况。

2.2.2 水压力

在地下水位较高的地区, 基坑内外存在水位差, 如果围护墙下端插入不透水层, 并可以认为基坑内外的地下水不会发生渗流, 则可不考虑渗流的影响, 反之应考虑地下水渗流对侧压力的影响。

地下水无渗流时, 可按静水压力考虑。此时, 水土压力计算分水土合算与水土分算两种情况。水土合算是指作用于围护墙上的土压力用土的天然重度和总应力抗剪强度指标进行计算, 不另计水压力。在粘性土中 ($\text{渗透系数} \leq 10^{-7} \text{cm/s}$) 宜采用此方法; 水土分算是指在计算土压力时, 地下水位以下用土的有效重度和有效应力抗剪强度指标计算, 土中的孔隙水压力按静水压力计算, 水土压力为两者之和。在砂土中, 宜采用水土分算的方法。

地下水有渗流时, 作用在支护结构上的水压力按动水压力计算。动水压力的计算公式为:

$$P = Kh\gamma \frac{v^2}{2g} \quad (2-1)$$

式中: P ——每延米板桩护壁上的动水压力 (kN/m);

K ——系数, 矩形木板桩护壁 $K=1.33$, 正方形 $K=1.47$, 圆形 $K=0.73$, 槽型钢板护壁 $K=1.8\sim 2.0$;

h ——水深度 (m);

γ ——水的重度 (kN/m³);

v ——水的流速 (m/s);

g ——重力加速度 (9.8m/s²)。

2.2.3 地面超载及其它荷载产生的侧压

各种地面荷载对侧压力的影响可以用库仑理论求解。通常为了缩短挡土结构, 开挖基坑上部采用部分放坡或开挖时土体不能及时运出而堆在基坑附近时, 这些情况在挡土结构计算中都必须加以考虑, 其对围护结构产生的侧压可根据具体情况简化计算。

在寒冷的地区, 当基坑形成以后, 有集中水结冰的可能, 应考虑基坑内冰层因温度变化而产生的膨胀力对坑壁的影响。特别是对平面连接较差的地下连续墙结构, 更应该注意这个力的作用。由于冰荷载的影响因素很多, 对冰荷载的准确计算是很难的。目前常用极限冰压力作为计算冰荷载, 即不论什么原因, 当大面积冰层堆积时, 最大冰压力发生在冰被挤压时, 这时冰作用在建筑物上的作用力称为极限冰压力, 作用在坑壁上的极限冰压力可按下式计算:

$$p_i = nAK_1K_2bhR_y \quad (2-2)$$

式中: n ——基坑形状系数, 可近似取 1.0;

A ——温度系数(考虑冰冻结或解冻时的温度不同对冰极限受压的影响), 气温在零上解冻且冰温为 0°C 时采用 1.0, -10°C 及以下时采用 2.0, 介于两者之间时按内插法确定;

K_1 ——局部挤压系数, 即局部挤压强度与标准试块受压强度比值, 一般为 2.0~3.0;

K_2 ——冰层与坑壁之间的接触系数, 一般为 0.2~0.4, 当冰层坚硬或坑壁接触不平整时取最小值;

b ——冰与坑壁的接触宽度 (m);

h ——冰层厚度 (m);

R_y ——冰的极限受压强度 (kPa)。

2.3 围护结构计算方法的分类

围护结构是承受由基坑开挖卸荷产生的水土压力,使基坑施工保持安全的临时挡土结构,可分为重力式挡墙和柔性挡墙两类。

重力式挡墙多为体积巨大并由自身重量对保持稳定起主要作用的结构。设计计算中,对重力式挡墙应验证墙底地基承载力、墙体抗滑移、抗隆起、抗管涌及其整体性。后者分析时主要以边坡理论的圆弧法为主。

地下连续墙和钻孔灌注桩等为柔性挡土结构,施工过程中变形较大。其内力计算常用的计算方法为弹性地基梁法和二维平面应变问题分析法。其中弹性地基梁法对墙体内力的计算较为适用,且在理论上已有较多的发展。实用方法有“K”法、“M”法、“C”法等。现有设计经验表明如能适当选取经验数据,弹性地基梁法常可得到较为理想的结果,下一章节将对“M”法进行详细的介绍。

2.4 弹性地基梁法

2.4.1 m 值的确定

弹性地基梁法中土对支挡结构的抗力(地基反力)用土弹簧来模拟,地基反力的大小与挡墙的变形有关,即地基反力由水平地基反力系数同该深度挡墙变形的乘积确定。按地基反力系数沿深度的分布不同形成几种不同的方法,图 2.12 给出了地基反力系数的五种分布图示,用下面的通式表达:

$$K_h = A_0 + kz^n \quad (2-3)$$

式中 z 为地面或开挖面以下深度; k 为比例系数; n 为指数,反映地基反力系数随深度而变化的情况; A_0 为地面或开挖面处土的地基反力系数,一般取为零。

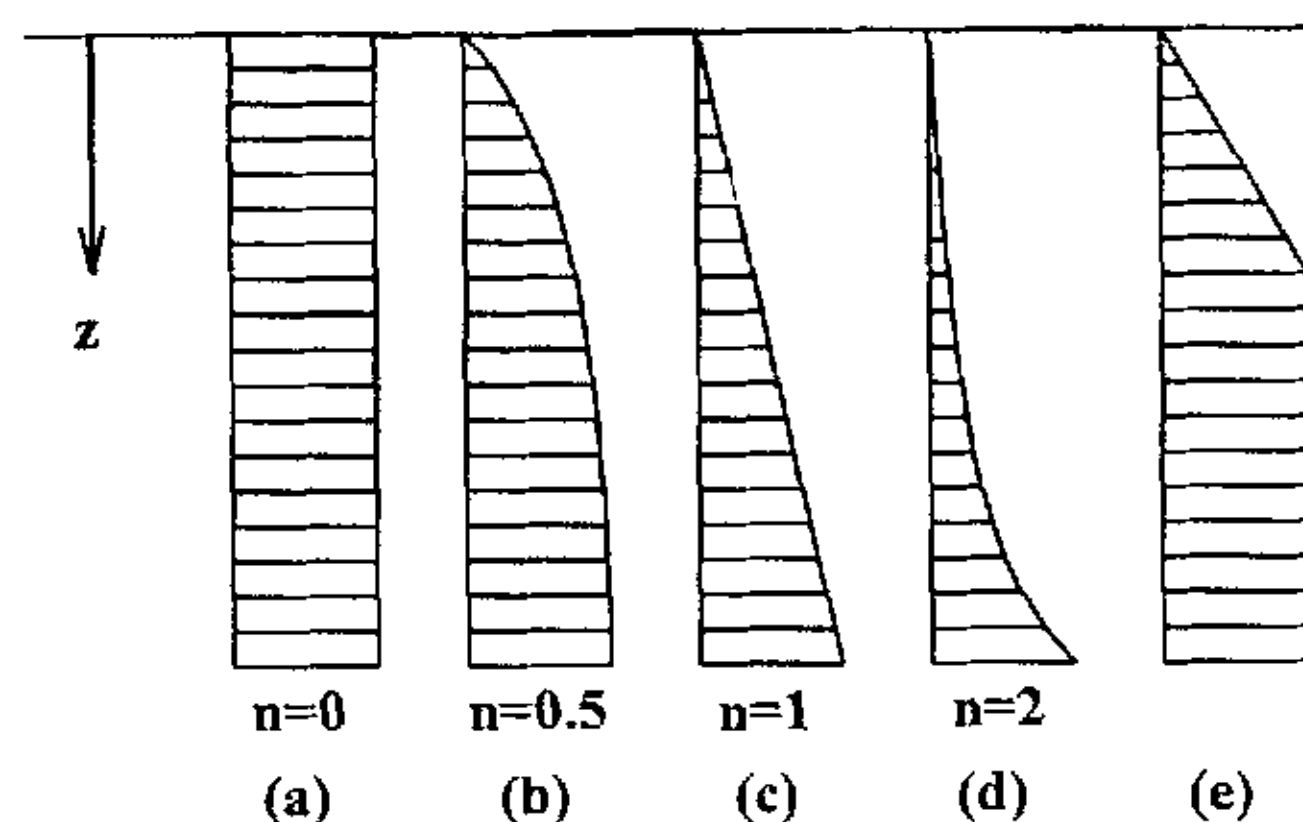


图2.12 地基反力系数随深度的分布模式

根据 n 值的取值而将采用图分布模式的计算方法分别称为张氏法、C 法和 m 法。在图 2.12 (c) 中, 取 $n=1$, 则:

$$K_h = kz \quad (2-4)$$

此式表明水平地基反力系数沿深度按线性规律增大, 由于我国以往应用此种分布图示时, 用 m 表示比例系数, 即 $K_h = mz$, 故通称 m 法(中国交通部 JTJ024—85)。

我国最初应用 m 值时, 是引用了原苏联西林等人推荐的 m 值。此值后来被原苏联《铁路、公路、城市道路桥涵设计技术规范》(СН и п 200—62) 采纳。此后, 我国公路部门根据桩的水平静载试验资料于 1974 年提出了修订的 m 值, 有关论证见参考文献(交通部科学技术情报所, 1974)。1985 年的《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024—85)(中国交通部规范, 1983) 采用了此值; 铁道部门采用的 m 值基本上与此相同。原苏联规范 СН и п II-17-77(苏联建筑法规, 1982 年) 和我国建筑桩基技术规范(1991) 及港口工程技术规范(中国交通部规范, 1983) 亦分别规定有 m 值, 分别于表 2.1~2.4 供静力荷载下的桩设计计算参考。原苏联于 1985 年制订颁布了桩基按极限状态的计算方法, 所用的 m 值见下表所述:

表 2.1 非岩石类土的比例系数 m (公路桥涵设计采用)

序号	土的名称	m (kN/m ⁴)
1	流塑粘性土 $I_L \geq 1$, 淤泥	3000~5000
2	软塑粘性土 $1 > I_L \geq 0.5$, 粉砂	5000~10000

3	硬塑粘性土 $0.5 > I_L \geq 0$, 细砂, 中砂	10000~20000
4	坚硬, 半坚硬粘性土 $I_L < 0$, 粗砂	20000~300000
5	砾砂, 角砾, 圆砾, 碎石, 卵石	30000~800000
6	密实卵石粗砂, 密实漂卵石	80000~120000

注: 1.本表用于结构在地表处位移最大值不超过 6mm; 位移较大时, 适当降低。2.当基础侧面设计有斜坡或者台阶, 且其坡度或台阶总宽与深度之比超过 1: 20 时, 表中 m 值应减少 50%。

表 2.2 非岩石类土的比例系数 m (铁路桥设计采用)

土的名称	m (t/m^4)	
	当地面水平位移大于 0.6cm 但小于及等于 1cm 时	当地面水平位移等及小于 0.6cm 时
流塑性的粘土及砂粘土, 淤泥	100~200	300~500
软塑性的砂粘土、粘砂土及粘土; 粉砂以及松散砂土	200~400	500~1000
硬塑性的砂粘土、粘砂土及粘土; 细砂和中砂	400~600*	1000~2000
坚硬的砂、粘土、粘砂土及粘土; 粗砂	600~1000*	2000~3000
砾砂; 角砾土、砾石土、碎石土、卵石土	1000~2000*	3000~8000

*对于密实的砂和粘砂土, 表中数值可提高 30%。

表 2.3 土的比例系数 m (kg/cm^4) (港口工程设计采用)

土的名称	当地面处水平变位 >0.6cm 但 ≤ 1 cm 时	当地面处水平 变位 ≤ 0.6 cm 时
$I_L \geq 1$ 的粘性土, 淤泥	0.001~0.002	0.003~0.005
$1 > I_L \geq 0.5$ 的粘性土, 粉砂	0.002~0.004	0.005~0.01
$0.5 > I_L \geq 0$ 的粘性土, 细砂, 中砂	0.004~0.006	0.01~0.02
$I_L < 0$ 的粘性土, 粗砂	0.006~0.01	0.02~0.03
砾石, 砾砂, 碎石, 卵石	0.01~0.02	0.03~0.08
块石, 漂石		0.08~0.12

注: 当桩在地面处的水平变位大于 1cm 时, 可采用表中第一栏的较小值或适当降低。

表 2.4 地基土的比例系数 m (MN/m^4) (工民建基础设计采用) (建筑桩基技术规范 JGJ 94-94)

地基土类别	预制桩、钢桩	灌注桩
-------	--------	-----

	m	相应单桩在地面处水平位移 (mm)	m	相应单桩在地面处水平位移 (mm)
淤泥、淤泥质土饱和湿陷性黄土	2~4.5	10	2.5~6.0	6~12
流塑($I_L > 1$)、软塑 ($0.75 < I_L \leq 1$) 状粘土, $e > 0.9$ 粉土、松散粉细砂; 松散、稍密填土	4.5~6.0	10	6.0~14.0	4~8
可塑 ($0.25 < I_L < 0.75$) 状粘性土, $e = 0.7 \sim 0.9$ 粉土, 湿陷性黄土, 稍密, 中密填土, 稍密细砂	6.0~10.0	10	14.0~35.0	3~6
硬塑 ($0 < I_L < 0.25$)、坚硬 ($I_L \leq 0$) 状粘性土、湿陷性黄土, $e < 0.7$ 粉土, 中密的中粗砂, 密实老填土	10.0~22.0	10	35.0~100	2~5
中密、密实的砾砂, 碎石类土			100~300	1.5~3

注: 1 当桩顶水平位移大于表列数值或当灌注桩配筋率较高 ($\geq 0.65\%$) 时, m 值应适当降低, 当预制桩的水平位移小于 10mm 时, m 值适当提高; 2 当水平荷载为长期或经常出现的荷载时, 应将表列值 m 乘以 0.4 降低使用; 3 当地基为可液化土时, 应将表列数值 m 乘以《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94) 中 5.2.12 系数 ϕ_L 。

如前所述, 地基反力系数 m 是一种计算参数, 它随着土类及其性质、桩的材料 (钢筋混凝土或钢) 和刚度、桩的水平位移值大小和荷载作用方式 (静力、动力或循环反复) 及荷载水平等因素而变化。一般说来, 很难规定一个包罗所有这些因素影响 m 值, 只能考虑某些主要因素来规定它。上列各表中均按土类及其性质来规定 m 值, 同时限制其适用的水平位移值范围。表 2.1 中的 m 值除考虑了土类及其性质和水平位移限制外, 还考虑了荷载的循环反复作用所产生的影响, 因之可直接用于有循环反复荷载作用的桩的计算。对于确定只受到静力作用的水平荷载的桩, 计算时可将表 2.1 中的 m 值酌予提高 (最大可提高 2 倍)。

对于能进行水平荷载试验的桩, 可按相应于各图式的位移计算方法, 由实测的地面水平位移值反算求得地基反力系数的比例系数 (方法见后), 然后据此地基反力系数分别求得桩的内力和变位。以求得的最大弯矩值和实测得到的弯矩值最为接近的该分布图式作为进一步计算分析的依据。由钢筋混凝土桩水平荷载试验资料的分析研究得知, 大直径钢筋混凝土桩发生较大的水平位移时往往桩已开裂。所以不是取任意的一个实测位移值来发算地基反力系数, 而应采用桩在临界开裂时的那一级水平荷载和相应的水平位移测值。因此, 我国的许多设计规范都规定有地基反力系数或其比例系数所对应的水平位移限值。根据大量的钢筋混凝

土桩的水平静载试验资料, 当桩的配筋率较低时, 这个限值定为 6mm; 当配筋率较高时和对于钢桩, 可取略大于此的限值, 例如 10mm。

由桩的水平静载试验反算 m 值的方法一般是对入土深度为 l 的完全埋置桩桩头施加水平力 H_0 并测得相应的桩头水平位移 y_0 , 然后按 m 法计算关系式 $y_0 = \frac{H_0 A_0}{\alpha^3 EI}$ 反算求出 α 值, 从而确定采用的 m 值。当以静力载试验中的临界荷载 H_{cr} 和其对应的水平位移 y_{cr} 为反算依据时, 可按下式计算 m 值:

$$m = \frac{\left(\frac{H_{cr}}{y_{cr}} v_y \right)^{5/3}}{b_p (EI)^{2/3}} \quad (2-5)$$

式中 m ——地基水平抗力系数的比例系数 (MN/m^4), 该数值为基坑开挖面以下 $2(d+1)m$ (d 为桩身直径) 深度内各土层的综合值;

H_{cr} ——单桩水平临界荷载 (MN), 根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)

附录 E 方法确定;

v_y ——桩顶位移系数, 可按表 2.5 采用 (先假定 m , 试算 α);

y_{cr} ——单桩水平临界荷载对应的位移 (m);

b_p ——计算宽度 (m)。圆形桩按下式计算: $b_p = 0.9 \times (0.5d + 0.5)$, d 为桩身直径; 方形桩按下式计算: $b_p = 0.5b + 0.5$, b 为方桩边长; 若按上两式确定的抗力计算宽度大于桩间距时应取桩间距。

表 2.5 桩顶位移系数 v_y 表

换算深度 αh_d	≥ 4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
v_y	2.441	2.502	2.727	2.905	3.163	3.526

在手算时, 我国目前对多层土采用按层厚加权平均的方法来算地基反力系数。设地面或局部冲刷线以下 $h_m = 2(d+1)$ (m) 深度范围内有二层土, 其地基反力系数的比例系数分别为 m_1 和 m_2 , 土层厚度分别为 h_1 和 h_2 , 则对于随深度成线性增大的地基反力系数分布图式, 计算的平均比例系数为:

$$k = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2}{h_m^2} \quad (2-6)$$

若为三层土，仿上可得：

$$k = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2 + m_3 (2h_1 + 2h_2 + h_3) h_3}{h_m^2} \quad (2-7)$$

其他分布图式的比例系数平均值可参照上式按分层面积置换的方法计算。

除用水平荷载试验的方法外，还有用标准贯入试验、旁压仪试验、土样室内试验和荷载板试验等来确定水平承载桩的地基反力系数。

目前在许多地方对 m 值的取值也积累了一定的经验，可在围护结构的初步设计时采用，如上海地区，无当地经验，可根据现场土的 c 、 φ 值按下式估算 m 值：

$$m = \frac{1}{y} (0.2\varphi^2 - \varphi + c) \quad (2-8)$$

式中 y 为基坑底面位移量估算值，可取 20~40mm。

2.4.2 弹性地基梁法

2.4.2.1 计算原理及简图

平面(或空间)问题实体有限元在模拟基坑开挖时由于存在不可避免的弱点，即土体本构模型和土体参数难以确定，以及土体按连续介质模拟时采用的边界条件与实际工程之间可能存在差异等，使其应用受到限制。虽然近年来发展了反分析方法来确定土体参数，使其更加符合实际，但从总体而言，目前在开挖支挡设计中应用较多的仍然是等值梁法和弹性地基梁法。其中等值梁法基于极限平衡状态理论，假定支挡结构前后受极限状态的主被动土压力作用，不能反映支挡结构的变形情况，亦即无法预先估计开挖对周围建筑物的影响，故一般仅作为支护体系内力计算的校核方法之一。基坑工程弹性地基梁法则能够考虑支挡结构的平衡条件和结构与土的变形协调，分析中所需参数单一且土的水平抗力系数取值已积累了一定的经验，并可有效地记入基坑开挖过程中的多种因素的影响，如作用在挡墙两侧土压力的变化，支撑层数随开挖深度的增加而变化，支撑预加轴力和支撑架设前的挡墙位移对挡墙内力、变形变化的影响等，同时从支挡结构的水平位移可以初步估计开挖对邻近建筑的影响程度，因而在实际工程中已经成为一种重

要的设计方法和手段,展现了广阔的应用前景,成功地分析了多项软土地基深基坑支护工程。

基坑工程弹性地基梁法取单位宽度的挡墙作为竖直放置的弹性地基梁,支撑简化为与截面积和弹性模量、计算长度等有关的二力杆弹簧,一般采用如图 2.12 所示地两种计算图示。

在 2.12 (a) 图中,基坑内侧土体视作土弹簧,外侧作用已知的土压力和水压力,此即现行规范推荐和工程界通用的“竖向平面弹性地基梁法”。这类方法的难点在于确定挡墙在基坑外侧的作用荷载(即墙后土压力)。

在图 2.12 (b) 中,基坑内外侧土体均视作土弹簧。该计算图示便于对土压力从两侧受静止压力的基准状态开始,在主动土压力和被动土压力范围内反复调整计算,考虑了挡墙两侧土压力与变形之间相互作用的影响,因此被称为共同变形法,由日本的森重龙马提出。

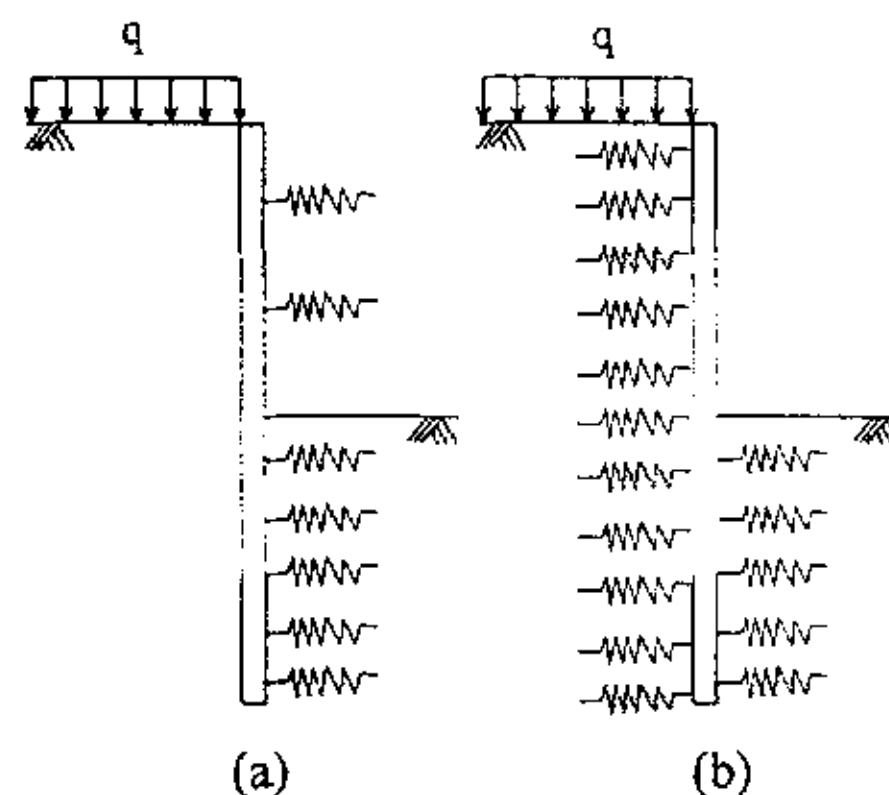


图2.12 弹性地基梁法的计算图示

支撑为弹性体,其对围护结构的作用用压缩(采用锚杆时为拉伸)刚度等效的弹簧模拟。当支撑处的墙体计算位移小于设撑前的位移时,支撑弹簧即失效。支撑的等效弹簧刚度根据支撑类型分别按照下式计算:

1) 内支撑:

$$K = 2 \cdot \alpha \cdot E \cdot A / (L \cdot S) \quad (\text{围护结构按杆系计算时}) \quad (2-9)$$

$$K = 2 \cdot \alpha \cdot E \cdot A / L \quad (\text{围护结构按板壳计算时}) \quad (2-10)$$

式中: K ——相当于每延米墙宽的支撑弹簧刚度, $(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}) / \text{m}$, 或支撑弹簧刚度, $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$;

α ——与支撑松弛有关的折减系数,钢筋混凝土支撑取 1.0, 钢支撑弹簧 0.7~1.0;

E ——支撑材料的弹性模量, kPa ;

A ——支撑的截面积, m^2 ;

L ——支撑的长度, m

S ——支撑的水平间距, m

2) 锚杆:

$$K = 1/[(\delta_r + \delta_a) \cdot S] \quad (\text{围护结构按杆系计算时}) \quad (2-11)$$

$$K = 1/(\delta_r + \delta_a) \quad (\text{围护结构按板壳计算时}) \quad (2-12)$$

式中: K ——相当于每延米墙宽的锚杆轴向弹簧刚度, $(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})/\text{m}$ 或锚杆的轴向弹簧刚度, $\text{kN} \cdot \text{m}$;

δ_r ——钢拉杆的单位伸长量, m, 由下式计算:

$$\delta_r = L_r / (E_s \cdot A_s) \quad (2-13)$$

δ_a ——锚固体的单位伸长量, m, 由下式计算:

$$\delta_a = L / (3 \cdot E_c \cdot A_c) \quad (2-14)$$

式中: L_r ——非锚固段长度, m;

L ——锚固段长度, m;

E_s ——钢拉杆的弹性模量, kPa;

E_c ——锚固体的组合弹性模量, kPa, 由下式计算:

$$E_c = (E_s \cdot A_s + E_m \cdot A_m) / (A_s + A_m) \quad (2-15)$$

A_s ——钢拉杆的截面积, m^2 ;

A_c ——锚固体的截面积, m^2 ;

A_m ——锚固体中砂浆的截面积, m^2 ;

E_m ——锚固体中砂浆的弹性模量, kPa;

S ——锚杆的水平间距, m。

采用 m 法时土对支挡结构的水平地基反力 f 可写成如下的形式:

$$f = mzy \quad (2-16)$$

式中 y 为计算点处挡墙的水平位移。

水平地基反力系数 K_h 和比例系数 m 的取值原则上宜由现场试验确定, 也可

参照考虑当地类似工程的实践经验,国内不少基坑工程手册或规范也都根据铁路和港口工程技术规范给出了相应土类 K_h 和 m 的大致范围,当无现场试验资料或当地经验时可参照表 2.6 和 2.7 选用。

表 2.6 不同土的水平地基反力比例系数 m

地基土分类	m (kN/m^4)
液性指数 $I \geq 1$ 的粘土,淤泥	1000~2000
液性指数 $0.5 \leq I \leq 1.0$ 的粘性土,粉砂,松散砂	2000~4000
液性指数 $0 \leq I \leq 0.5$ 的粘性土,细砂,中砂	4000~6000
坚硬的粘性土和粉质粘土,砂质粉土,粗砂	6000~10000

表 2.7 不同土的水平地基反力系数 K_h

地基土分类	K_h (kN/m^3)
淤泥质粘性土	5000
夹薄砂层的淤泥质粘性土采取超前降水加固时	10000
淤泥质粘性土采用分层注浆加固时	15000
坑内工程桩为 $\phi 600 \sim \phi 800mm$ 的灌注桩且桩距为 3~3.5 桩径,围护墙前坑底土底 0.7 倍开挖深度采用搅拌桩加固,加固率在 25%~30% 时	6000~10000

2.4.2.2 墙后作用荷载

对于正常固结的粘性土、砂土等,一般认为弹性地基梁法是目前较好的近似计算方法,但仍存在如何处理墙后作用荷载的问题。对于通用的弹性地基梁法有图 2.14 所示四种土压力模式,目前通用采用图 2.14 (b) 所示的土压力模式,即在基坑开挖面以上作用主动土压力,常根据朗肯理论计算,而开挖面以下土压力不随深度变化。在土质特别软弱地区,图 2.14 (c) 的土压力模式也被用于挡土结构的内力及变形分析。图 2.14 (a) 的模式则适用于挡墙基本不变形或变形很小的基坑工程。

以上三种土压力模式普遍存在的问题是墙后土压力与挡墙变形无关,图 2.13 (d) 所示的模式虽然在开挖面以上的墙背土压力考虑墙体变形,但仍和前三种模式同样在基坑开挖面以下土压力取沿深度不变,这种取法的根据是由此计算的

挡土结构内力、变形结果与大量实际工程实测结果比较接近，但与传统的土压力理论并不一致。

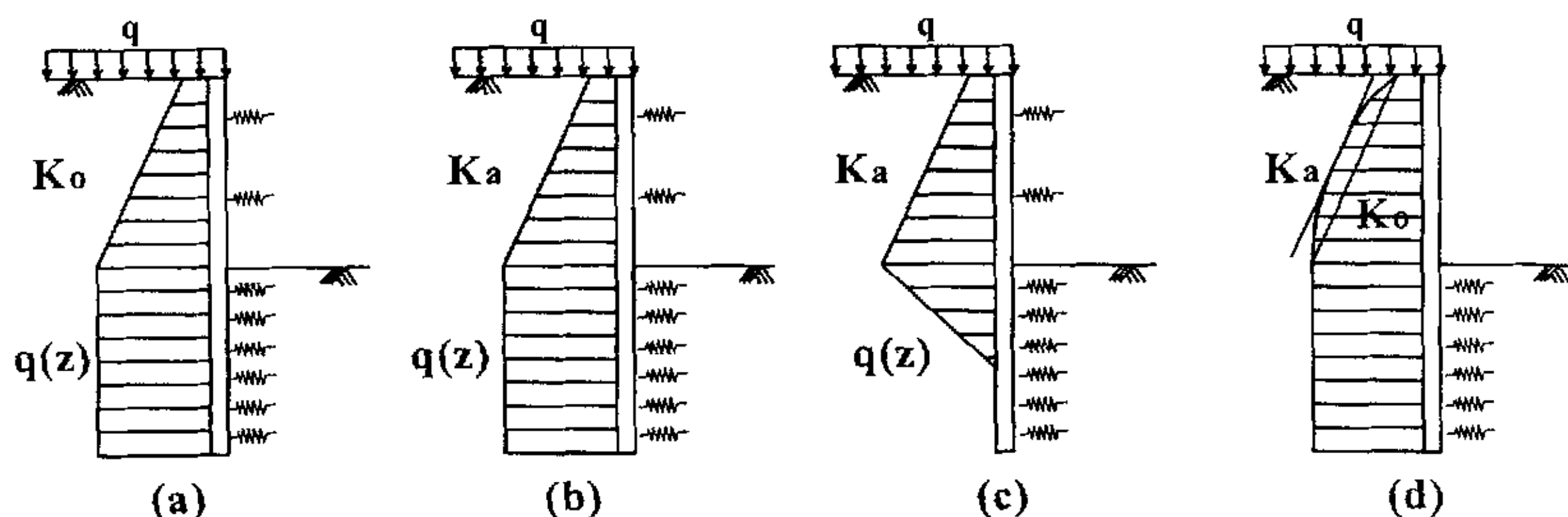


图2.14 弹性地基梁法的常用土压力模式

图 2.12 (b) 所示的基于共同变形理论的弹性地基梁法提出了墙体变位对土压力增减的计算方法，在挡土墙两侧均考虑结构变形对土压力的影响。

在初始状态，即挡墙位移为零时，土压力（也包括水压力）按静止土压力考虑。在墙体发生变形后，假定作用于墙上的土压力随墙的变形而变化，但其最小主动土压力强度值为 p_a ，最大的被动土压力强度值为 p_p 。设墙体某点的水平位移为 δ ，此时该点开挖侧（墙前）土压力强度 p_a ，墙后土压力强度 p_p ，则两侧的土压力为：

$$p_a = p_{0a} + K_a \delta \leq p_p \quad (2-17)$$

$$p_p = p_{0p} - K_p \delta \geq p_a \quad (2-18)$$

式中 p_{0a} 、 p_{0p} ——静止土压力强度

K_a 、 K_p ——该点墙前、墙后的地基反力系数

采用基于共同变形理论的弹性地基梁法时，分析得到的墙背土压力介于主动土压力和静止土压力之间，基坑内墙前土压力则介于静止土压力和被动土压力之间，与传统的土压力理论相符。若能考虑开挖前后超固结对坑底土体压力的提高，则采用此方法分析时挡墙前后土压力均大于采用传统弹性地基梁分析时的相应土压力，但作用在挡墙上净土压力可能是相同的，从计算结果来看可能是等效的，而共同变形法更有理论依据。值得注意的是采用共同变形时，基坑内土体的

水平地基反力系数 K_h 或比例系数 m 与通用的弹性地基梁法中的参数具有不同的涵义, 坑后土的 K_h 或 m 的取值目前也缺少经验, 因而暂时还未广泛采用。

2.4.2.3 求解方法

1、解析解和有限差分解

弹性地基梁的挠曲微分方程仅对最简单的情况有解析解, 其微分方程为:

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = q(z) \quad (2-19)$$

式中: x ——围护结构的水平位移;

E ——挡墙的弹性模量;

I ——挡墙的截面惯性矩;

z ——地面或开挖面以下深度;

$q(z)$ ——梁上荷载强度, 包括地基反力、支撑力和其它外荷载。

对于悬臂式支挡结构, 可以将开挖面以上的水平荷载等效为开挖面处的水平力和力矩。利用上式, 参照桩头作用有水平力和力矩的完全埋置的水平受载桩的理论解 (可参见《桩基工程手册》第四章或其它文献), 得出开挖面以下挡墙的变形和内力, 再根据开挖面上、下挡墙的内力变形协调, 推算出开挖面以上挡墙的内力和变形。当然这也仅对简单的外荷载分布模式才有可能求得解析解。

对于设有支撑、挡墙前后作用荷载分布模式比较复杂的挡土结构, 可以按有限差分法的一般原理求解, 从而得到挡墙在各深度的内力和变形。关于有限差分法的原理, 这里不作介绍。

2、杆系有限元法

利用杆系有限元法分析挡土结构的一般过程与常规的弹性力学有限元相类似, 主要过程如下

(1) 把挡墙结构沿竖向划分为有限个单元, 其中基坑开挖面以下部分采用弹性地基梁单元, 开挖面以上部分采用一般梁单元或弹性地基梁单元, 一般每隔 1~2 米划分为一个单元。为计算方便, 尽可能把节点布置在挡土结构的截面、荷载突变处、弹性地基反力系数变化段及支撑或锚杆的作用点处, 各单元以边界上的节点相连接。支撑作为一个自由度的二力杆单元。

(2) 由各个单元的单元刚度矩阵经矩阵变换得到总刚度矩阵, 根据静力平衡条件, 作用在结构节点的外荷载必须与单元内荷载平衡, 外荷载为土压力和水压力, 可以求得未知的结构位移, 进而求得单元内力。其基本平衡方程为:

$$[K]\{\delta\} = \{R\} \quad (2-20)$$

式中 $[K]$ ——总刚度矩阵

$\{\delta\}$ ——位移矩阵

$\{R\}$ ——荷载矩阵

一般梁单元、弹性地基梁单元的单元刚度矩阵可参考弹性力学文献, 对于弹性地基梁的地基反力, 可式(2-4)由结构位移乘以水平地基反力系数求得。计算得到的地基反力还需以土压力理论判断是否在范围之内, 若超过容许范围, 则必须进行修正, 重新计算直至满足要求。

2.4.2.4 考虑分布开挖的计算原理

对设有 n 道支撑的支护结构, 考虑先支撑后开挖的施工原则, 具体计算分析思路是:

1) 首先挖土至第一道支撑底标高, 计算模型如图 2.16 (a)。计算此时支护结构的内力及变形, 土压力、内力及变形的计算结果记为 p_1 、 m_1 及 d_1 ;

2) 第一道支撑施工并预加支撑力, 计算模型如图 2.16 (b)。此时土压力增量为 0, 只需计算在预加轴力 N_{Y1} 作用下支护结构产生的内力及变形增量 Δm_1 、 Δd_1 。此时有:

$$\begin{aligned} m_2 &= m_1 + \Delta m_1 \\ d_2 &= d_1 + \Delta d_1 \end{aligned} \quad (2-21)$$

3) 挖土至第二道支撑底标高时, 计算模型如图 2.16 (c)。计算此时的主动土压力, 并与上一工况的主动土压力相减得土压力增量 Δp_1 , 如图中均布箭头所示, 计算在 Δp_1 作用下支护结构的内力及变形增量 Δm_{s1} 、 Δd_{s1} ; 并计算支护结构在上一工况土压力作用下, 由于计算模型改变而产生的内力及变形增量 Δm_{p1} 、 Δd_{p1} ; 这样就得到该工况支护结构内力及变形如下:

$$\begin{aligned} m_3 &= m_2 + \Delta m_2 \\ d_3 &= d_2 + \Delta d_2 \end{aligned} \quad (2-22)$$

式中: $\Delta m_2 = \Delta m_{p1} + \Delta m_{s1}$

$$\Delta d_2 = \Delta d_{p1} + \Delta d_{s1}$$

Δm_{p1} 、 Δd_{p1} 可通过如下方法求得: 与图 2.16 (a) 所示的计算模型相比, 由于第一道支撑与第二道支撑之间的土体被挖去, 这段范围施加于支护结构上的土体弹簧相应被取消, 将上一工况由被取消的被动区土体抗力以及由于本工况坑底土体水平基床系数减小而释放的部分被动区土体抗力反作用于支护结构上, 根据新的计算模型进行计算, 这样求得的支护结构内力及变形增量即为 Δm_{p1} 、 Δd_{p1} ;

4、依此类推, 可求得挖土至第 k 道支撑底标高时支护结构的内力及变形为:

$$\begin{aligned} m_{2k-1} &= m_{2k-2} + \Delta m_{2k-2} \\ d_{2k-1} &= d_{2k-2} + \Delta d_{2k-2} \end{aligned} \quad (2-23)$$

式中: $\Delta m_{2k-2} = \Delta m_{p(k-1)} + \Delta m_{s(k-1)}$

$$\Delta d_{2k-2} = \Delta d_{p(k-1)} + \Delta d_{s(k-1)}$$

各道支撑内力增量也分别与上一工况的支撑内力叠加, 可获得本工况的支撑内力大小;

5、挖土至基坑底时, 利用以上的分析方法, 得此时的内力及变形分别为:

$$\begin{aligned} m_{2n+1} &= m_{2n} + \Delta m_{2n} \\ d_{2n+1} &= d_{2n} + \Delta d_{2n} \end{aligned} \quad (2-24)$$

式中: $\Delta m_{2n} = \Delta m_{pn} + \Delta m_{sn}$

$$\Delta d_{2n} = \Delta d_{pn} + \Delta d_{sn}$$

这样就完成了整个基坑开挖过程的内力及变形分析。

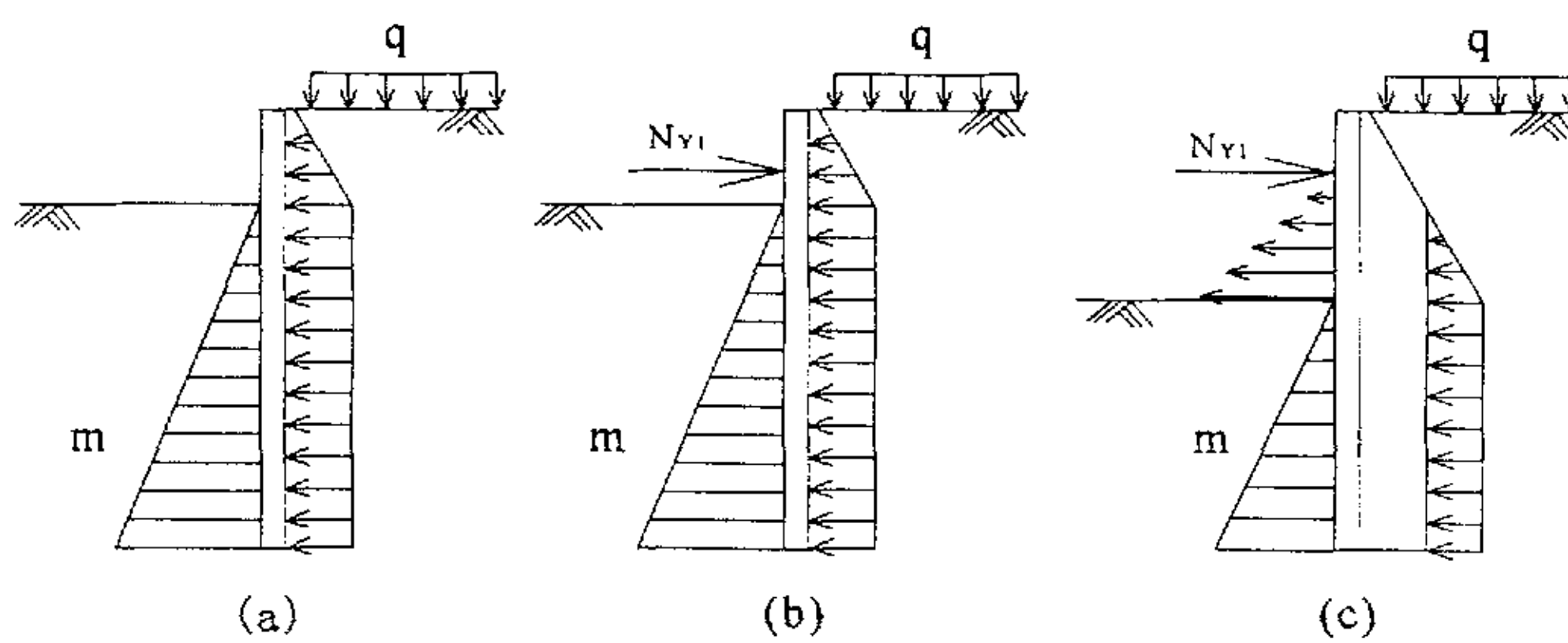


图2.16 基坑开挖全过程及计算模式

第三章 反分析方法原理

3.1 概述

随着城市规模的不断发展,高层建筑越来越多,随之而来的是深基坑的不断发展。基坑围护结构体系是一个由多种介质组成的高度复杂的空间系统,基坑支护和周围土体的变形是多种因素共同作用的结果。由于土体固有力学性质的离散性及施工过程中存在的种种不确定的因素,基坑支护和周围地层的变形很难借助于数值计算较为精确地进行定量描述。工程施工中,通常借助检测手段对围护结构和支撑的位移和内力,以及周围地层的变形、土压力及孔隙水压力进行跟踪监测,通过反分析反演得到模型计算参数可以预测下一工况支护结构体系的变位及内力变换情况,以确定施工过程中的安全性。

3.2 反分析方法的分类

反分析技术在岩土地下工程中应用很多,按照不同的依据可以有不同的分类方法,根据其求解过程的不同可分为:(1)逆解法(2)直接法(3)正反耦合法根据是否利用神经网络等智能方法可分为:(1)非智能反分析方法(2)智能反分析方法,根据是否考虑力学参数的非确定性可分为:(1)确定性反分析方法(2)非确定性反分析方法,根据反演对象可以分为:(1)应变反分析方法(2)位移反分析方法(3)应力反分析方法。

在用反分析方法求解岩土工程问题中,通常根据工程基本情况确定几何条件、荷载条件、边界条件;通过地质勘探和室内外试验确定地质条件、本构模型、力学参数等;通过解析法、半解析法或数值法,求解结构或岩土介质的物理量(如应力、应变等),通过数值计算确定岩土介质的力学参数,有时甚至是本构模型,与此同时求得问题所需的物理量。反分析又可分为模型参数反分析和具体模型识别。正分析和反分析两个过程可用下面的框图来表示。反分析方法是太沙基观测方法的具体实现,近几年,反分析方法得到较快地发展,在岩土工程中得到越来越多的应用。

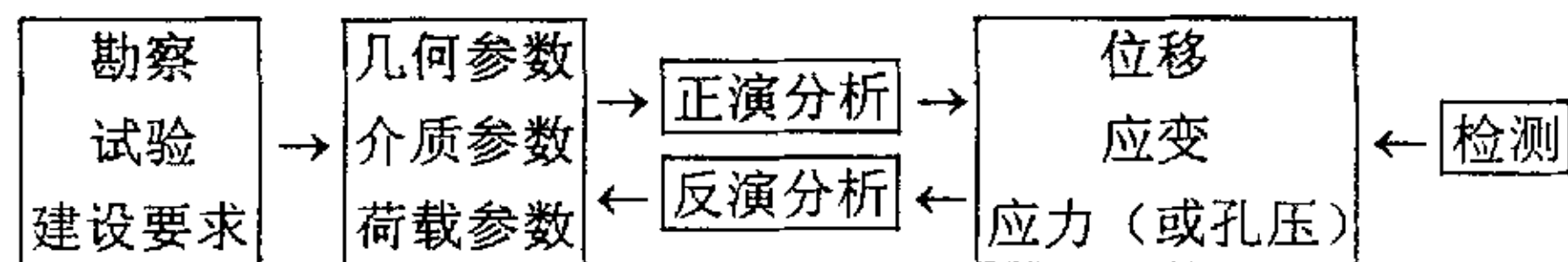


图 3.1 岩土工程问题的正分析和反分析过程

3.2.1 模型力学参数的反分析

(1) 确定性反分析

岩土介质力学参数反分析的基本思想最先由 Kavanagh、Gioda 和 Maier 等人 (1980) 提出。力学参数反分析方法可分为两种: 1) 逆反演法, 即直接按测量位移求解逆方程得到参数。这一方法所求的力学参数不同, 应用的本构模型不同, 均需要重新推导计算过程; 2) 正反演法, 即先给出参数的试探值, 再通过迭代运算和误差函数的优化技术得到参数的最佳值; 这一方法所采用的计算过程和计算方法与正分析完全一致, 无需改变平衡方程, 就可进行线性或非线性问题的分析, 但是分析过程需要较长的时间。

近 20 年来国内外许多研究者针对确定性反分析进行了大量工作, 日本学者樱井春辅首先完成了关于岩体弹性模量及初始地应力的线弹性有限元反分析。粘精斌(1988 年)用有限元反分析确定土层的模型参数; 龚晓南等于 1989 年用有限元正反分析法确定固结过程中土的非线性力学参数, 杨林德于 1989 年较全面地阐述了反分析方法的原理和工程应用情况。杨林德等于 1990 用边界元反演洞室围岩初始地应力及其粘弹性模型参数, 开辟了反分析方法求解问题的新路, 也拓宽了边界元方法的应用。孙钧于 1992 年发表“岩石力学参数弹塑性反演问题地优化方法”的研究成果, 提出了局部最有解和全局最有解的概念; 杨志法等提出了位移联图反分析方法, 该方法原理简单、概念清楚; 刘维宁于 1993 年以信息论为基础, 针对岩土工程中的逆问题, 在数学上建立了逆问题一般信息理论的基本框架。徐日庆于 1994 年在研究土的应力路径非线性行为时采用正反分析方法确定了模型参数; 杨志法等于 1995 年为了提高位移反分析应用研究的水平, 提出考虑试验洞开挖引起的松动圈对反演结果的影响和如何不断地提高位移反分析的精度等问题。

(2) 不确定性反分析

岩土工程包含许多导致不确定性的因素, 如岩土介质空间的变异性、力学性态的模糊性、随机量测误差、测试统计误差、测试模型误差等等。为了更精确地描述岩土介质现象的本质, 许多学者针对岩土工程中不确定性问题进行了研究, 提出了一些新方法: 随机有限元法、模糊有限元法、灰色理论解析法、离散元法等。如黄宏伟 1995 年基于随机有限元和特征函数法提出了反演初始地应力场介

质力学参数的均值及多阶矩的随机逆反分析方法；林育梁等于 1995 年发表了应用模糊有限元的一种反分析形式，将常规的反分析方法与模糊有限元结合起来考虑岩土工程反分析问题中的不确定性。近年来有人将最优控制理论中的卡尔曼滤波器（Kalman Filter）用来分析岩土工程问题。如蒋树屏于 1993 年用扩张卡尔曼滤波器有限元反分析地下室围岩非确定性动态的研究，这项工作开拓了岩土工程中不确定性问题研究的新思路。这一时期的主要研究成果发展了弹塑性、粘塑性、粘弹塑性等模型参数的反分析方法，以及有关量测误差的处理、优化、验证等计算技术。

3.2.2 模型识别过程的反分析

模型识别过程的反分析是力学参数反分析的更高层次，它使本构模型的选由经验向理论发展。利用现场量测信息进行模型识别和工程预测分析也相应地得到了发展。Sprite J.A. 等于 1982 年发表了计算机辅助模型识别和模拟；袁勇等研究了岩土工程中系统辨识理论及其工程应用，实现了同一类模型（如粘弹性模型，弹塑性模型）不同形式的识别功能；徐日庆探讨了模型识别的新途径，建立了模型模糊识别准则。

3.2.3 参数反演

参数反演理论在岩石地下工程中应用较多，相应理论与技术也比较成熟。软土工程安全性检测预报计算的原理与岩石地下工程基本相同，但也有许多不同的特点：土层介质的力学性态不同于岩体，其本构关系的方程常受固结度和含水量等因素的影响，使本构方程表达很复杂，导致解的不唯一性更加明显，反演分析计算方法的建立也遇到诸多理论与技术方面的困难；而且在较小应力水平下可处于弹塑性受力状态及地层变形的依时性特征等原因，使软土工程位移的预报计算不得不更加注意结合工程的情况选择计算模型，更多地依赖于经验。80 年代，国内外学者和工程师开始结合软土工程的数值模拟从事建立反分析计算的研究，而迄今为止在这一领域取得的进展还很小。非线性受力状态下，本构模型参数反演确定的计算均需借助优化过程，过去在这方面计算所需计时甚多，计算过程的收敛性也有待研究，然而随着计算机计算速度的提高，计时已不成为重要问题，当然如能根据试验结果和工程经验采取一些适当的处理，可使计算过程加快收敛，计算结果更为可信。如 1) 对变化不大的参数令其定为确定值；2) 对变化

范围较稳定的参数限定变化范围；3) 对变化不确定的参数不作任何限制；4) 对不同参数进行分组根据不同的量测信息加以确定。选择优化反分析方法时，不需要重新推导计算方程，编制程序方便，可减少因量测偏差对计算结果的影响。下面分别介绍对不同性态的介质地层进行的反分析计算。

(1) 逆反分析

对于 E - ν 弹性岩体，由于问题比较简单，可采用逆反分析法求得模型参数，即可通过矩阵求逆方法得到。设量测信息 U_i^* 、 ε_i^* 、 $\Delta\sigma_i^*$ 为

$$\left. \begin{aligned} U_i^* &= f_i(E, \nu, \{P\}) \\ \varepsilon_i^* &= g_i(E, \nu, \{P\}) \\ \Delta\sigma_i^* &= h_i(E, \nu, \{P\}) \end{aligned} \right\} \quad (3-1)$$

式中 U_i^* ——量测位移；

ε_i^* ——量测应变；

$\Delta\sigma_i^*$ ——量测应力增量；

$\{p\}$ ——初始应力。

对于有限单元法，相应的有限元平衡方程为

$$E[K]\{\delta\} = \{F\} \quad (3-2)$$

式中 $[K]$ ——仅与泊松比 ν 及坐标位置有关的刚度矩阵

$\{F\}$ ——等效结点荷载

对于开挖问题，有

$$\{F\} = [M]\{P\} \quad (3-3)$$

量测位移值 U_i^* ，可利用适当的插值函数将其表示为

$$U_i^* = [L_u]\{\delta\} \quad (3-4)$$

式中 $[M]$ 、 $\{L_u\}$ ——与单元插值有关的系数阵

将式 (3-3) 和 (3-4) 代入 (3-2)，得

$$\begin{aligned} F(P) &= \sum_{j=1}^k W_j \sum_{i=1}^m [S_{ij}(P) / S_{ij}^*(P) - 1]^2 \\ \{U_i^*\} &= \frac{1}{E} [L_u][K]^{-1} [M]\{P\} \end{aligned} \quad (3-5)$$

令 $[T_u] = [L_u][K]^{-1}[M]$, 则有

$$\{U^*\} = \frac{1}{E}[T_u]\{P\} \quad (3-6)$$

对应变量测信息 $\{\varepsilon^*\}$ 和应力增量量测信息 $\{\Delta\sigma^*\}$ 同理可得

$$\begin{cases} \{\varepsilon^*\} = \frac{1}{E}[T_\varepsilon]\{P\} \\ \{\Delta\sigma^*\} = [T_\sigma]\{P\} \end{cases} \quad (3-7)$$

式中 $[T_\varepsilon]$ ——与应力或应力增量量测值相关的插值变换阵

$$[T_\varepsilon] = [T_\varepsilon][B][K]^{-1}[M]$$

$[T_\sigma]$ ——与应力或应力增量量测相关的插值变换阵

$$[T_\sigma] = [D][L_u][B][K]^{-1}[M]$$

$[B]$ ——应变矩阵

$[D]$ ——仅与泊松比 ν 相关的弹性矩阵

重写式 (3-6) 和 (3-7), 得

$$\begin{cases} [T_u]\{P\} - E\{U^*\} = 0 \\ [T_\varepsilon]\{P\} - E\{\varepsilon^*\} = 0 \\ [T_\sigma]\{P\} = \{\Delta\sigma^*\} \end{cases} \quad (3-8)$$

令

$$[T] = \begin{bmatrix} [T_u] & -\{U^*\} \\ [T_\varepsilon] & -\{\varepsilon^*\} \\ [T_\sigma] & 0 \end{bmatrix}$$

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} \{P\} \\ E \end{Bmatrix} \quad \{H\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \{\Delta\sigma^*\} \end{Bmatrix}$$

有

$$[T]\{X\} = \{H\} \quad (3-9)$$

量测信息总数等于未知数个数时, 可将上式表示为

$$\{X\} = [T]^{-1} \{H\} \quad (3-10)$$

当量测信息总数大于未知数个数时, 有

$$\{X\} = ([T]^T [T])^{-1} [T]^T \{H\} \quad (3-11)$$

由式 (3-10) 及式 (3-11) 不难看出, 可由利用现场量测信息建立的方程组通过矩阵求逆得出反演计算结果。其中区别仅是量测信息不同, 得到的反演方程和计算结果也不同。在未给定应力增量量测的条件下, 由逆反分析方法得出的输出结果仅为当量初始地应力 $\{P\}/E$ 。

(2) 正反分析

对弹塑性问题反分析, 由于力学模型比较复杂, 模型参数也较多, 且不同的具体模型其参数个数也不尽相同, 因此多采用优化反分析方法。可利用原有弹塑性问题正分析计算的原理, 充分模拟介质塑性性态的发展历程, 力学意义明确, 并可利用各种成熟的正分析程序或普遍适用的优化程序等特点。这些方法在理论上都可考虑选用任意形式的屈服准则和流动法则, 包括对硬化、软化、理想弹塑性模型及横观各向同性材料性态的模拟等, 范围可涉及正分析计算能够考虑的所有因素。本小节主要介绍依据这类原理建立的优化方法。优化反分析的过程框图见图 3.2。

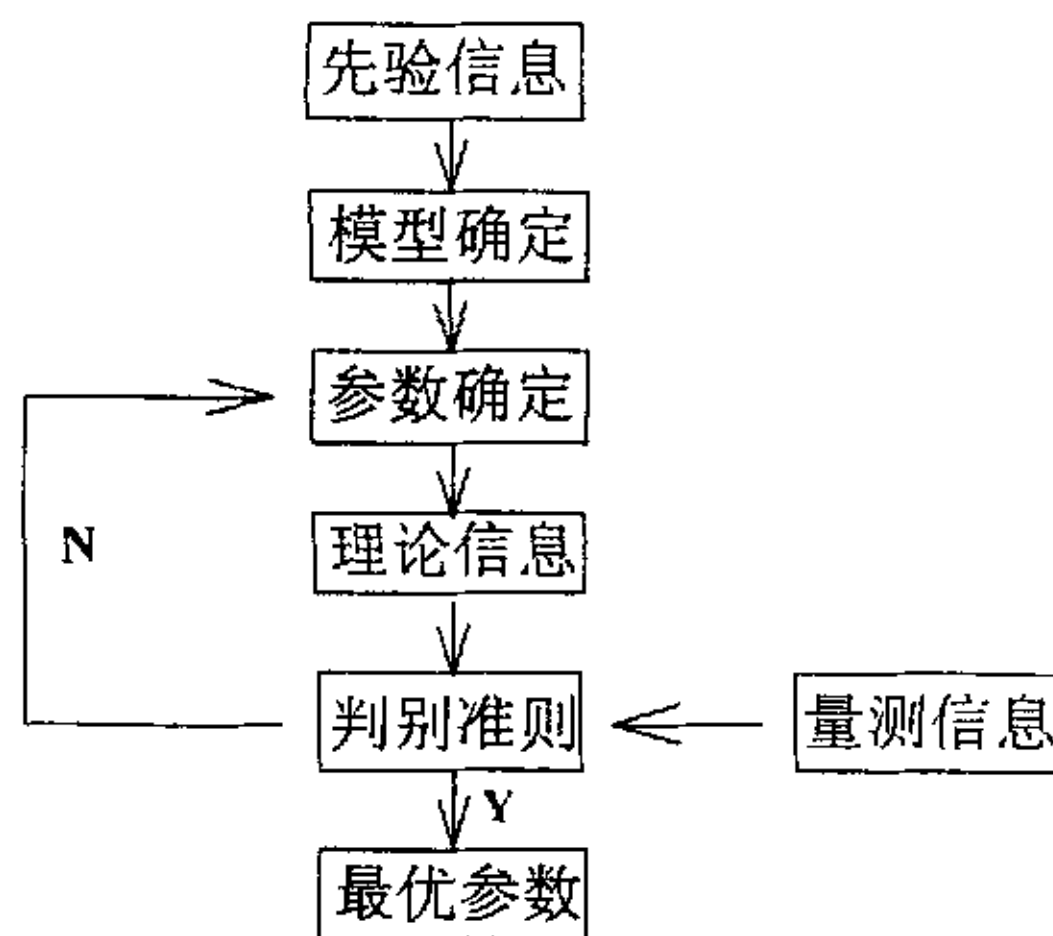


图3.2 优化反分析过程

在优化反分析中, 把一些实测值 (如位移、应力等) 与相应的数值计算值之差的平方和作为目标函数 F , 即

$$F(P) = \sum_{i=1}^n [S_i(P) - S_i^*(P)]^2 \quad (3-12)$$

式中: P ——模型参数;

m ——实测值总数;

S_i^* ——第 i 点实测值, 如位移、应力等;

S_i ——相应的数值分析计算值。

上式中 S_i 是随着介质力学参数 $\{p\}_n$ 的不同值而变化; n 为独立变化的需要通过反分析确定的参数总数。可以认为, S_i 是参数 $\{p\}_n$ 的函数, 因此, 目标函数 F 为参数 $\{p\}_n$ 的函数。这样反分析计算转化为求一目标函数的极小值问题。当目标函数 F 得到极小值时, 其所对应的参数 $\{p\}_n$ 就是反分析需要得到的最优参数 $(P_i)_{opt}$, 即

$$(P_i)_{opt} = P_i \quad \text{当 } F[(P)_{opt}] = \min[F(P)] \quad (3-13)$$

为了平衡大小值之间作用和消除不同物理量的量纲, 目标函数应采用下面的形式, 即

$$F(P) = \sum_{i=1}^m [S_i(P)/S_i^*(P) - 1]^2 \quad (3-14)$$

计算表明: 对同一个问题不同的目标函数形式, 会有不同的反演结果。用实测位移反分析将可以得到很好的计算位移, 但计算内力可能较差。相反的, 用内力反分析可以得到较好的内力和位移。从这个意义上讲, 在有条件的情况下, 监测项目应尽量安排内力的监测以便获得更好的反分析结果。在监测项目同时有内力和位移值时, 其目标函数的建立也有待研究, 显然采用不同的物理量会有不同的反分析效果, 因此在目标函数中对不同的物理量赋予不同的权数, 可望达到更好的反演效果, 即

$$F(P) = \sum_{j=1}^L W_j \sum_{i=1}^m [S_{ij}(P)/S_{ij}^*(P) - 1]^2 \quad (3-15)$$

式中 W_j ——目标函数的权数

L ——不同实测物理量的个数

通常以上目标函数是介质力学参数 $\{p\}_n$ 的复杂的非线性函数, 一般无法采用解析法求解, 上述方程可采用数学规划法求解。

3.3 反分析方法的计算方法

求解上一章节中目标函数有许多计算方法, 如直接法、共轭方向法、变尺度

法、单纯形法、模式探索法等，下面简要的介绍几种方法。

(1) 单纯形法

若需要由反分析确定的土体参数数组 $\{x\}_n$ 为一个 n 维向量，则目标函数为数组 $\{x\}_n$ 的函数， $J=J(\{X\}_n)$ 。单纯形法是建立一个 n 维空间，在其中对 $n+1$ 点（由它们构成一个初始单纯形）上的函数值进行比较，去掉其中目标函数最大的点，代之以新的点，从而构成一个新的单纯形。这样通过迭代逐步逼近目标函数的极小值所对应的点，具体运算过程如下：

设正规单纯形边长 a ,

(1) 形成初始单纯形，顶点及其余 n 个顶点为

$$\begin{aligned} X^{(0)} &= (x_1^{(0)}, x_2^{(0)}, \dots, x_n^{(0)}) \\ X^{(1)} &= (x_1^{(0)} + p, x_2^{(0)} + p, \dots, x_n^{(0)} + p) \\ X^{(2)} &= (x_1^{(0)} + q, x_2^{(0)} + q, \dots, x_n^{(0)} + q) \\ &\dots\dots\dots \\ X^{(n)} &= (x_1^{(0)} + r, x_2^{(0)} + r, \dots, x_n^{(0)} + r) \end{aligned} \quad (3-16)$$

根据任意两点的距离及棱边长 a 的关系，即

$$\begin{aligned} \|X^k - X^0\|^2 &= p^2 + (n-1)q^2 = a^2 \quad k=1, 2, \dots, n \\ \|X^k - X^j\|^2 &= 2(p-q)^2 = a^2 \quad k \neq j; \quad k, j=1, 2, \dots, n \end{aligned} \quad (3-17)$$

可求得参数 p, q 为

$$\begin{aligned} p &= \frac{\sqrt{n+1} + n - 1}{\sqrt{2n}} a \\ q &= \frac{\sqrt{n+1} - 1}{\sqrt{2n}} a = p - \frac{a}{\sqrt{2}} \end{aligned} \quad (3-18)$$

(2) 计算各点的目标函数值，并找出其中目标函数的最大值和最小值，其对应点为 $X^{(h)}$ 和 $X^{(l)}$ 点：

$$\begin{aligned} J_i &= J(X^{(i)}) \quad (i=0, 1, 2, \dots, n) \\ J(X^{(h)}) &= \max \{J_1, J_2, \dots, J_n\} \\ J(X^{(l)}) &= \min \{J_1, J_2, \dots, J_n\} \end{aligned} \quad (3-19)$$

(3) 反射

$$X^{(n+2)} = X^{(n+1)} - a(X^{(k)} - X^{(n+1)}) \quad (3-20)$$

式中 a ——反射系数 $a > 0$, 常取 1.0 或 1.3;

$X^{(n+1)}$ ——单纯形顶点中除目标函数为最大值 $X^{(h)}$ 以外其余点的中心点, 即

$$X^{(n+1)} = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=0}^n X^{(i)} - X^{(h)} \right) \quad (3-21)$$

(4) 延伸 若 $J(X^{(n+2)}) \leq J(X^{(l)})$, 则计算延伸点 $X^{(n+3)}$,

$$X^{(n+3)} = X^{(n+1)} + \gamma(X^{(n+2)} - X^{(n+1)}) \quad (3-22)$$

式中 γ ——延伸系数 ($\gamma > 1$)。

若 $J(X^{(n+3)}) \leq J(X^{(l)})$, 则以 $X^{(n+3)}$ 代替 $X^{(h)}$, 否则以 $X^{(n+2)}$ 代替点 $X^{(h)}$ 。

(5) 收缩 若对满足 $i \neq h$ 的所有 i , 都存在 $J(X^{(n+2)}) \leq J(X^{(i)})$ 则反射失败, 若存在

$$J(X^{(h)}) > J(X^{(n+2)}) > J(X^{(i)}) \quad (3-23)$$

则将向量 $X^{(h)} - X^{(n+1)}$ 收缩。若 $J(X^{(h)}) > J(X^{(n+2)})$, 先用 $X^{(n+2)}$ 代替 $X^{(h)}$, 然后再收缩。所谓收缩, 即令

$$X^{(n+2)} = X^{(n+1)} + \beta(X^{(h)} - X^{(n+1)}) \quad (3-24)$$

式中 β ——收缩系数 ($0 < \beta < 1$)。

当 $J(X^{(n+4)}) < J(X^{(h)})$ 时, 以 $X^{(n+4)}$ 代替 $X^{(h)}$ 。

(6) 压缩 若 $J(X^{(n+4)}) \geq J(X^{(h)})$, 则将所有向量 $X^{(i)} - X^{(l)}$ 缩小一半, 即令

$$X^{(i)} = X^{(l)} + 0.5(X^{(i)} - X^{(l)}) \quad (i = 0, 1, 2, \dots, n) \quad (3-25)$$

(7) 若 $\max_{1 \leq i \leq n} J(X^{(n+4)}) - J(X^{(n+2)}) \leq \varepsilon_{\text{允许}}$, 则计算终止, 否则转到步骤 (2), 直至满足

要求为止。

单纯形法在计算中, 只用到函数值, 不需要计算目标函数的导数, 比较简单, 且稳定性好, 缺点时收敛比较慢。

(2) Powell 法

Powell 法是由 M. D. Powell 提出的一种共轭方向法, 它不用目标函数梯度来

生成共轭方向,而是通过不同出发点平行方向上的一维搜索来获得共轭方向。这种方法具有二次函数,也有相当好的收敛性,尤其是采用修正算法后,效果更明显,是直接法中最有效的一种算法之一。

Powell 基本算法。对于正定二次函数及任一向量 d , 通过不同的两点 X^1 、 X^2 (其连线不与 d 平行) 分别沿 d 作一维搜索, 所得极小点 X_1^* 和 X_2^* (也是函数不同值等值线的切线) 的连线必与 d 为 Q 共轭 (Q 为 $n \times n$ 阶对称正定矩阵), 即有

$$(X_1^* - X_2^*)^T Q d = 0 \quad (3-26)$$

Powell 基本算法正是利用这个几何事实构成。对于非二次函数, 虽然不能在第 n 个共轭方向上求得极小点, 但重复这个过程可以求得近似极小点, 方法的终止准则可采用下式确定, 即

$$\|X^{k+1,0} - X^{k,0}\| \leq \varepsilon \quad (3-27)$$

式中 k ——表示各方向搜索遍数。

Powell 基本算法有一个缺点, 即搜索方向的替换总是用统一的模式且不顾条件, 当维数较多时, 容易发生所求的共轭方向接近于线性相关而不能张成 n 维空间, 无法找到极小点。为克服这个缺点, 提出了修正 Powell 方法。对基本 Powell 方法的修正主要是:

方向替换取决于该次搜索产生的新方向是否更好? 若有助于共轭向量系的形成则替换, 否则不替换。设产生的新方向为 $d^k = (X^{k,n} - X^{k,0})$, 考虑该方向上的三个点 $X^{k,0}$ 、 $X^{k,n}$ 和 $X^{k,2n} = 2(X^{k,n}) - X^{k,0}$, 记

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= f(X^{k,0}) \\ f_2 &= f(X^{k,n}) \\ f_3 &= f(X^{k,2n}) \end{aligned} \right\} \quad (3-28)$$

- (1) 若 $f_3 > f_1$, 表明将 d^k 换入并不有利, 原搜索方向组保持不变, 不作替换;
- (2) 若 $f_3 < f_1$, 再作如下判别, 设上一次迭代各个方向一维搜索所产生的相邻各点目标函数下降为

$$\Delta_i = f(X^{k,i-1}) - f(X^{k,i}) \quad (3-29)$$

取其中最大值

$$\Delta_m = \max_{1 \leq i \leq n} \Delta_i \quad (3-30)$$

记下该下标 m ，并判别

$$(f_1 - 2f_2 + f_3)(f_1 - f_2 - \Delta_m)^2 < \frac{1}{2} \Delta_m (f_1 - f_2)^2 \quad (3-31)$$

若式 (3-31) 成立则可肯定吸取 d^k 有利，否则不作替换。

吸取 d^k 作为下一次的第 n 个方向，原基本方法总是去掉上次的第一个方向，修正的 Powell 方法是去掉上次的第 m 个方向，因为这样做能使新的 n 个方向所构成新矩阵的行列式最大，有利于形成共轭方向系。

修正 Powell 方法的主要步骤：

(1) 选定初始点 $X^{0,0}$ 及 n 个初始搜索方向，可取 n 个坐标向量，即 $d^{0,i} = e_i$ ，

$i=1,2,\dots,n$ ，给出 ε ， $k=0$ ；

(2) 从 $X^{k,0}$ 出发，依次沿 n 个 $d^{k,i}$ ，计算 Δ_i^k ，并求得 Δ_m^k 和 m^k ；

(3) 沿 $d^k = (X^{k,n} - X^{k,0})$ 搜索求得 $X^{k+1,0}$ ；

(4) 判别 $k=n+1$ ，若否转 (6)；若是则执行 (5)；

(5) 检验 $\|X^{k+1,0} - X^{k,0}\| \leq \varepsilon$ ，若是， $X^* = X^{k+1,0}$ ，停机，否则 $X^{k+1,0} \rightarrow X^{k,0}$ ，回到 (1)；

(6) $X^{k,2n} = 2(X^{k,n}) - X^{k,0}$ ，按式 (3-28) 计算 f_1^* 、 f_2^* 、 f_3^* ；

(7) 判别 $f_3^* \geq f_1^*$ ，若是转 (11)；否则转 (8)；

(8) 判别 $(f_1^* - 2f_2^* + f_3^*)(f_1^k - f_2^k - \Delta_m^k)^2 \geq \frac{1}{2} \Delta_m^k (f_1^k - f_3^k)^2$ ，若是转 (11)，否则转 (9)；

(9) $d^{k+1,i} = d^{k,i}, i=1,2,\dots,m-1$

$$d^{k+1,i} = d^{k,i+1}, i=m, m+1, \dots, n-1$$

$$d^{k+1,n} = d^k = X^{k,n} - X^{k,0}$$

(10) $X^{k+1,0} \rightarrow X^{k,0}$ ， $d^{k+1,i} \rightarrow d^{k,i}$ ， $k+1 \rightarrow k$ ，回到 (2)

(11) $X^{k+1,0} \rightarrow X^{k,0}$ ， $k+1 \rightarrow k$ ，($d^{k,i}$ 方向不变) 转 (2)。

(3) 高斯—牛顿法

设需要反演的 n 个参数可以表示为向量 $\{x\}$:

$$\{x\} = [x_1, x_2, x_3, \dots, x_n]$$

则可以应用最小二乘法构造反演分析的目标函数为

$$f(X) = \sum_{i=1}^m F_i^2(X) \quad (3-32)$$

式中: m 为测点个数, $F_i(X)$ 为第 i 个测点的位移计算值 $u_i(X)$ 与实测值 \bar{u}_i 之差:

$$F_i(X) = u_i(X) - \bar{u}_i \quad (3-33)$$

参数反演的过程就是寻找一组材料参数 X^* 使下式成立

$$f_i(X^*) = \min f(X) \quad (3-34)$$

将 $f(X)$ 在任意点附近用泰勒公式展开至二阶项, 有

$$F_i(X) = F_i(X_0) + \nabla F_i(X_0) \quad (3-35)$$

以线性的近似展开式代替函数 $F_i(X)$ 代入函数 $f(X)$ 中, 并用 $A(X)$ 表示函

数组 F_1, F_2, \dots, F_n 的雅克比矩阵为

$$A(X) = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial x_1} & \frac{\partial F_1}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial F_1}{\partial x_n} \\ \frac{\partial F_2}{\partial x_1} & \frac{\partial F_2}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial F_2}{\partial x_n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \frac{\partial F_n}{\partial x_1} & \frac{\partial F_n}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial F_n}{\partial x_n} \end{bmatrix} \quad (3-36)$$

取 $\Delta X_k = \begin{bmatrix} x_1 - x_1^k \\ x_2 - x_2^k \\ \dots \\ x_n - x_n^k \end{bmatrix}$, 将 $F_i(X)$ 近似表达式代入 $f(X)$ 中, 得

$$f(X) = \sum_{i=1}^m F_i^2(X) = \sum_{i=1}^m [F_i(X) A_i(X^*) \Delta X_k]^2 \quad (3-37)$$

于是

$$\Delta X_k = -[A(X^*)^T A(X^*)]^{-1} A(X^*)^T F(X^*) \quad (3-38)$$

$f(X)$ 的极值点即为

$$X^{k+1} = X^k - \left[A(X^k)^T A(X^k) \right]^{-1} A(X^k)^T F(X^k) \quad (3-39)$$

以此新点为出发点，重复上述过程即可。

这种迭代方法有时不一定收敛，这时可以把每一次迭代中求得的 ΔX 作为方向，在每一步迭代沿方向：

$$P^k = \Delta X^k = - \left[A^T A(X^k) \right]^{-1} A^T F(X^k) \quad (3-40)$$

作一维搜索，即以迭代公式：

$$X^{k+1} = X^k - \alpha_k \left[A^T A(X^k) \right]^{-1} A^T F(X^k) \quad (3-41)$$

代替式 (3-37)，其中 α_k 为使下式成立：

$$f(X^k + \alpha_k P^k) = \min f(X^k + \alpha P^k)$$

(4) 阻尼最小二乘法

虽然具有平方和形式的目标函数总有极小值点，但极小值点可能不唯一，这是矩阵就退化了，使得求逆矩阵 $\left[A(X^k)^T A(X^k) \right]^{-1}$ 很困难，甚至不能实现。有时由最小二乘法确定的搜索方向 P^k 与梯度 $\Delta f(X^k)$ 很接近正交，迭代收敛很慢。为了克服这些缺点，可用马奈特提出的阻尼最小二乘法，即人为地加上一个阻尼项，将 $f(X)$ 代入下式：

$$\varphi(X) = f(X) + \lambda \|X - X^k\|^2 \quad (3-42)$$

求其在迭代点 X^k 附近的近似点。这里 λ 是一个正数，称为阻尼因子。当 $\|X - X^k\|$ 太大时， $\varphi(X)$ 就会增大，因而求 $\varphi(X)$ 的最小点，即考虑了要 $f(X)$ 小，又使 X 与 X^k 的距离不太大这两个不同的要求。迭代公式为

$$X^{k+1} = X^k - \alpha_k \left[A^T A(X^k) + \lambda_k I \right]^{-1} A^T F(X^k) \quad (3-43)$$

可见，当 $\lambda_k = 0$ 时，方向 P^k 就是最小二乘法的方向，而当 λ_k 充分大时，有

$$A^T A(X^k) + \lambda_k I \approx \lambda_k I$$

这时

$$P^k = - \left[A^T A(X^k) + \lambda_k I \right]^{-1} A^T F(X^k) \approx - \frac{1}{\lambda_k} A^T F(X^k) = - \frac{1}{2\lambda_k} \nabla F(X^k) \quad (3-44)$$

与负梯度方向平行。因此, 当 λ 由 $0 \rightarrow \infty$ 时, 方向 P^k 就从高斯-牛顿方向连续地变化到函数 $f(X)$ 负梯度方向。在保证迭代收敛性地同时, λ 应尽量取小一些以减少迭代次数。

(5) 单变量优化算法

多介质位移反分析的目标函数一般存在多个极小值, 使用单纯形法、Powell 法等优化方法求解, 近似结果一般与初值有关。可利用递归技术将多变量优化问题转化为一系列单变量优化问题, 这种转换增加了计算的工作量, 但是每一次迭代只需操纵一个变量, 可以控制反演结果与初值无关。

用 \bar{x}_i 表示 x_i 取某一给定值, $g(x_i)$ 表示取给定值时, 函数 $f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_{i-1}, \bar{x}_i, \dots, \bar{x}_n)$ 的最小值, 即有

$$g(x_i) = \min f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_{i-1}, \bar{x}_i, \dots, \bar{x}_n) \quad (3-45)$$

目标函数即可表示为

$$g(x_1) = \min f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3-46)$$

式 (3-46) 形式上变成了单一变量 x_1 的优化问题。 $g(x_1)$ 的优化需要调用 $g(x_2)$, 依次类推, 多变量优化问题即转换为一系列单变量优化问题。该方法较适合计算规模不大, 参数较少的情况。

(6) 简化单变量算法

先固定其它所有参数 $x_1, x_2, \dots, x_{i-1}, x_{i+1}, \dots, x_n$, 只让一个特定参数 x_i 自由, 故可通过求解单值问题的数值方法求出一个基于 x_i 的局部极小值, 再固定 x_i , 让另一个变量 x_j 自由, 再求其局部极小值。对于每一个特定变量 x_i , 目标函数可写为

$$g(x_i) = \min f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_{i-1}, x_i, \bar{x}_{i+1}, \dots, \bar{x}_n) \quad (3-47)$$

这种方法必须从 x_1 到 x_n 循环数遍方可达到满意的结果。这种计算方法比上述单变量优化算法大大节省了计算时间, 比较适合于大型工程的计算。

(7) 共轭方向法

共轭方向法是在寻求具有对称正定矩阵 Q 的二次函数 (简称正定二次函数)

$$f(X) = \frac{1}{2} X^T Q X + b^T X + c \quad (3-48)$$

的极小值时提出来的。由于非二次函数在极小值附近近似于二次函数，故该法具有广泛的适用性，尤其是其中的共轭梯度法。它既能在一定程度上克服最速下降法迭代路径呈锯齿形象，提高收敛速度，是无约束优化算法中最有效的算法之一。正定二次函数的等值面是以极小点 X^* 为共同中心的椭圆面（椭圆线）族。因此，对于正定二次函数从任一初始点 X^0 出发，沿某一下降方向 d^0 作一维搜索找到该方法上的极小值 X^1 ，显然， X^1 就是相应等值线—椭圆的切点，若能找到 d^0 的共轭直径方向 d^1 ，则再沿 X^1 出发，沿 d^1 进行一维搜索即可找到 X^* 。也就是说，对于正定二次函数，经两个相互共轭方向的一维搜索即可找到极小点。推广到 n 元二次函数，在 n 维空间找到 n 个相互共轭的方向，从一初始点出发，顺序沿 n 个方向作一维搜索，就可找到该函数的极小点。这就是共轭方向法的基本思想。

对于正定二次函数如式 (3-48)，共轭方向法的主要步骤为：

- ①选定初始点 X^0 、终止准则数 ε_1 和 ε_2 以及下降方向 d^0 ， $k=0$ 。
- ②以 ε_2 作为终止准则数进行一维搜索求得 t^k ， $X^{k+1} = X^k + t^k d^k$ ，计算 $\nabla f(X^{k+1})$
- ③检验 $\|\nabla f(X^{k+1})\| \leq \varepsilon_1$ ，若是，停机，取 $X^* = X^{k+1}$ ；否则转④。
- ④提供共轭向量方向 d^{k+1} ，使 $(d^k)^T Q d^{k+1} = 0$ ， $i=0,1,2,\dots,n-1$ ， $X^{k+1} \rightarrow X^k, k+1 \rightarrow k$ ，转②。

(8) 共轭梯度法

共轭方向法的关键是在于获得一组共轭向量系，如果它是利用一维搜索得到迭代点的目标函数负梯度向量逐次构造的，便称之为共轭梯度法

Fletcher—Reeves 共轭梯度法的迭代步骤：

- ①选定初始点 X^0 ，给出 ε_1 ， ε_2 ， $k=0$ 。
- ②计算 $\nabla f(X^k)$ ，取 $d^k = -\nabla f(X^k)$ 。
- ③ $X^{k+1} = X^k + t^k d^k$ ，其中 t^k ： $\min. f(X^k + t^k d^k)$ ，由一维搜索求得。
- ④计算 $\nabla f(X^{k+1})$ ，检验 $\|\nabla f(X^{k+1})\| \leq \varepsilon_1$ ，若是， $X^* = X^{k+1}$ ，停机；否则转⑤
- ⑤判别 $k = n-1$ ，若是，表示迭代了 n 次，已用完 n 个共轭方向，应重开始，

$X^{k+1} \rightarrow X^0, k=0$, 转②; 否则转③。

⑥计算

$$\beta^k = \|\nabla f(X^{k+1})\|^2 / \|\nabla f(X^k)\|^2$$

$$d^{k+1} = -\nabla f(X^{k+1}) + \beta^k d^k$$

⑦判别 $(d^{k+1})^T [\nabla f(X^{k+1})] < 0$, 若是, $X^{k+1} \rightarrow X^k$, $d^{k+1} \rightarrow d^k$, $k+1 \rightarrow k$, 转③;

否则 $X^{k+1} \rightarrow X^0$, $k=0$, 转②

(9) 最速下降法

最速下降法是多元函数极小数值解法中最古老的方法, 在 19 世纪中叶由柯西 (A. Cauchy) 提出, 此法的基本思想是基于一点上的梯度方向是函数上升最快的方向, 而负梯度是该点函数值下降最快的方向。取当前迭代点 (例如 x^k) 的负梯度 $[-\nabla f(X^k)]$ 作为下降方向 d^k 的迭代算法, 就叫做最速下降法。最速下降法的下降方向是该点的负梯度方向, 因此, 最速下降法所取相邻的两个下降方向是相互垂直的。

最速下降法的基本格式是:

$$X_{k+1} = X_k + \lambda_k P_k \quad (3-49)$$

其中, $P_k = -\nabla f(X_k)$, 即搜索方向取为出发点的最速下降方向。我们知道, 最速下降方向也只是局部性质, 它只能保证目标函数值在 X_k 的一个邻域内沿此方向下降, 而在离 X_k 较远处, 即使是在最速下降的方向, 函数值也有可能下降, 也有可能上升, 为保证最速下降方向进行一维搜索, 即求解如下的一维搜索问题:

$$\min f(X_k + \lambda P_k) \quad (3-50)$$

$$s.t. \lambda \geq 0$$

设 λ_k 是一维搜索所得的最有解, 则取

$$X_{k+1} = X_k + \lambda_k P_k \quad (3-51)$$

该算法的主要步骤为:

①选定初始点 X^0 , 给出 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$, $k=0$ 。

②计算 $f(X^k)$, $\nabla f(X^k)$ 和 $\|\nabla f(X^k)\|$, 若 $\|\nabla f(X^k)\| \leq \varepsilon_1$, 则取 $f(X)$ 的极小点 $X^* = X^k$, 停机; 否则, 取 $d^k = -\nabla f(X^k)$ 。

③以 ε_2 为终止准则用一维搜索求得 t^k , $X^{k+1} = X^k + t^k d^k$, 令 $X^{k+1} \rightarrow X^k$, $k+1 \rightarrow k$, 回到②。

有时, 为了使各次迭代的一维搜索步长较有规律 (一般为递减), 对 $\nabla f(X^k)$ 作规格化处理, 取最速下降法的迭代式为

$$\left. \begin{aligned} d^k &= -\nabla f(X^k) / \|\nabla f(X^k)\| \\ X^{k+1} &= X^k + t^k d^k \end{aligned} \right\} \quad (3-52)$$

由最速下降法的性质可知, 最速下降法的迭代路线是呈锯齿形, 尤其是在极小点附近, 锯齿现象尤为严重, 从而影响了迭代速度。容易理解最速下降法不可能对任意二次正定函数都在有限步内达到精确的极小点, 即是说, 最速法不具备有限收敛性。

(10) Newton 法

设无约束极小点问题为:

$$\min f(X), X \in E_n \quad (3-53)$$

设 $f(X)$ 为二次可微函数, X^* 是 $f(X)$ 的无约束极小点, 当前点 X_k 在 X^* 的附近, 那末, 目标函数的过 X_k 的等值面是近似椭圆面, 其方程为:

$$f(X) = f(X_k) \quad (3-54)$$

过 X_k 作此等值面的最密切的二次曲面:

$$Q(X) = Q(X_k) \quad (3-55)$$

则此二次曲面是椭圆形曲面。设其中心为点 \bar{X} , 显然, \bar{X} 是函数 $Q(X)$ 的无约束极小点。由于 $Q(X) = Q(X_k)$, $f(X) = f(X_k)$ 都是 (或近似) 椭圆形, 且前者是后者的最密切二次曲面, 故必有点 \bar{X} 落在 $f(X) = f(X_k)$ 的内部, 因而有

$$f(\bar{X}) < f(X_k) \quad (3-56)$$

所以可取 $X_{k+1} = \bar{X}$ 。现在来推导 \bar{X} 的表达式。由微分几何的知识, 可知 $Q(X)$ 的

表达式为

$$Q(X) = f(X_k) + \nabla f(X_k)^T (X - X_k) + \frac{1}{2} (X - X_k)^T \nabla^2 f(X_k) (X - X_k)$$

且 $\nabla Q(\bar{X}) = 0$

$$\nabla f(X_k) + \nabla^2 f(X_k)(\bar{X} - X_k) = 0$$

记 Hesse 矩阵 $\nabla^2 f(X_k)$ 为 $H(X_k)$ ，如果 $H(X_k)$ 的逆矩阵存在，则有

$$\bar{X} = X_k - H(X_k)^{-1} \nabla f(X_k)$$

$$X_{k+1} = X_k - H(X_k)^{-1} \nabla f(X_k) \quad (3-57)$$

这就是 Newton 法的基本迭代公式。记

$$P_k = -H(X_k)^{-1} \nabla f(X_k) \quad (3-58)$$

通常，称方向 P_k 为 Newton 方向。式 (3-58) 表明，从当前点 X_k 出发，沿 Newton 方向搜索，取步长为 1，即可达 X_{k+1} 。在实际计算中，式 (3-58) 有时会失效。如果等值面 $f(X) = f(X_k)$ 与椭圆面相差太大，那末 Newton 方向 $-H(X_k)^{-1} \nabla f(X_k)$ 有可能不是下降方向，也有可能取最优步长 λ_k 不等于 1。也就是说，有可能出现 $f(X_{k+1})$ 的值大于 $f(X_k)$ 的情形。这是，应改用其他下降方向，例如负梯度方向，同时进行一维搜索。

Newton 法的计算步骤为

设 $f(X)$ 二次可微， $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ 为事先给定的小正数， X_0 为初始点， $k=0$

① 计算 $\nabla^2 f(X_k)$ ，令 $H_k = \nabla^2 f(X_k)$ ；

② 若 H_k^{-1} 存在，且 $\nabla f(X_k)^T H_k^{-1} \nabla f(X_k) > \varepsilon_1$ ，令 $P_k = -H(X_k)^{-1} \nabla f(X_k)$ ；否则，

令 $P_k = -\nabla f(X_k)$ ；

③ 求解：

$$\min f(X_k + \lambda P_k)$$

$$s.t. \lambda \geq 0$$

设 λ_k 是一维搜索的最有解： $X_0 = X_k + \lambda_k P_k$

$$\textcircled{4} X_{k+1} = X_k + \lambda_k P_k$$

⑤若终止准则（常数为： $\|\nabla f(X_{k+1})\| \leq \varepsilon_2$ ）满足，输出 X_{k+1} ，计算停止；否则 $k = k + 1$ ，转（1）。

Newton 法具有二次收敛性，但当 X_0 离极小点较远时，Hesse 矩阵常常是奇异的，Newton 方向不存在。因此，应尽可能选择目标值较好的点作为初始点。

（11）遗传算法(GA)

遗传算法(GA)是基于生物进化原理的一种自适应优化方法。它是模拟生物遗传进化的规律，将繁殖、杂交、变异、竞争和选择等概念引入算法中。通过维持一组可行解，并通过对可行解的重新组合，改进可行解在多维空间内的移动轨迹或趋向，最终将其导向最有解。它克服了传统优化方法容易陷于局部极值的缺点，是一种全局优化算法。遗传算法的步骤如下：

- ①定义一个目标函数，函数值表示可行解的适应性；
- ②将可行解群体在一定的约束条件下初始化，每一个可行解用一个向量 X 来编码，称为一条染色体，向量的分量代表基因，它对应可行解的某一变量；
- ③群体中的每一条染色体 $X_i(i = 1, 2, 3, \dots, n)$ ，被译码成适于评价的形式，并赋予它一个适应值（函数值） F_i ，按 F_i 的大小来评价该可行解的素质。如果优化的目标是寻找 F_i 的最小值，那么 F_i 越小将表示第 i 可行解的素质越好；
- ④以优胜劣汰的机制，将适应值差的染色体淘汰掉，对幸存的染色体根据其适应值的好坏，按概率随机选择，进行繁殖，形成新的群体。选择的规则是 F_i 越小的个体，赋予更大的选择概率 P_i ，即表示该个体具有更多的繁殖后代的机会；
- ⑤通过随机选择染色体进行杂交和变异的操作，产生子代。杂交是随机选择两条染色体（双亲），将某一点或多点的基因互换而产生两个个体；变异是基因中的某点或多点发生突变，以达到产生新品种的目的；
- ⑥对子代群体重复③～⑤的操作，进行新一轮遗传进化过程，直到找到最有解或准最有解。

（12）人工神经网络法(ANN)

ANN 具有极强的非线性映射能力，可事先不必假设数据服从什么分布，变量

之间符合什么规律或具有什么样的关系。它采用类似于“黑箱”的方法，通过学习和记忆而不是假设，找出输入与输出之间的关系。在众多的 ANN 模型中，多层前馈神经网络模型是目前应用最为广泛的人工神经网络模型。已经证明多层前馈可以逼近任意非线性映射（董聪）。

用反向传播学习算法（Back Propagation Learning Algorithm，简称 BP 法）可以实现多层前馈神经网络的训练，获取网络连接权值。BP 法的步骤如下：

- ① 构造网络拓扑结构，选取合理的网络学习参数。
- ② 置网络各权值和阈值的初始值 $W_{ij}(0)$ 、 $\theta_i(0)$ 为 $[-1,1]$ 区间内的随机数。
- ③ 加载训练学习样本：输入向量和期望输出
- ④ 计算网络的实际输出及隐层单元的状态（假定激励函数为 Sigmoid 函数），

$$O_{ij} = f_j(\sum W_{ji} O_i - \theta_j) = \frac{1}{1 + \exp[-(\sum W_{ji} O_i - \theta_j)]} \quad (3-59)$$

式中 O_i ——该单元的实际状态。

- ⑤ 计算网络输出误差，

$$E_p = \frac{1}{2} \sum (Y_{pj} - O_{pj})^2$$

$$E = \frac{1}{K} \sum_{p=1}^K E_p$$

- ⑥ 若 $E < E_s$ （系统平均误差容限）或 $E \leq E_{ps}$ （单个样本的误差容限）或达到指定的迭代步数，学习结束。否则进行误差反向传播，转向⑦。

- ⑦ 计算训练误差，

$$\delta_{pj} = O_{pj}(1 - O_{pj})(Y_{pj} - O_{pj}) \quad (\text{输出层})$$

$$\delta_{pj} = O_{pj}(1 - O_{pj}) \sum_k \delta_{pk} W_{jk} \quad (\text{隐层})$$

- ⑧ 修订权值和阈值。

$$\theta_j(n+1) = \theta_j(n) + \eta \delta_{pj} + \alpha(\theta_j(n) - \theta_j(n-1))$$

$$\theta_j(n+1) = \theta_j(n) + \eta \delta_{pj} + \alpha(\theta_j(n) - \theta_j(n-1))$$

式中 η ——学习率

α —— 系数

⑨ 转向③。

运用上述计算方法进行反演分析时，每种方法的计算效率是不同的。常用的直接优化算法有 Hooke-Jeeves 法（步长加速法）、修正 Power 法（方向加速法）、Simplex 法（单纯形法）和 GA 算法（遗传算法）。Hooke-Jeeves 法是一种适用性很强的直接优化算法，对参数初值的选取不敏感，在参数有界限约束的情况下，即使某个参数已收敛到边界，其它参数仍能进一步进行寻优计算，其缺点就是收敛速率较慢。目前通常所说的 Power 法都是指修正的 Power 法，是直接优化算法中最有效的一种算法之一，但由于每一循环只改变一次方向，当待反演参数较多时，这种改变影响不明显，不能反映修正方法的优点，因而较适用于反演参数不太多的情况；此外，对参数初值的选取极为敏感，不易处理界限约束问题，在目标函数性态不好的情况下，往往找不到极小点。Simplex 法实际上是一种并行算法，具有在整个可行域内进行搜索的能力，当有数个极小点时，能找到较好的极值点而不仅仅停留在初始点附近的局部极值点上。但其容易出现降维现象，即单纯形反复变动后可能变得“扁平”、“狭长”，即所谓低维流形，以致无法找到极小点，这一缺点影响它在高维问题中的应用。此外，收敛速度比较慢。GA 算法也是并行算法，增大了找到最优点的可能性，但计算效率很低，适用性差。有关资料表明，在这几种方法中，Simplex 法计算效率较高。

第四章 杭州地区地基土 m 值的反演分析

4.1 杭州地区的地质和环境条件

4.1.1. 气象与水文

杭州市属于亚热带季风气候区，四季交替明显，雨量充沛，据杭州市气象台资料，常年平均气温在 16.1°C 。历年平均降雨量 1400.7mm ，雷雨为本区降雨主要类型之一，约占全年降雨量的 $1/3$ 。在 7~8 月间易受台风影响，台风过境中心风力高达 12 级，基本风压为 0.34kN/m^2 ，并夹带大量降水，易成水涝。历史平均蒸发量 1252.8mm ，其中 8 月份蒸发量大于降水量，此时易受旱灾威胁。其冬季为寒冷季节，土层冻结深度约 $20\sim 30\text{cm}$ ，基本雪压 0.40kN/m^2 。因此深基坑开挖应尽量避免开丰水季节，选在枯旱季节进行。

市区西南向有东流的钱塘江，它常年受潮汐影响，当泄洪与潮汐相迭时达到最高水位。据杭州水文站观测资料，历年最高潮水位为 $8\sim 9\text{m}$ ，最低潮水位为 $3.59\sim 5.35\text{m}$ （杭州闸口水文站）。对位于钱塘江边的深基坑工程不能忽视地表水体的影响。

4.1.2 地形地貌

杭州市区在地理位置上位于钱塘江下游北岸，在地理环境上属我国长江三角洲区域杭嘉湖平原的西南部。在地形位置上处在天目山系余脉的低山丘陵与平原的交接地带、西南部为低山丘陵地形，境内最高峰天竺山海拔 413m ，其余南高峰、葛岭顶峰等均在 $300\sim 100\text{m}$ 之间，环抱西湖延绵向北东呈复向斜。境内北部、东部及钱塘江两岸均为广阔的堆积平原，地面高程城区在 $10\sim 7\text{m}$ ，郊外农田仅 $9\sim 3\text{m}$ 。在平原内北面有半山、独山、大关山、方山等低山丘零星分布。整个平原河渠纵横、水网密布，具有我国典型的江南水乡地貌。

由于二千多年来的人类活动，老城区（今上城区、下城区及拱墅、江干的部分）堆填了相当厚度的人工填土，厚度自 $1\sim 7\text{m}$ 不等，一般上部为杂填土，厚 $3\sim 4\text{m}$ ，下部为素填土，厚 $2\sim 3\text{m}$ ，地表下又隐伏了不少暗塘、暗河、地下管网、老基础、古城墙址等，70 年代又隐伏了纵横沟通的地下人防通道与洞室，但因杭州地下水位高，建造简陋，大多积水已废弃……。人工填土成分杂乱，堆填无规律，均匀性差，又覆盖于地表（现城区地面高程在 $10\sim 7\text{m}$ ），对城市

建设及建（构）筑物浅层地基的利用、基坑开挖支护极为不利。此层虽非原始沉积土层，但由于对地基基础的勘察、设计、施工关系密切，又不能排除，因此，也需加以调查和研究。

4.1.3 杭州地区工程地质及环境

杭州地区地处长江三角洲区域，位于钱塘江下游北岸，杭嘉湖平原地西南部，山地与平原的交接地带，除了环抱西湖明珠的西南部为低丘陵外，杭州的北、东、南为广阔的堆积平原，是属于比较典型的软土质地区。从众多的地质钻探资料综合分析来看，杭州地区的第四纪沉积层具有沉积成因类型多、相变复杂、厚度变化大，多次堆积和侵蚀交替作用，使得地层具有相变多而复杂，垂直方向土层软硬交替、多层组合，厚度变化大的明显特征。平原区第四纪地层，成因类型有海相、河海相、冲海相、湖沼相、河流相等多种，沉积厚度也明显受到基岩面起伏所控制。基岩埋深约为 35~55m，近山前地带约为 20~30m 左右，东部最大厚度超过 60m。

由于历史变革等方面的原因，杭州地区高层建筑多集中在市区老城区范围，均属于第四纪软土地区，上部表土层为工业垃圾、杂填土、素填土（厚度约为 1~3m），下卧土层主要分为两种类型：

1 软塑至流塑状态的饱和粘性土（属湖海河淤泥质土层）。该土分层设置，厚度一般为 3~5m，深的可达到 10m 以上。其主要特征是：含水量一般在 30%~45%，而土颗粒很细，当受到振动后，土体结构破坏，地基土的强度降低。孔隙比一般在 1~1.30，压缩量很大，压缩系数在 $1.1 \sim 1.50 \text{MPa}^{-1}$ 之间，强度低，渗透系数小，一般为 $1.5 \times 10^{-7} \sim 2 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ ，透水性低。地下原水位较高，常见水位在地表下 1m 左右，这给深基坑开挖带来不利影响。

2 以粉土为主的饱和粉细砂土层。该土层的主要分界线以市中心的中河路为界，往南延伸至延安路直到南山路山边，往北与凤起路交界处折向东北方向延伸至东新路以东大约 4km 宽的广宽地带，均是饱和粉土和粉砂土层，厚度约在 5~15m 左右，含水量极为丰富，一般在 35%~50%，渗透系数在 $1 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ，透水性强，而且透水层承压水多与河湖沟通，如井点降水不当，流砂、管涌将随时可能发生，将会给深基坑支护的设计施工造成很大的困难。

4.2 m 值对围护结构性状的影响

4.2.1 计算原理及简图

弹性地基梁法就是取单位宽度的支护结构如地下连续墙和支护排桩视为一竖置的弹性地基梁，开挖面以上的土体卸除，支撑简化为与截面积和弹性模量、计算长度等有关的二力杆弹簧，如图 4.1。

作用于弹性地基梁上的水土压力与土层分布以及地下水位有关系。采用水土合算时，利用土体的总重度和总应力强度指标，按照朗肯土压力理论计算主动侧的水土压力。采用水土分算法时，利用土体的有效重度和有效应力指标，按照朗肯理论计算土体压力，然后叠加水压力即得主动侧的水土压力。开挖面以下主动区土体压力采用矩形分布模式来计算，被动区的土体压力则采用规程推荐的 m 法计算，即：

$$\sigma = m(h_0 - z_i)x_i \quad (4-1)$$

式中 m ——地基反力系数的比例系数；

h_0 ——开挖面以下围护结构的长度；

z_i ——计算点到支护结构底部的距离；

x_i ——计算点的水平位移。

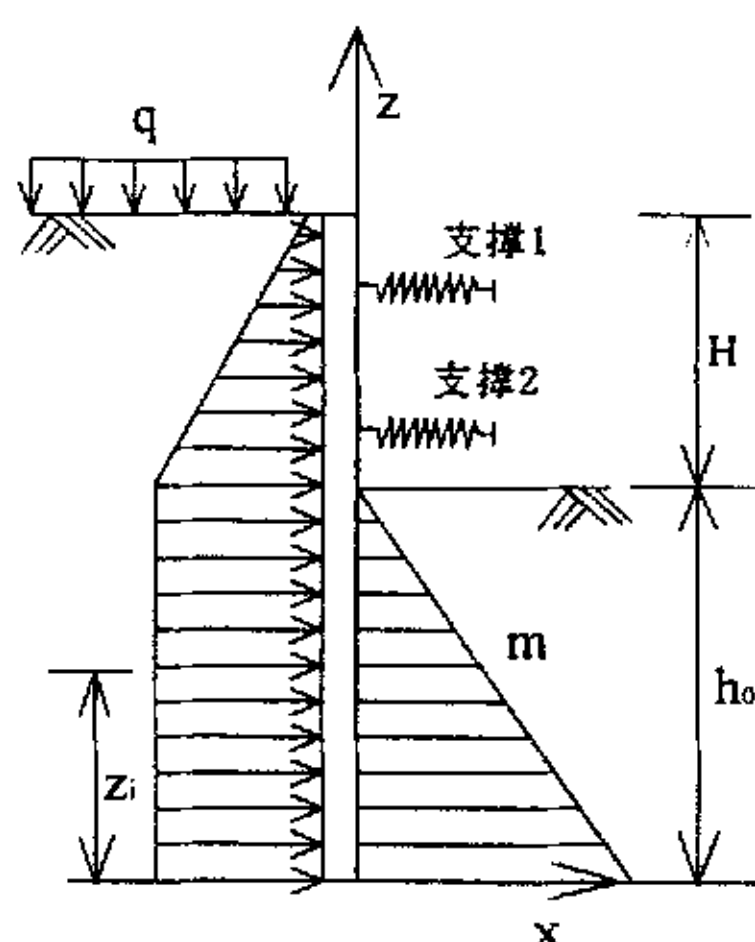


图 4.1 基坑支护结构计算的弹性地基梁模型

对于支护结构一般采用弹性杆系有限元法，把支护结构沿竖向划分为有限个梁单元，为了计算简便，支护结构的截面、荷载突变处、弹性地基梁基床系数变化段及支撑或锚杆的作用点处，均做节点处理。则开挖面以上各单元的挠曲微分方程可表示为：

$$EI \frac{d^4 x_i}{dz_i^4} = e_a(z_i) b_s \quad (4-2)$$

式中 $h_0 \leq z_i \leq H + h_0$;

EI —— 支护结构的抗弯刚度;

$e_a(z_i)$ —— 开挖面以上第 i 个单元桩侧主动土压力强度分布函数, 采用朗肯土压力理论计算;

b_s —— 主动土压力的计算宽度, 排桩取桩中心距, 地下连续墙取单位宽度。

开挖面以下各单元的挠曲线微分方程是:

$$EI \frac{d^4 x_i}{dz_i^4} = e_{ah0} b_s + m(h_0 - z_i) x_i b_0 \quad (4-3)$$

式中 $0 \leq z_i \leq h_0$;

e_{ah0} —— 开挖面以下支护结构矩形主动土压力强度分布函数;

b_0 —— 支护结构计算宽度, 排桩方形按 $b_0 = 1.5b + 0.5$ (b 为桩截面边长), 圆形按 $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$ 确定 (d 为桩截面直径), 确定的计算宽度不应大于排桩中心距, 地下连续墙取单位宽度。

根据上述计算原理, 编制了考虑基坑分步开挖和逐道设置支撑的动态设计的围护结构 m 法设计程序, 可以根据给定的 m 值计算分析围护结构壁的内力及变形。

4.2.2 工程实例分析

某基坑工程开挖深度是 12.1m, 基坑面积为 $200\text{m} \times 110\text{m}$, 属于深大基坑工程。支护结构采用 800mm 厚, 深为 24m 的地下连续墙加三道钢筋混凝土支撑。

基坑开挖过程如下:

- 工况 1 开挖至 1.6m;
- 工况 2 在 1.0m 加第一道撑;
- 工况 3 开挖至 5.4m;
- 工况 4 在 5.1m 加第二道撑;
- 工况 5 开挖至 8.7m;

工况 6 在 8.1m 加第三道撑；

工况 7 开挖至坑底 12.1m。

计算中假定地下水位为 0.5m，采用水土分算模式来计算支护结构的土体压力，地面超载为 20kN/m^2 ，基坑开挖面以下主动区土体压力为矩形分布，第一、二、三道钢筋混凝土支撑的刚度经有关数据计算后取为 50、55、 60MN/m^2 。整个基坑土的分层情况和物理力学参数指标见表 4.1 所示。

表 4.1 基坑工程土体物性参数

土层 编号	土层名称	厚度	重度	粘聚力	内摩 擦角
			γ	c	ϕ
		m	kN/m^3	kN/m^2	($^\circ$)
1	粉质粘土	3.8	18.7	16.0	12.20
2	淤泥质粉质粘土	5.5	17.8	7.0	19.2
3	淤泥质粘土	8.0	16.9	8.0	6.45
4	粘土	7.0	17.8	10.0	9.30
5	粉质粘土	>16.0	18.2	10.0	17.50

m 值是弹性地基梁法中的主要参数，其变化有一定的区间，土越软， m 值越小。本文分别选取了 5 组不同的 m 值利用工况 3 的计算模式讨论了 m 值对围护结构位移及弯矩的影响，得出了如图 4.2 和图 4.3 所示的曲线。从图 4.2 中曲线可以看出， m 值的大小对围护结构的位移有很大的影响，位移随 m 值的增大而减小，当 m 值较小时位移随 m 值的增大迅速减小，但当 m 值较大时位移变化相对比较缓慢，即 m 值较小时相同的变化量对围护结构水平位移产生的影响要比 m 较大时大； m 值不只是仅对开挖面以下的支护结构有影响，而是对整个支护结构都有很大的影响，这是因为支护结构的位移由整体位移和自身变形两部分组成，支护结构本身的刚度只影响到后者。从图 4.3 中的曲线可以看出， m 值较小时对围护结构弯矩的影响比 m 值较大时产生的影响大。因此，在使用 m 法进行基坑支护结构设计计算时，要选用合适的 m 值，这样才可以比较准确地反映基坑土体的工作性态。在实际工程中，经常对坑底进行加固，这样可以提高坑底土的 m 值，减小围护结构的内力和变形。从图 4.4 和图 4.5 中可以看出，内支撑的刚度在达到一定的程度后再增大对围护结构的水平位移和弯矩没有太大的影响，因此不能无限的增大内支撑的刚度。从图 4.6 和图 4.7 中可以看出， m 的大小对围护结构的内力和变形有很大影响，随着 m 值的不断增大，曲线的

斜率越来越小, 可以说明 m 值相同的变化量, 较小时对围护结构的内力和变形产生的影响比 m 值较大时大。

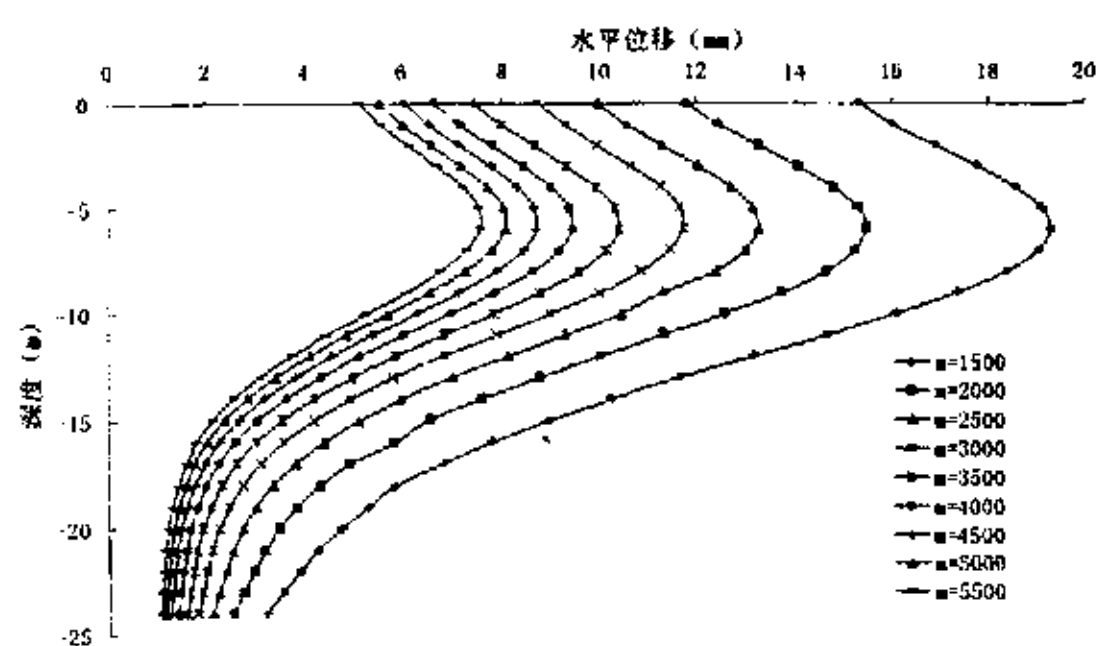
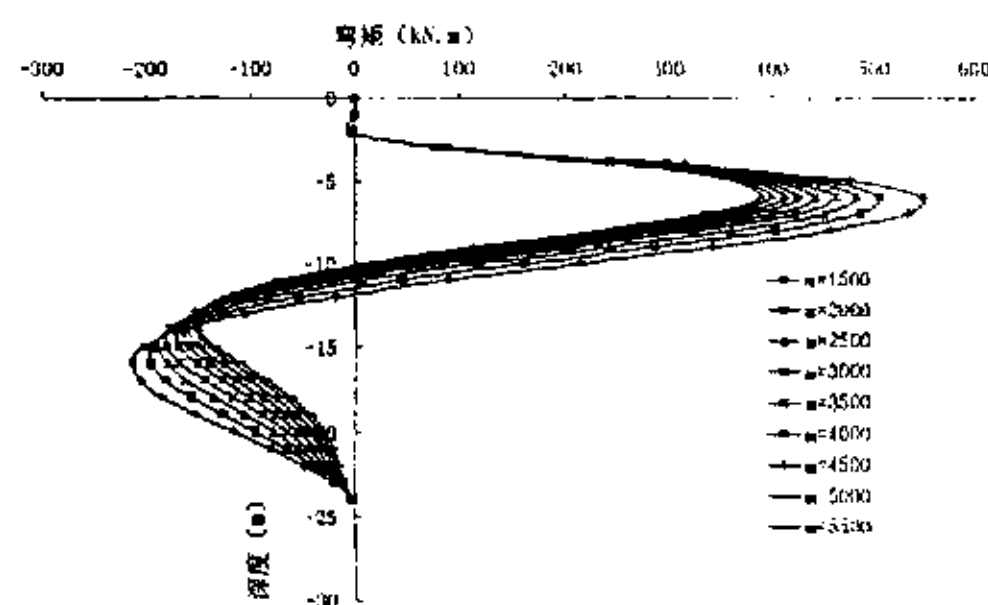
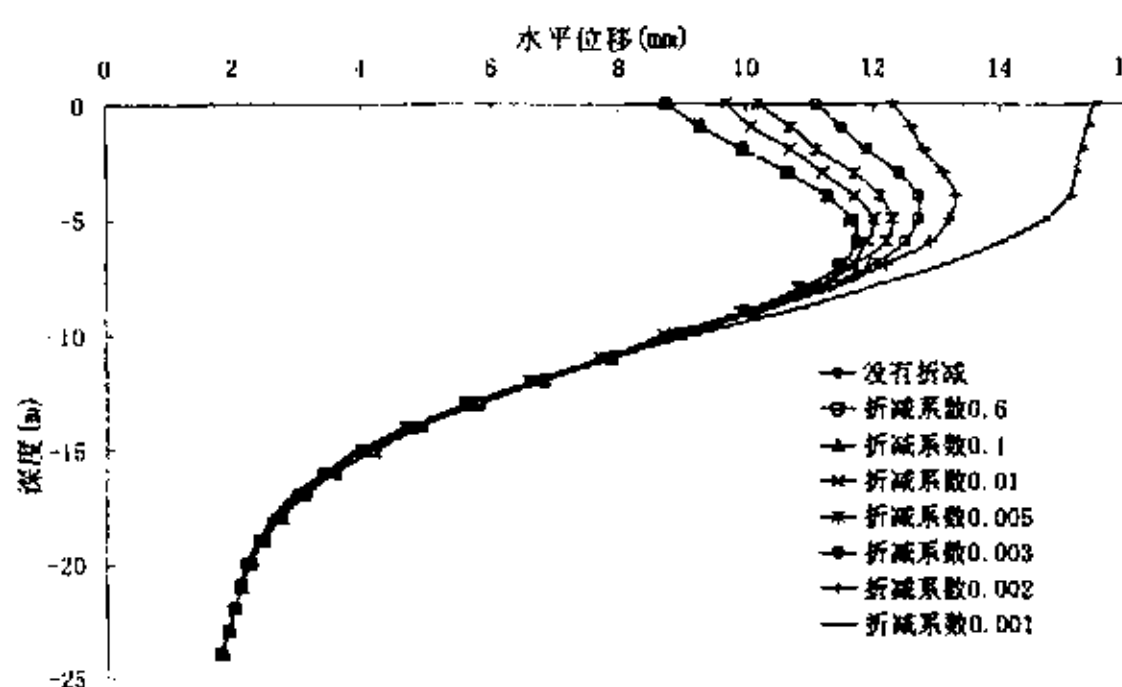
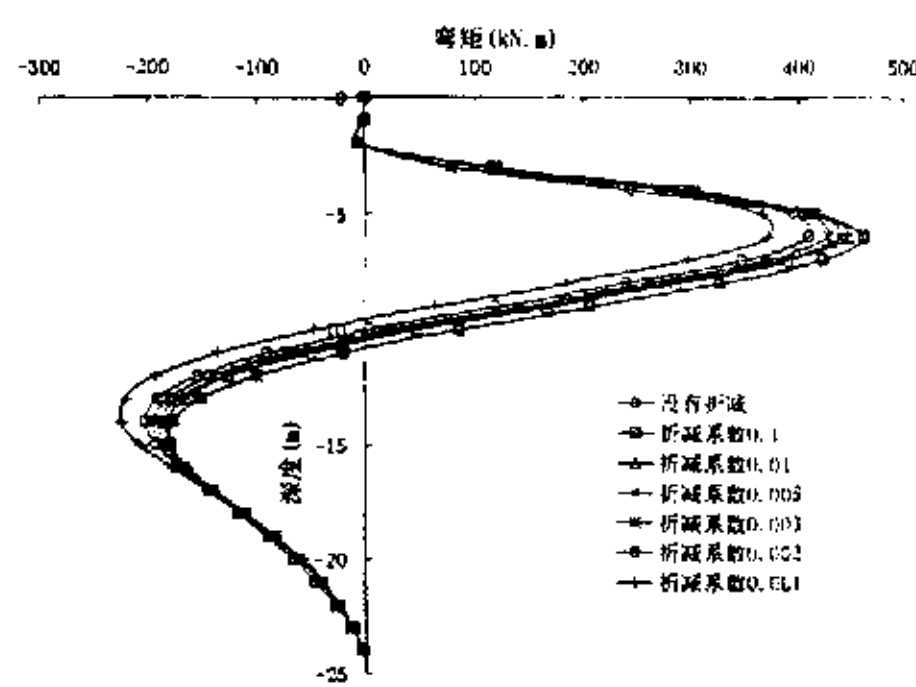
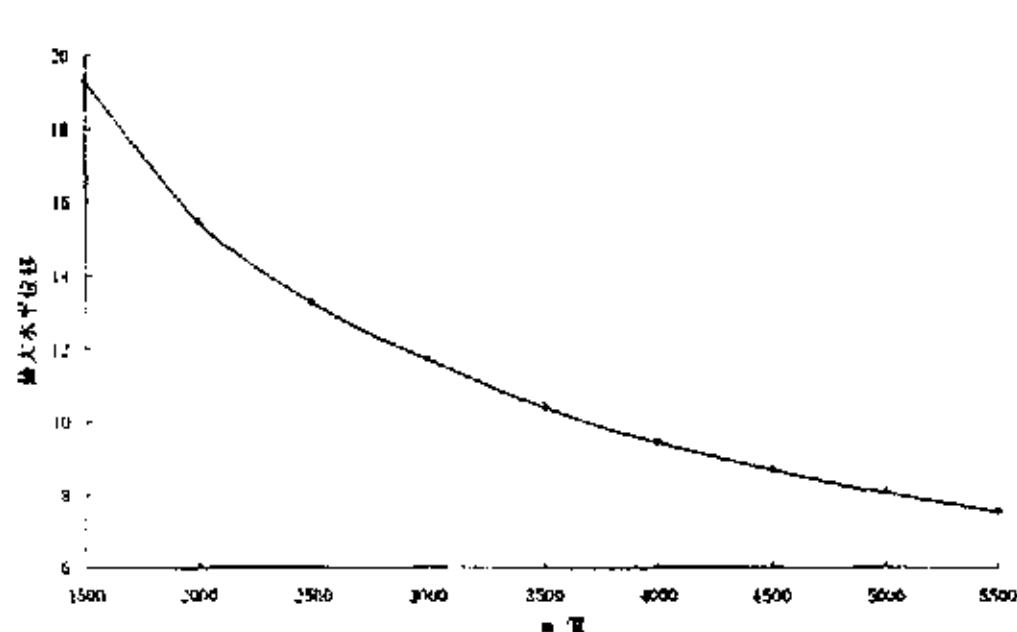
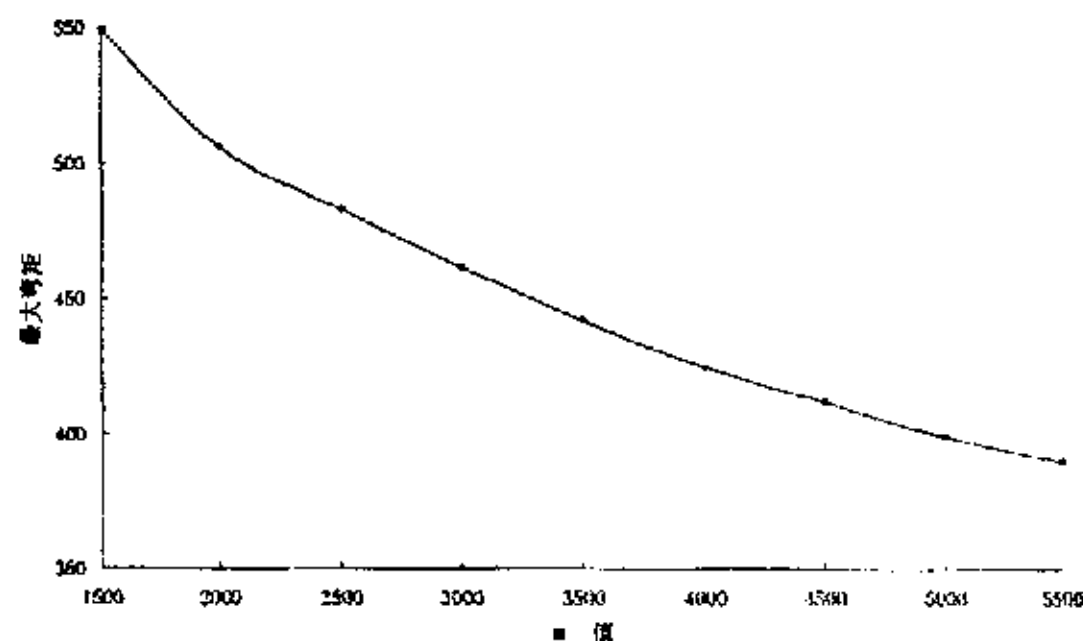
图 4.2 m 值对围护结构水平位移的影响图4.3 m 值对围护结构弯矩的影响

图 4.4 内支撑刚度对围护结构水平位移的影响



4.5 内支撑刚度对围护结构弯矩的影响

图 4.6 不同 m 值的最大水平位移图 4.7 不同 m 值的最大弯矩

计算参数 m 值在许多情况下反映了土的流变性和时空效应, 因此其可靠的取值方法应结合现场实测资料进行反分析。

4.3 杭州地区地基土 m 值的反演分析

4.3.1 目标函数与 Simplex 优化方法

以现场量测的位移信息为基础, 选择适当的力学模型(如本文采用的弹性地基梁法)及相应的边界条件, 构成合适的目标函数使实测位移与计算位移尽量一

致,采用最优化方法来反推待求的土层计算参数(如本文弹性地基梁法中的 m 值)的方法即为位移反分析法。

1 目标函数

将基坑开挖分析方法和非线性优化方法相结合,建立地基土 m 值的直接位移反分析方法,通过不断修正给定初值,使现场实测值和计算值的差异达到最小,从而获得与实际情况相适应的能综合反映土体实际工作性状的 m 值。为了使计算值从整体上尽可能与全部实测值接近,要求两者偏差的平方和最小,故目标函数可写为:

$$f = \sum_{i=1}^N (u_i - u_i^*)^2 \quad (4-4)$$

式中 u_i ——支护结构上测点 i 的水平位移计算值;

u_i^* ——支护结构上测点 i 的水平位移实测值;

N ——测点总数。

2 m 值的合理选取

实际上 m 值的选取受土层性质的影响,大多有关规程都给出了 m 值的变化区间,即 m 值存在如下的约束条件:

$$m_{i,\min} \leq m_i \leq m_{i,\max} \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (4-5)$$

式中, $m_{i,\min}$ 和 $m_{i,\max}$ 分别是土层参数 m_i 值的上下限值,这样式和式就组成一个复杂的非线性规划问题。在本节下面的计算中均取 $m_{i,\min} = 1000 \text{ kN/m}^4$, $m_{i,\max} = 6000 \text{ kN/m}^4$, 当 m 值超过上下限值时则取相应的上下限值, n 为土层数。本文采用加速单纯形优化方法,以搜索步长来控制收敛精度,最终控制步长为 $\|t^k\| \leq 9.313226 \times 10^{-7}$ 。

3 Simplex 优化方法

使式(4-4)目标函数极小化的土层参数 m_1 、 m_2 、 m_3 、……、 m_n 即为待求的参数:

$$\min f(m_1, m_2, m_3, \dots, m_n) \quad (4-6)$$

式(4-6)是一个无约束最优化问题, 对其进行求解的优化方法很多。通过限制 m 的取值范围, 式(4-6)就成为一个非线性的优化问题。由于 f 的导数无法直接求得, 因此采用无导数搜索法——加速单纯形法是合适的, 其基本方法为先给定一组参数初值, 按一定规则形成初始单纯形, 再通过步长搜索得到最优值, 收敛精度以搜索步长来控制, 具体的求解过程可参见有关文献。

4 m 值反分析的基本步骤

- 1) 根据土的类别初步确定地基土水平抗力系数 m 的初值;
- 2) 由确定的 m 初值, 通过建立的模型计算某一工况下支护结构的水平位移;
- 3) 由计算得到的水平位移和相应的实测水平位移建立目标函数;
- 4) 选用优化算法, 通过迭代逐次改进 m 值, 求目标函数的极小值。本文采用单纯形法, 迭代终止以满足单纯形法收敛精度为标准, 对应的 m 值即为反分析优化结果。

根据上述计算原理, 笔者编制了考虑基坑分步开挖和逐道设置支撑的动态设计的反演分析程序, 可以根据实测位移有效地反演基坑工程各土层的 m 优化值, 并预测下一工况支护结构的位移性态。

5 解的适定性

所谓解的适定性, 包括三个方面的内容: 存在性、唯一性和稳定性。为讨论反演分析结果的适定性, 下面分几种情况以正分析得到的支护结构的位移来反分析土体的 m 值。仍采用上一章节中的工程实例进行反演分析。表 4.2~4.5 是根据工况 3 的实测位移, 依据不同的土层分布情况反演分析得到的 m 优化值: 表 4.2 是依据表 4.1 中的地基土分布情况反分析的计算结果, 表 4.3 和表 4.4 是分别依据表 4.1 中标号为 3 的土层二等分和三等分后的分布情况反分析的结果, 表 4.5 是依据将表 4.1 中的标号为 3 的土层三等分和标号为 4 的土层二等分后的分布情况反分析的结果。从表中的反演优化结果可以看出, m 的初值对反演优化值的影响不是很大, 但是随着反演参数个数的增多, 反演优化结果的适定性越来越差, 为此, 我们在进行反演分析时, 要合理控制反演计算参数的个数, 土层较多时, 可采用按层厚加权平均的方法求得 m 值, 这样才可以得到满意的结果。图 4.8 所示的曲线是迭代次数对反演优化值的影响, 从曲线可以看出, 在开始时, 收敛速度很快, 但是达到一定程度后便变得非常缓慢。

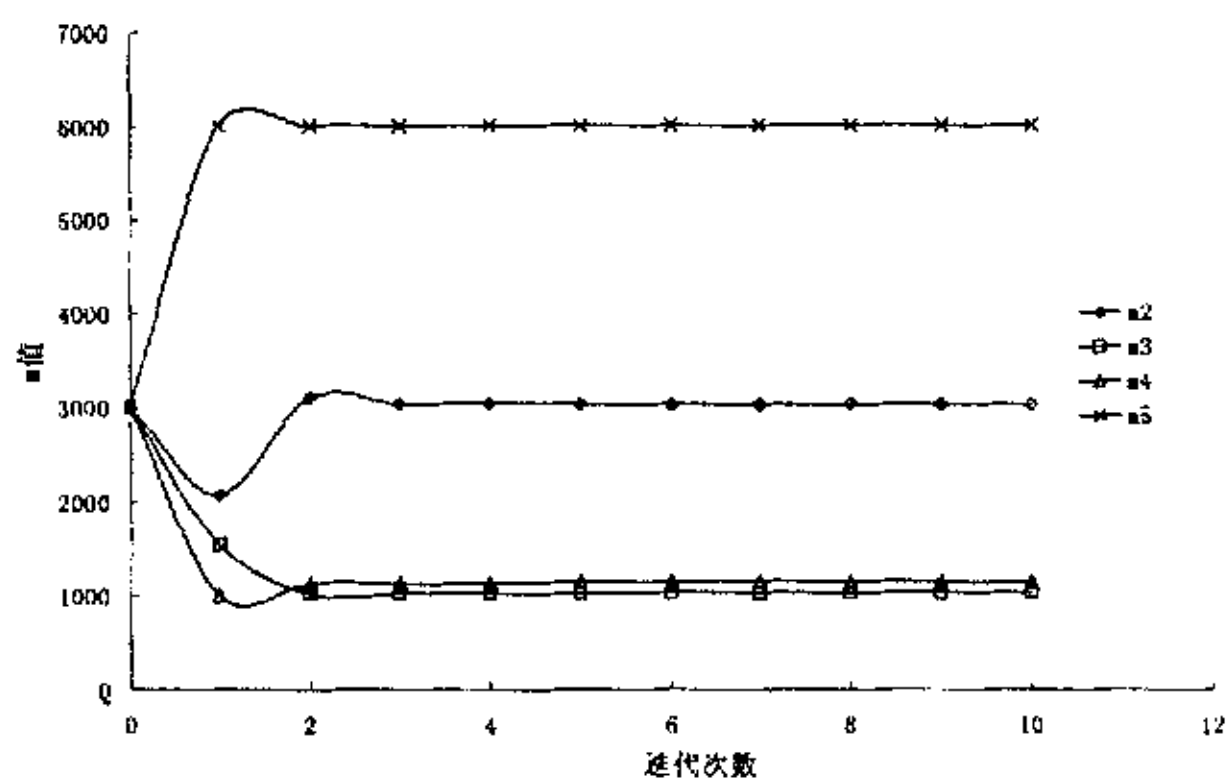


图 4.8 迭代次数对反演结果的影响

表 4.2 不同初值对三个反演参数优化值的影响 (kN/m^4)

初值	m_i	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
优化值	m_2	3280	3278	3280	3027	3284	3280	3280	3280
	m_3	1000	1000	1000	1052	1000	1000	1000	1000
	m_4	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000

表 4.3 不同初值对四个参数反演优化值的影响 (kN/m^4)

初值	m_i	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
优化值	m_2	3280	3027	3027	3022	3022	3000	3279	3027
	m_3	1005	1032	1028	1028	1094	1094	1005	1026
	m_4	1000	1085	1142	1142	1000	1038	1000	1107
	m_5	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000

表 4.4 不同初值对五个参数反演优化值的影响 (kN/m^4)

初值	m_i	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
优化值	m_2	3027	3027	2708	3022	3027	3027	3279	3027
	m_3	1066	1064	1244	1066	1046	1064	1018	1046
	m_4	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005
	m_5	1291	1291	1167	1362	1237	1291	1020	1237
	m_6	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000

表 4.5 不同初值对六个参数反演优化值的影响 (kN/m^4)

初值	m_i	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
优化值	m_2	3027	3027	2707	3022	3000	3027	3027	3027
	m_3	1065	1064	1251	1066	1099	1066	1066	1047
	m_4	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005
	m_5	1291	1291	1167	1362	1206	1291	1291	1229
	m_6	5996	6000	5995	6000	6000	6000	6000	6000
	m_7	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000

6 反演结果及分析

图 4.9 是工况 3 和工况 5 的计算位移和实测位移的对比, 从图中可以看出, 运用反分析得到的 m 值可以非常精确地计算支护结构的位移, 这说明经过反演分析可以得到准确反映土体性态的 m 值。此外, 运用工况 3 的位移反分析得到的 m 值可以较准确地预测下一工况的位移。图 4.10 是工况 7 的计算位移和实测位移的比较, 从图中可以看出, 利用工况 5 反演分析得到 m 值不能很好地预测工况 7 的位移性态。综合比较图 4.9 和图 4.10, 可以得出, 随着支护结构位移的增大, 利用上一工况反演的 m 值不能很好的预测下一工况的位移性态, 经过折减后的 m 值可以很好地预测下一工况的位移性态, 这是因为, 支护结构的水平位移变化太大, 可以这样认为, 整个支护结构系统在工况 3 和工况 5 时基本处于相同的弹性工作状态, 计算墙体位移的杆系有限元的假定与此相符, 所以预测值与实测值数据能很接近, 但在工况 7 由于开挖深度很大, 从位移实测数据还可以看到围护墙体已出现明显的“踢脚”现象, 这时支挡结构系统已经不在弹性状态下工作, 土体已表现出塑性和流变行为, 如果仍然采用弹性杆系有限元理论计算墙体位移, 必须将反分析得到的 m 值进行折减, 然后再进行位移预测, 图 4.10 给出了对 m 值分别采用折减系数 0.5、0.25、0.2, 0.1 后工况 7 的位移预测结果, 可以看出, 折减系数为 0.2 时的预测位移和实测结果十分吻合, 这也就是规程规定支护结构的水平位移超过一定值时 m 值需要折减的原因。图 4.11 中的位移曲线再次验证了图 4.2 得出的结论: m 值较小时相同的变化量, 可以比 m 值较大时产生更大的水平位移。因此对开挖深度较大的工况进行位移预测时, 必须考虑土体将要出现的塑性和流变而对反分析得到的 m 值进行适当折减, 以此为基础进行的位移预测仍可获得满意的结果。

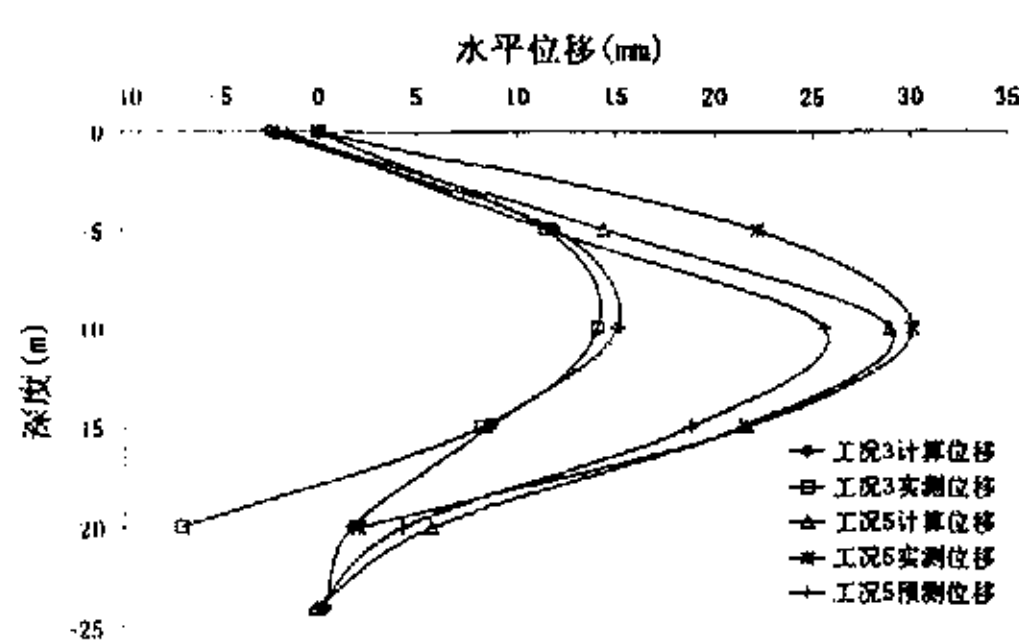
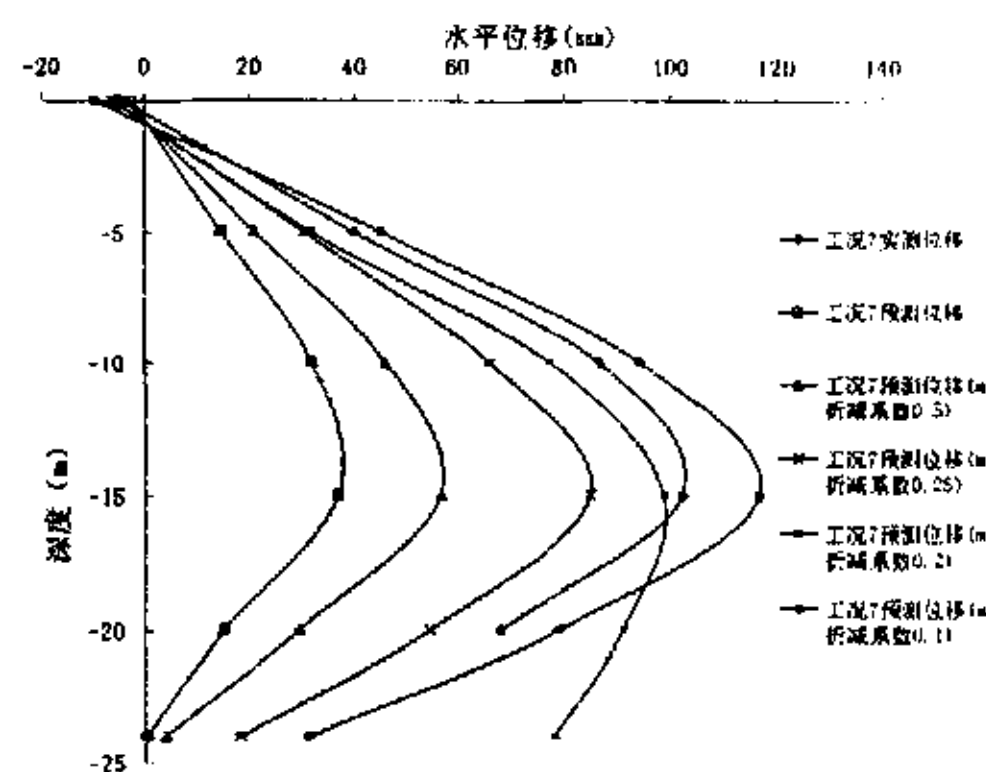


图 4.9 计算位移和实测位移的比较



4.10 工况 7 的预测位移与计算位移

4.3.2 城东地区地基土 m 值的反演分析

杭州地区以中河路为界以东,上部表土层为工业垃圾、杂填土、素填土(厚度约为 1~3m),下卧土层以中河路为界主要分为两种类型:(1)软塑至流塑状态的饱和粘性土(属湖海河淤泥质土层)。该土分层设置,厚度一般为 3~5m,深的可达到 10m 以上。(2)以粉土为主的饱和粉细砂土层。该土层的主要分界线以市中心的中河路为界,往南延伸至延安路直到南山路山边,经北与凤起路交界处折向东北方向延伸至东新路以东大约 4km 宽的广宽地带,均是饱和粉土和粉砂土层,厚度约在 5~15m 左右。在本节的反演分析中,考虑到杭州市地基土的具体情况, m 取值范围按照浙江省《建筑基坑工程技术规范》(J10036-2000)见表 4.7。

表 4.6 杭州市城东地区物理力学参数一览表

高程标尺 m	层号	层面深度	层厚	含水量	重度	抗剪强度 (直剪固快)		压缩 模量
		高程		w	γ	c	ϕ	E_s
		m		%	kN/m^3	kN/m^2	($^\circ$)	kPa
10~3	1a	0~4 10~4	1~7	28~40	17~19	0~10	12~22	5~7
	1b			25~30	17.5~19	5~15	15~25	5~7
	1c			27~32	17~18	0~10	15~20	4~6
	1d			40~60	16~17	5~10	10~15	3~5
3~0	2-1	3~5 3~0	3~6	20~35	17.5~19	7~8	24~26	6~8
0~-5	2-2	5~10 0~-5	6~10	22~30	18.5~19.5	0~5	28~34	10~14
-5~-10	2-3	10~12 -3~-5	5~12	20~30	18.5~20	0	30~38	12~16
-10~-13	3	12~20 -5~-10	1~5	38~50	17~18	13~25	8~13	5~7
-13~-14	5	13~21 -6~-13	0~3	43~49	17~17.5	16~21	7~11	4~6
-14~-15	6a	21~25 -13~-15	2~4	27~32	19~20	30~70	14~22	8~12
-15~-18	6b	23~27 -15~-17	3~8	22~27	19~21	20~40	20~27	11~16
-18~-20	6c	27~31 -17~-20	3~4	26~29	19~21.5	45~55	18~30	12~18

表 4.7 基坑水平基床反力系数的比例系数 m

地基土分类		m (kN/m ⁴)
流塑的粘性土		500~2000
软塑的粘性土、松散的粉性土和砂土		2000~4000
可塑的粘性土、稍密~中密的粉性土和砂土		4000~6000
坚硬的粘性土、密实的粉性土、砂土		6000~12000
水泥土搅拌桩加固，置换>25%	水泥掺量<8%	2000~4000
	水泥掺量>12%	4000~6000

注：对淤泥质土层， m 应根据每步开挖过程中无支撑暴露时间及挡墙暴露宽度选取，一般暴露时间及宽度越大， m 越小。

工程实例 1

利群大厦位于杭州城站广场南,北为西湖大道,西为建国南路,地下室 3 层,基底埋深约 14.5m，围护结构采用 800 宽地下连续墙和三道钢筋混凝土梁内支撑，局部开挖深度为 20.05m。水平位移测点布置了 12 个，编号分别为 CX1~CX12。

表 4.8 地基土土层主要物理力学参数

土类名称	土体性态	土层号	天然重度	三轴 UU		固快峰值		快剪峰值		建议值	
			γ	c	ϕ	c	ϕ	c	ϕ	c	ϕ
			kN/m ³	kN/m ²	(⁰)	kN/m ²	(⁰)	kN/m ²	(⁰)	kN/m ²	(⁰)
杂填土		1-1								10	15
素填土		1-2								8	10
砂质粉土	可塑	2-1	18.9	37.9	1.4	16	27.7	14	28.5	14	25
砂质粉土	可塑	2-2	19.0	46.7	1.7	15	30.5	13	31.3	13	30
粉砂夹粉土	可塑	3-1	19.2	41.7	1.7	15	24.8	12	28.8	15	24
粉砂		3-2	19.3	45.6	1.7	11	31.6	10	32.6	11	32
粉质粘土	可塑~硬塑	4	19.0			37	17.5			40	15
粉质粘土	软塑~可塑	5	18.7			30	11.6			30	12

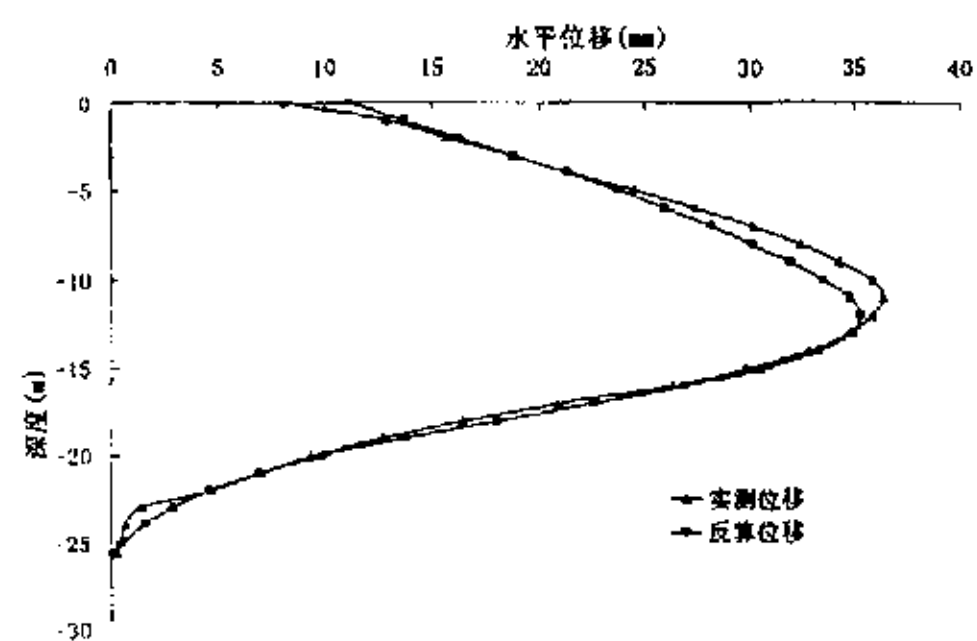


图 4.11 CX1 的实测位移与反算位移

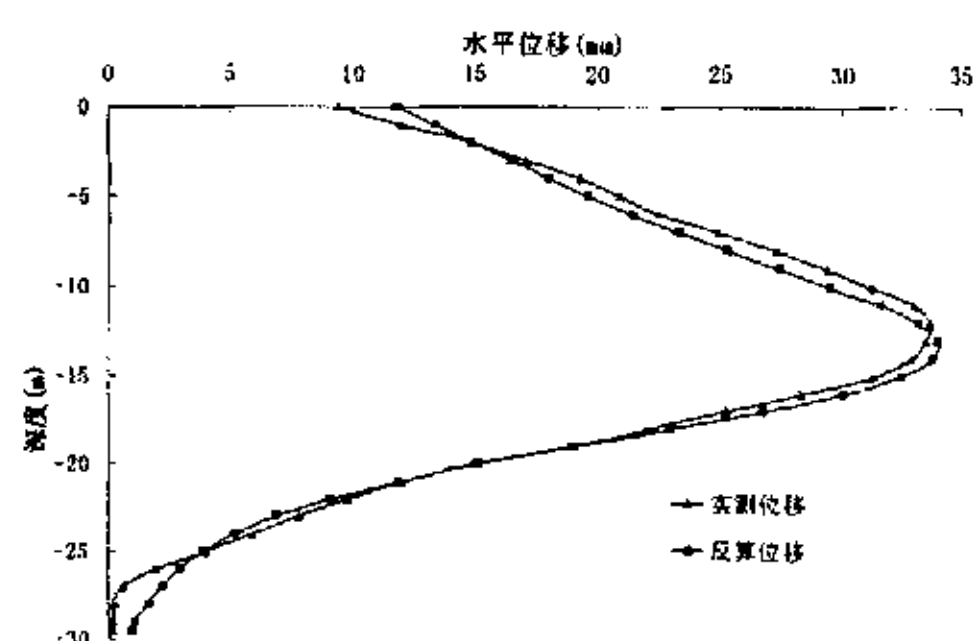


图 4.13 CX3 的实测位移与反算位移

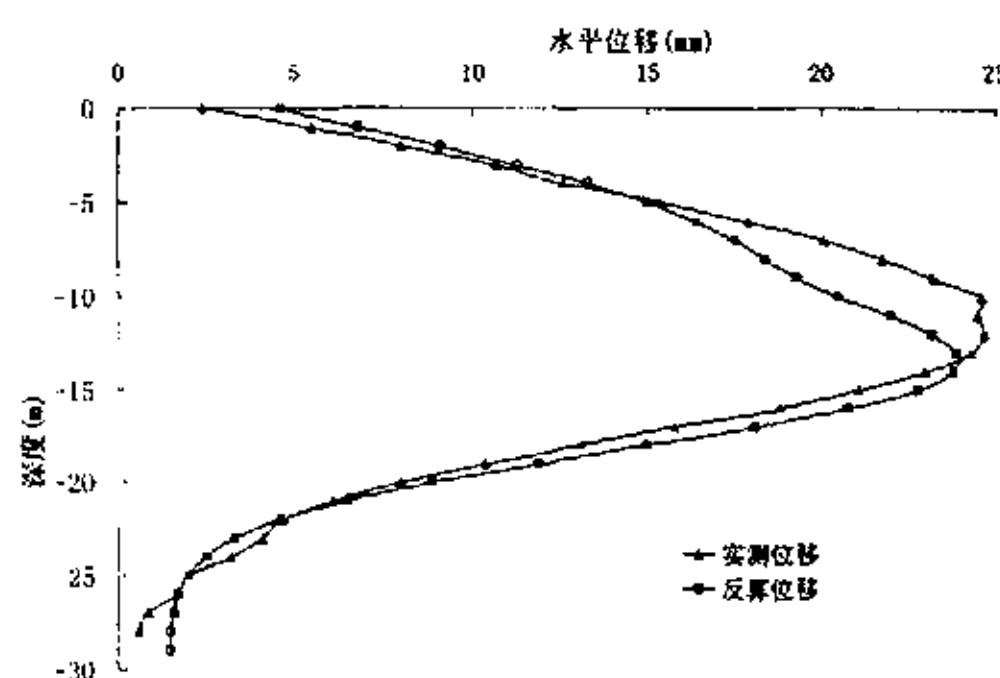


图 4.14 CX4 的实测位移与反算位移

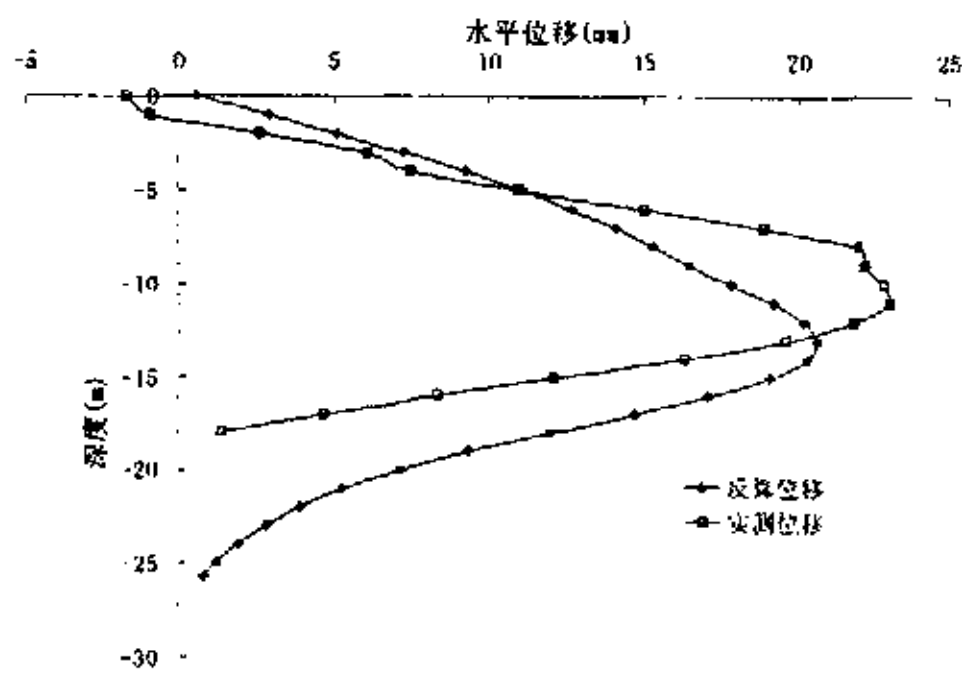


图 4.15 CX5 的实测位移与反算位移

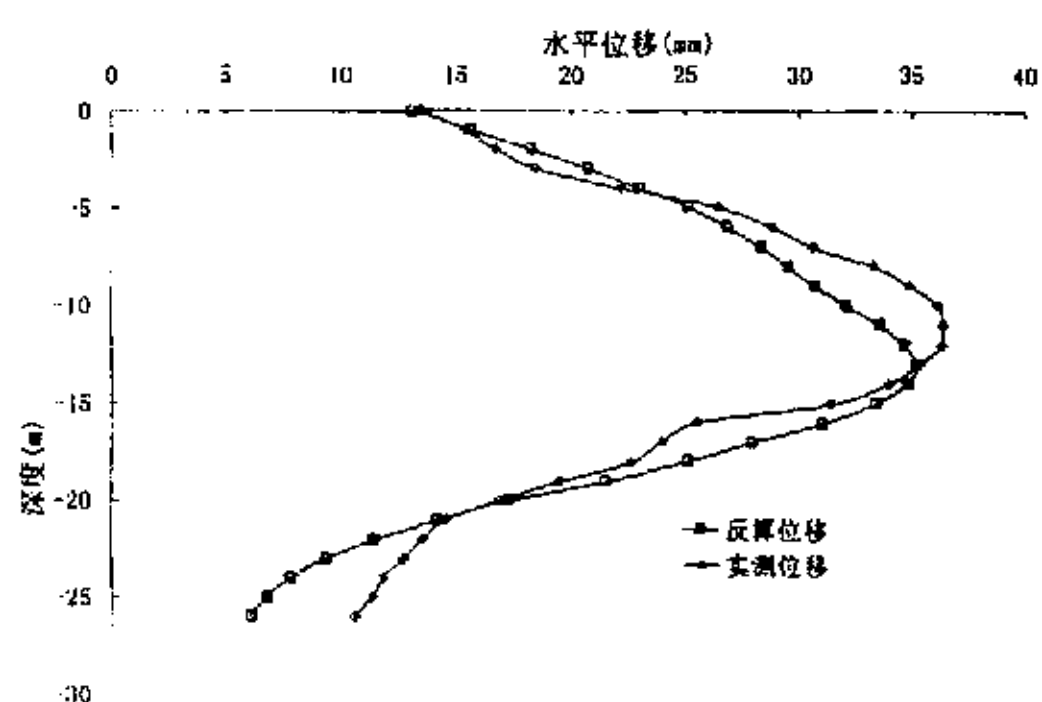


图 4.16 CX10 的实测位移与反算位移

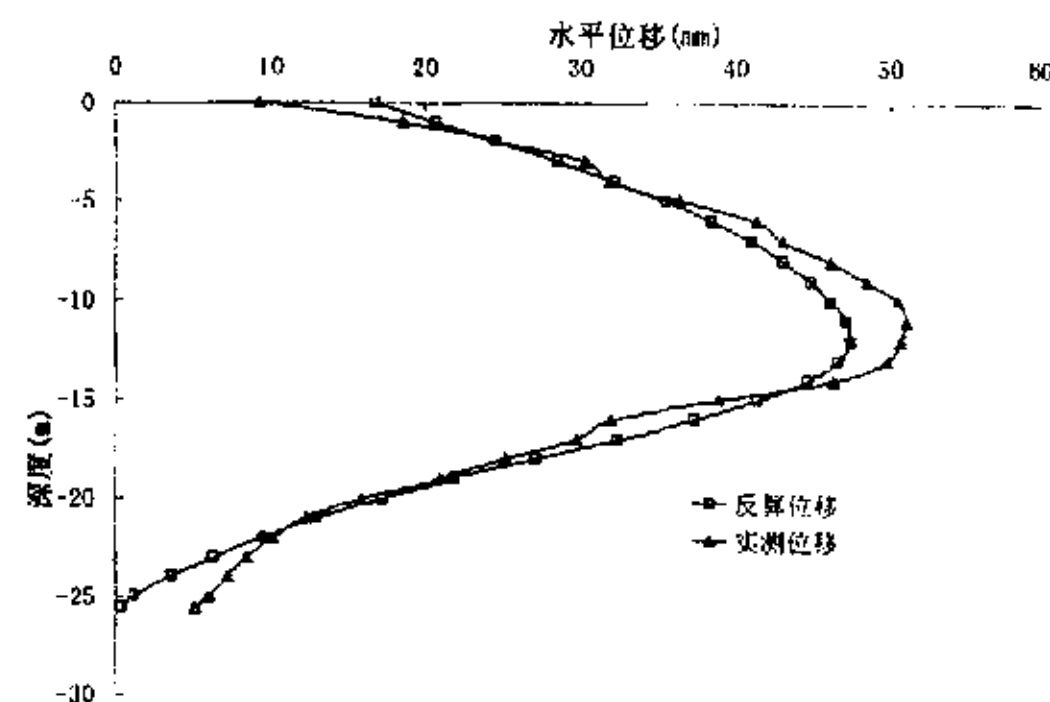


图 4.17 CX11 的实测位移与反算位移

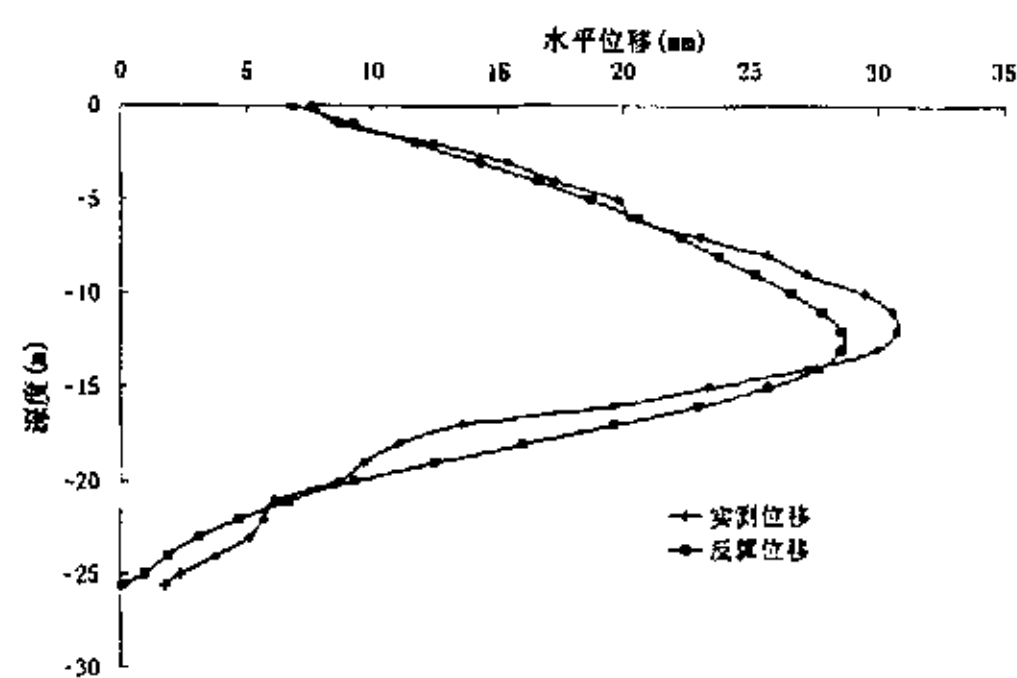


图 4.18 CX12 的实测位移与反算位移

表 4.9 利群大厦地基土 m 值反演优化值 (kN/m^4)

土层号		1-1 1-2	2-1 2-2	3-1	3-2	4	5
压缩 模量	E_s (MPa)		9.0	9.5	13.0	7.5	4.5

M 反演 优化 值	CX1				2000	4012	9460
	CX3				2030	4829	9997
	CX4				5978	9993	9997
	CX5				3382	10000	10000
	CX10				3565	4019	10000
	CX11				505	4014	9927
	CX12				2000	4000	9996

注：空缺者土层位于开挖面以上

工程实例 2

杭州电力调度大楼位于庆春路与建国中路交叉口的西南角，二层地下室的基坑开挖深度为 8.6m，基坑中央局部挖深 10.6m，大楼南侧三层地下室的基坑开挖深度达 11.30m，土层的物理力学指标见表 4.10。

表 4.10 主要土层物理力学指标

土层 编号	土层名称	重度	粘聚力 (固快)	内摩擦角 (固快)
		γ	c	ϕ
		kN/m ³	kN/m ²	(⁰)
(1)	杂填土			
(2a)	砂质粉土夹粘质粉土	19.30	17.0	30.20
(2b)	砂质粉土与粉砂互层	20.0	16.0	36.40
(2c)	砂质粉土夹粉砂	20.10	20.0	38.20
(3)	粉质粘土夹粘质粉土	19.10	20.0	28.90
(4)	淤泥质粘土	17.90	27.0	11.70
(5)	粉质粘土	19.50	47.0	17.60

本工程二层地下室区域采用 $\phi 700\text{mm}$ 直径钻孔灌注桩，桩长为 16.0m，三层地下室区域采用 $\phi 800\text{mm}$ 直径灌注桩，桩长 18.0m，桩中心距为 1.0m。两道水平内支撑的设计标高为 -2.300m 和 -5.500m，第一道水平内支撑截面采用 450mm \times 450mm，第二道水平内支撑截面采用 600mm \times 800mm 和 600mm \times 550mm 两种。混凝土强度等级为 C25。依据最后一个工况的实测资料得出了以下的 m 值反演优化值：编号为 2c、3、4 土层的 m 反演值分别为 5763、5575、3829 (kN/m⁴)。

通过以上工程实例的反演分析，以及对对浙金广场地下室深基坑、庆春路 47 号地块个体商厦基坑、杭州东方大厦地下室基坑、金隆花园公寓楼、浙江省保险公司业务和干部培训用房工程、杭州市香溢大厦地下室、浙江国贸大厦、浙江省生产资料市场工程深基坑支护、杭州粮贸中心大厦深基坑、杭州市财税

局办公业务用房深基坑围护、杭州市电信局庆春路模块局深基坑等工程 m 值的大量试算, 得出以下结论:

表 4.11 城东地区地基土 m 值的反演优化值

地基土分类	浙江省规范	反演优化值	建议值
	m (kN/m ⁴)	m (kN/m ⁴)	m (kN/m ⁴)
流塑的粘性土	500~2000	500~1200	500~1500
软塑的粘性土、松散的粉性土和砂土	2000~4000	3100~3900	3000~4000
可塑的粘性土、稍密~中密的粉性土和砂土	4000~6000	5200~6000	5000~6000
坚硬的粘性土、密实的粉性土、砂土	6000~12000	9200~10000	9000~10000

注: 当位移较大时, 要对 m 值进行适当折减。

4.3.3 城西地区地基土 m 值的反演分析

城西地区地基土下卧层是以软塑至流塑状态的饱和粘性土(属湖海河淤泥质土层)为主。该土分层设置, 厚度一般为 3~5m, 深的可达到 10m 以上, 其主要土层参数计算指标见表 4.12。

表 4.12 杭州市城西区地基土物理力学参数一览表

高程标尺	层号	层面深度	层厚	含水量	重度	抗剪强度 (直剪固快)		压缩 模量
		高程						
m		m	m	w %	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ (⁰)	E _s kPa
9~3.4	1a	$\frac{0-5}{9-4}$	1-7	28-40	17-19	5-10	10-20	4-5
	1b			27-30	17.5-18.5	17-30	12-22	5-6
	1c			40-60	15-17			2.5-3.5
	1d			40-75	14-16	10-12	6-8	3-4
	1e			80-300	11-16	5-7	3-4	2-3
3.4~2.3	2	$\frac{1-5}{3-2}$	1-2	28-38	18-20	14-30	15-25	6-8
2.3~0.8	3a	$\frac{3-6}{2-0}$	3-6	38-65	16-18	9-14	4-8	2-3.5
-0.8~-4.6	3b	$\frac{6-14}{-3--5}$	8-10	37-46	17-18	10-23	6-12	3-4
-4.6~-6.6	4a	$\frac{12-16}{-3--7}$	2-4	25-33	19-20	25-40	20-22	6-8

-6.6~-9.7	4b	$\frac{16-23}{-6-13}$	3-7	21-28	19-21	50-60	20-24	8-12
-9.7~-12.6	5	$\frac{19-27}{-11-21}$	5-10	40-49	17-18	13-25	7-13	5-7
-12.6~-14.5	6a	$\frac{21-25}{-7-13}$	2-4	27-32	19-20	30-70	14-22	8-12
-14.5~-17.8	6b	$\frac{23-27}{-10-12}$	3-8	22-27	19-21	20-40	20-27	11-16
-17.8~-20	6c	$\frac{27-31}{-17-18}$	3-4	26-29	19-21.5	46-58	18-30	10-20

工程实例 1

中山广场，该广场位于杭州市下城区中北桥附近，近似为曲边梯形，地下室东、西、北三面自然地面平均标高为-1.200m（即绝对标高 4.90m），南面自然地面平均标高为-2.10m（即绝对标高 4.00m）。基坑坑底标高为-12.20m，基坑开挖深度为 11.00m（1.6m 厚承台底，包括 100mm 厚素混凝土垫层和 200mm 厚石垫层，其中南面的开挖深度为 10.10m），东北角开挖深度为 11.60m（承台厚 2.2m）。地面局部放坡，将基坑预先放坡开挖 1m 至-2.200 标高（南侧至-3.100m），围护结构采用钻孔灌注桩直径为 800mm，混凝土强度等级为 C25。共布置两道钢筋混凝土内支撑，第一道支撑顶标高为-4.200m，截面为 700×800mm，围圈截面为 900×800mm；第二道支撑中心标高为-8.200m，截面为 900×900mm，围圈截面为 1200×900mm，支撑、压顶梁及围圈混凝土标号均为 C30。

表 4.13 各土层主要物理力学性质指标

层号	土层名称	土体性态	含水量	重度	压缩模量	固结快剪	
			ω (%)	γ (kN/m ³)	E_s (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)
1-1	人工填土			(18)		(10)	(15)
1-3	河道淤泥	松散		(17)		(8)	(5)
2	粘质粉土	软塑	29.9	19.1	6.0	14.5	29.8
3-1	淤泥质粘土	流塑	42.8	17.8	2.5	12.0	15.3
3-2	淤泥质粉质粘土	流塑	36.4	18.4	3.3	9.0	20.2
3-3	淤泥质粉质粘土夹粉土	流塑	34.9	18.3	4.1	10.6	24.5

5	淤泥质粉质粘土	流塑~软塑	38.1	18.0	3.6	15.4	15.6
6-1	粉质粘土	软塑~可塑	31.6	19.1	7.5	33.6	19.8
6-2	粘土	可塑~硬塑	31.9	19.2	9.5	44.5	16.2

注：括号内为经验值

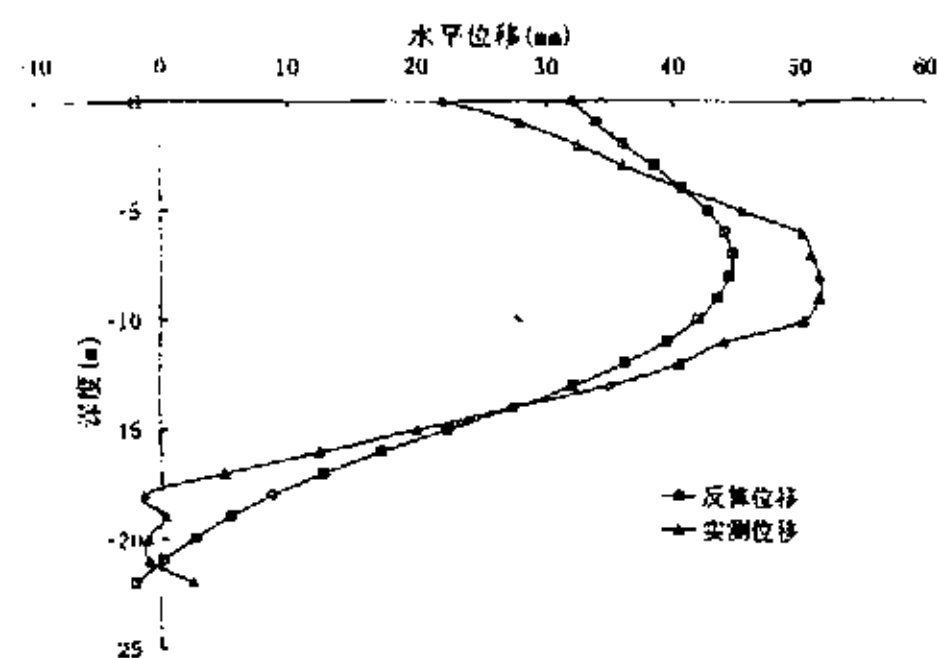


图 4.19 CX1 的实测位移与反算位移

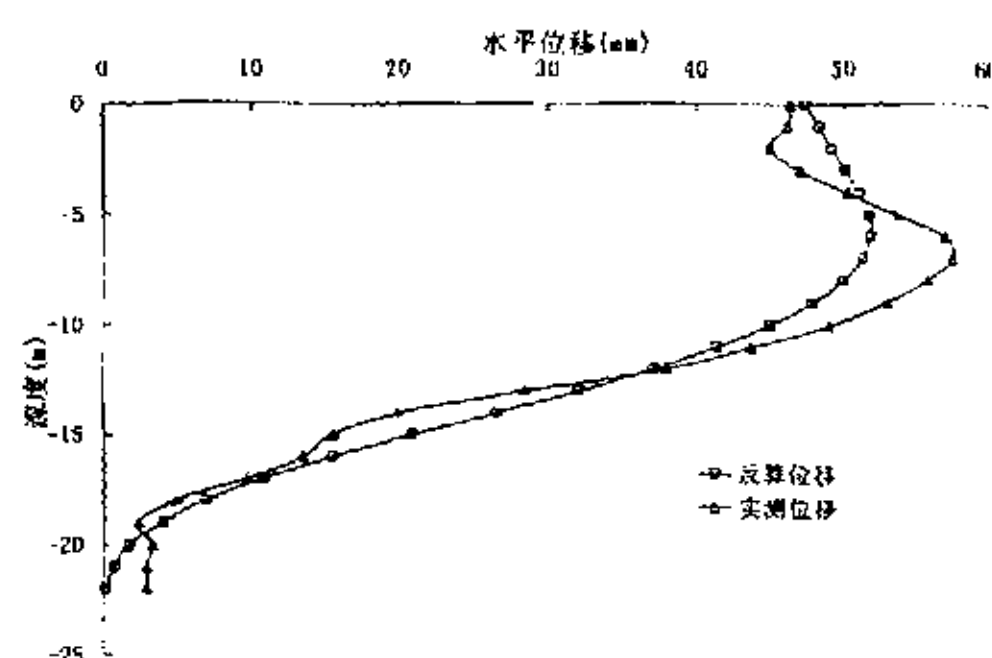


图 4.20 CX2 的实测位移与反算位移

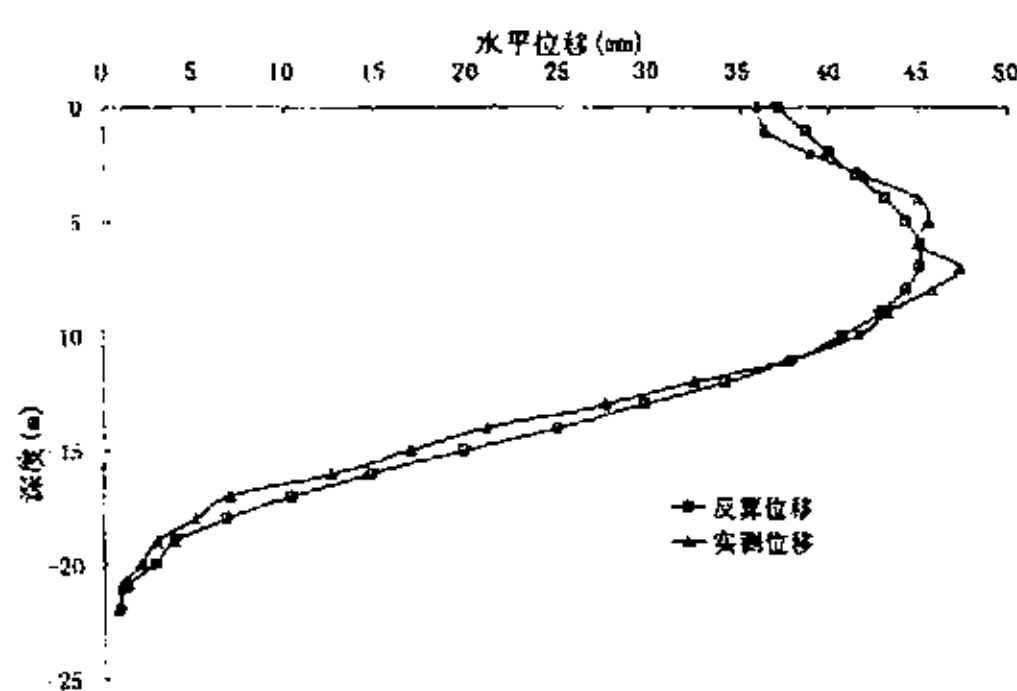


图 4.21 CX3 的实测位移与反算位移

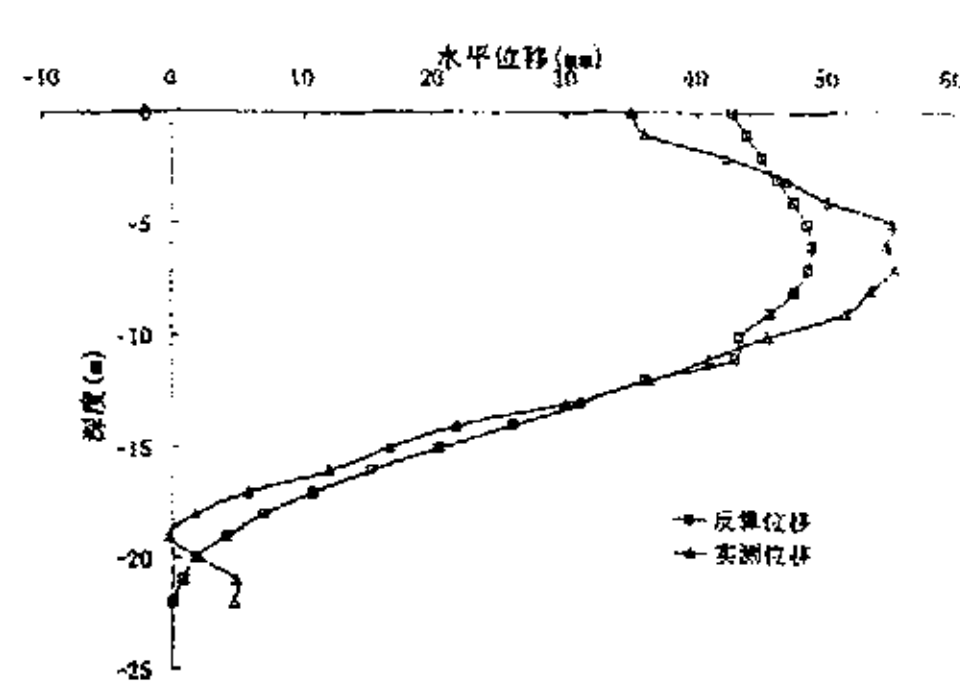


图 4.22 CX4 的实测位移与反算位移

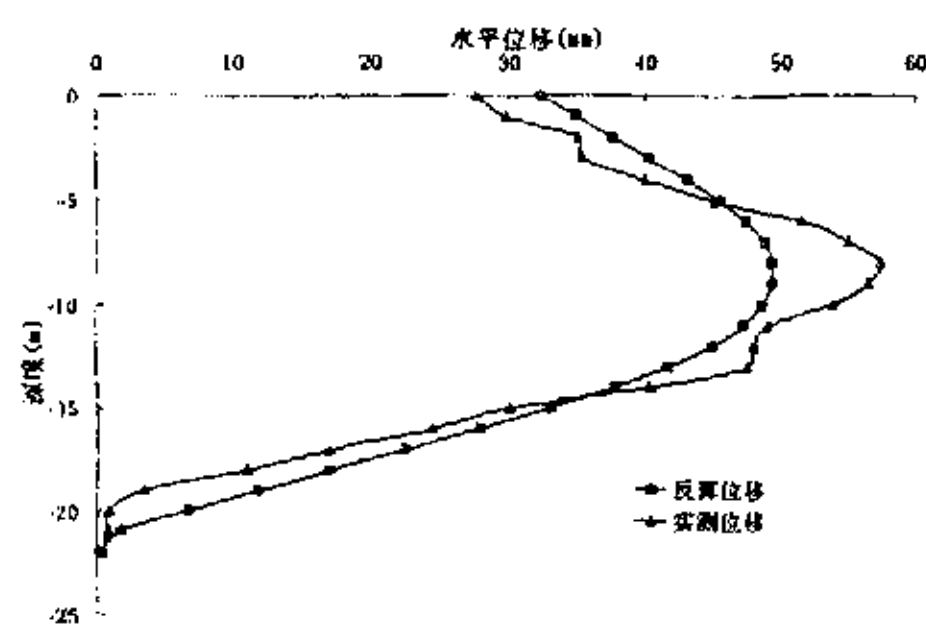


图 4.23 CX5 的实测位移与反算位移

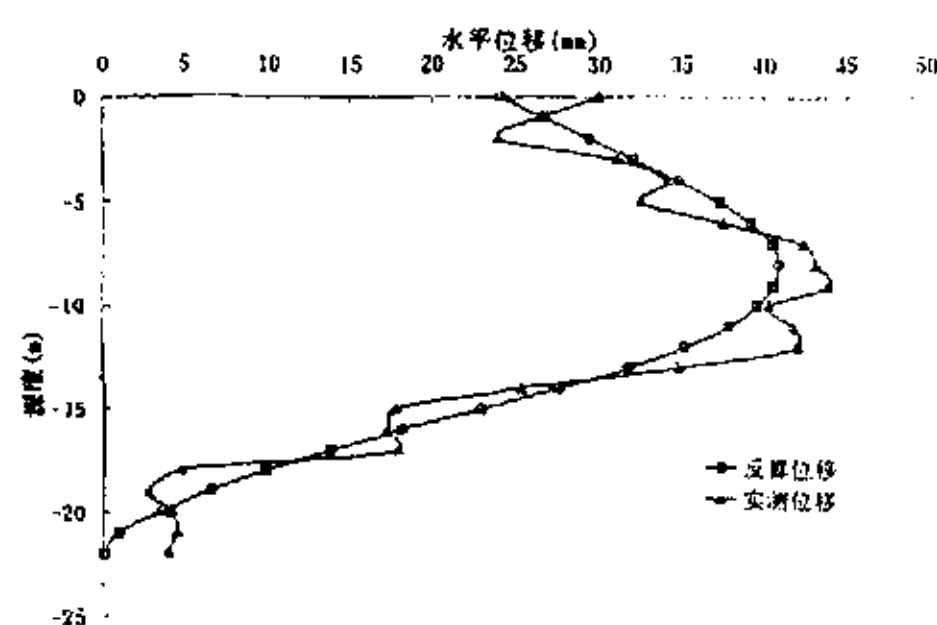


图 4.24 CX6 的实测位移与反算位移

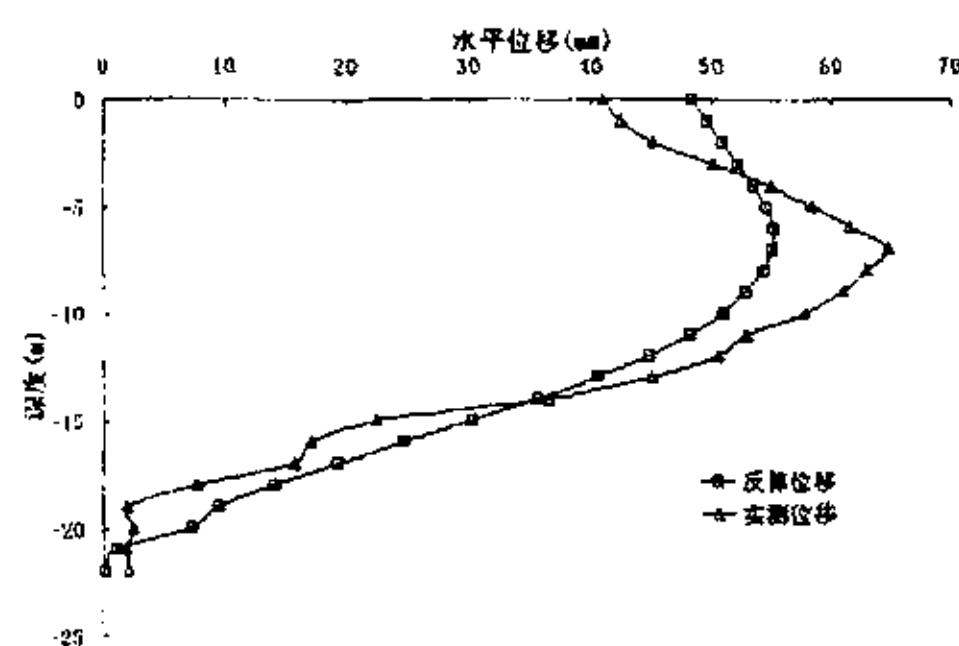


图 4.25 CX7 的实测位移与反算位移

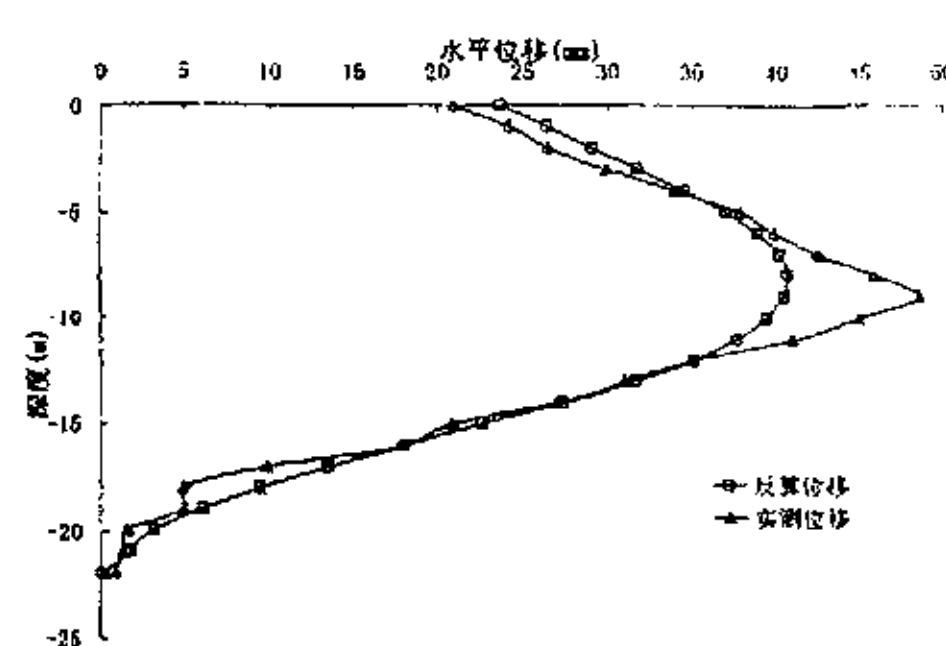


图 4.26 CX8 的实测位移与反算位移

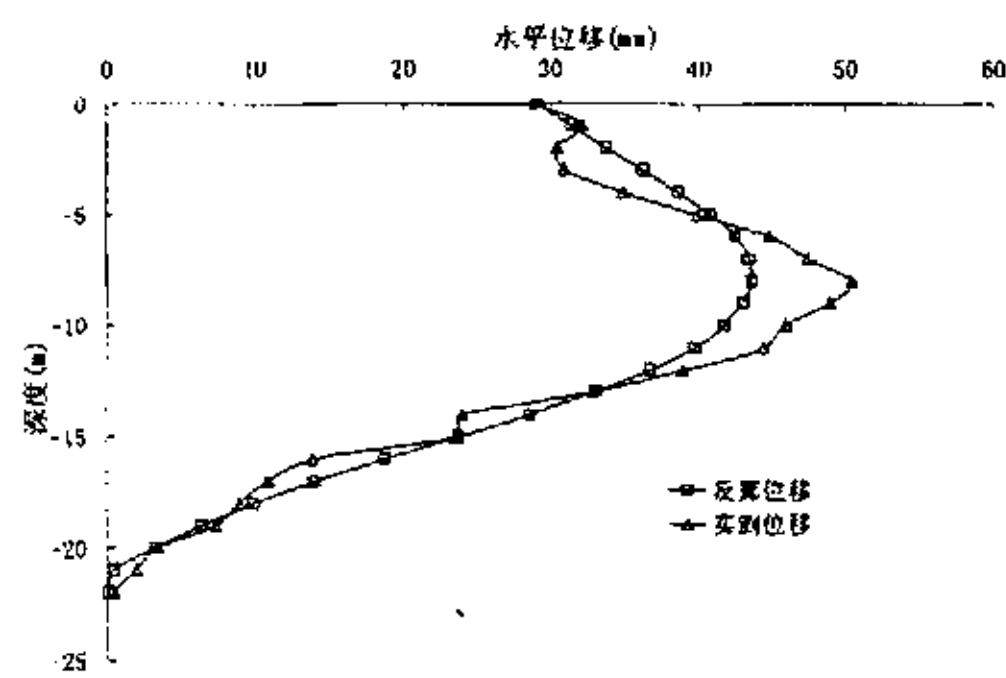


图 4.27 CX9 的实测位移与反算位移

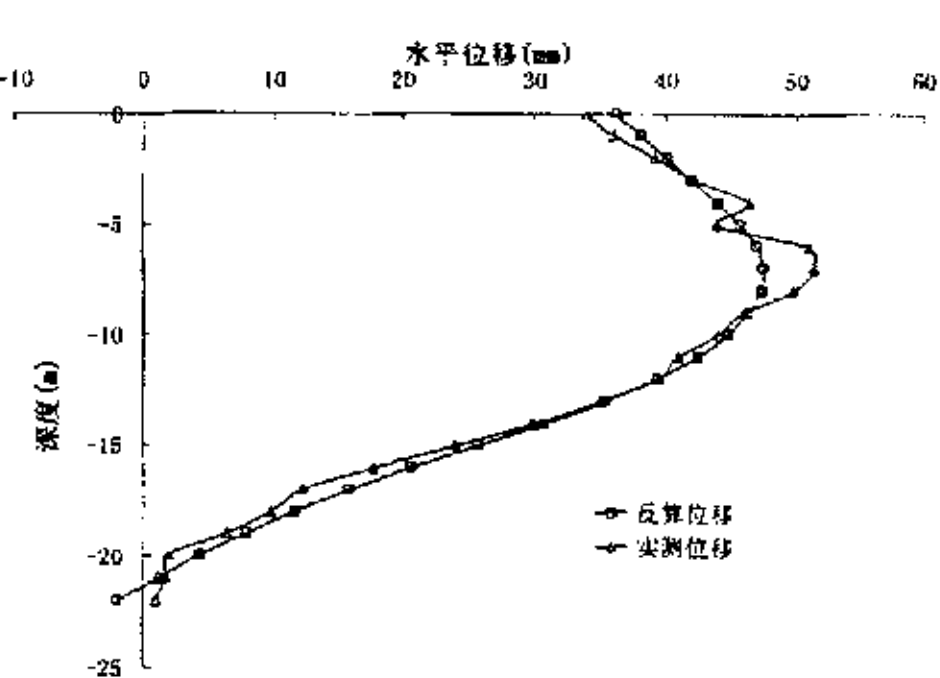


图 4.28 CX10 的实测位移与反算位移

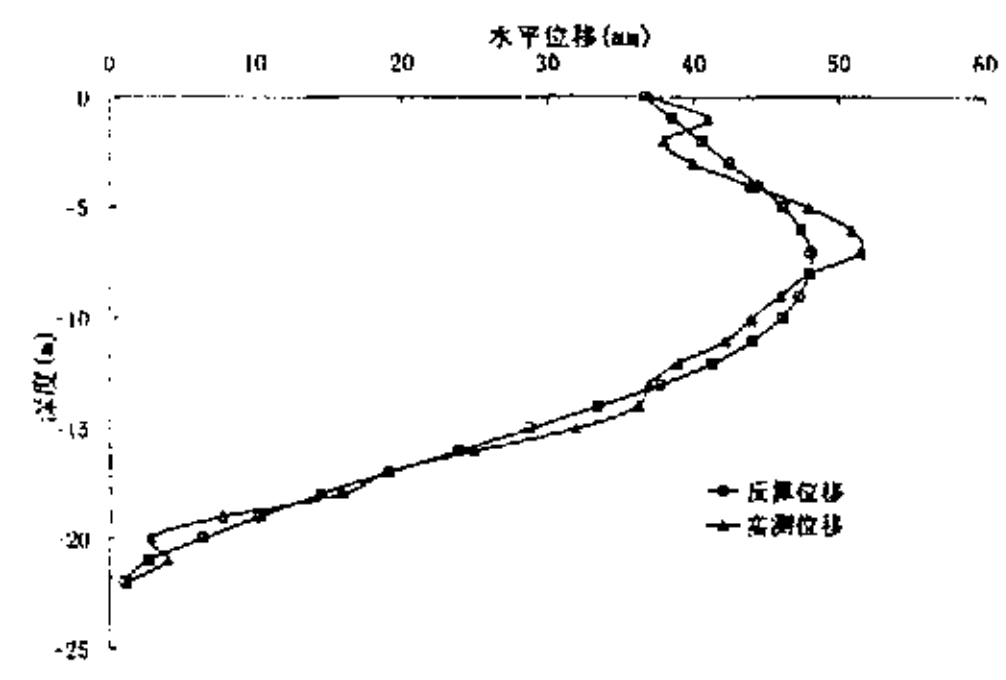


图 4.29 CX11 的实测位移与反算位移

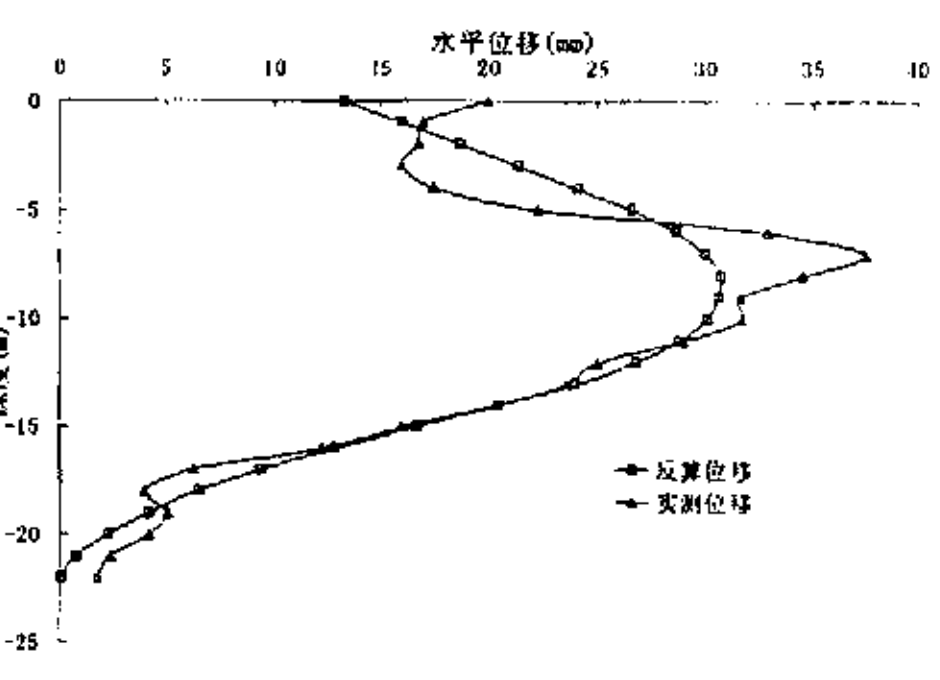


图 4.30 CX12 的实测位移与反算位移

表 4.14 第一工况（开挖至 3.0m）m 值的反演优化值（kN/m⁴）

土层号		1-1 1-3	2	3-1 3.2	3-3	5	6-1
压缩模量	E_s (MPa)		6.0	2.5 3.3	4.1	3.6	7.5
M 反演优化值	CX1		3920	2000	2000	4000	6000
	CX2		4000	2000	2000	4000	6000
	CX3		3923	2000	2000	4000	6000
	CX4		3999	2000	2000	4000	6000
	CX5		3998	2000	2000	4000	6000
	CX6		3987	2000	2000	4000	6000
	CX7		4000	2000	2000	4000	6000
	CX8		3999	2000	2000	4000	6000
	CX9		4000	2000	2000	4000	6000
	CX10		3999	2000	2000	4000	6000
	CX11		3987	2000	2000	4000	6000
	CX12		3997	2000	2000	4000	6000

表 4.15 第二工况（开挖至 7.0m）m 值的反演优化值（kN/m⁴）

土层号		1-1 1-3	2	3-1 3.2	3-3	5	6-1
-----	--	------------	---	------------	-----	---	-----

压缩模量	E_s (MPa)		6.0	2.7	4.1	3.6	7.5
M 反演优化值	CX1			1245	1766	3987	6000
	CX2			1885	1988	4000	6000
	CX3			1997	1999	4000	6000
	CX4			1125	1999	4000	6000
	CX5			1998	1986	3999	6000
	CX6			1828	1968	4000	6000
	CX7			1608	1926	3999	6000
	CX8			1957	1965	4000	6000
	CX9			1875	1999	3987	6000
	CX10			1985	1998	4000	6000
	CX11			1868	1997	3985	6000
	CX12			1687	1951	4000	6000

表 4.16 开挖至坑底时 m 值的反演优化值 (kN/m^4)

土层号		1-1 1-3	2	3-1 3.2	3-3	5	6-1
压缩模量	E_s (MPa)		6.0	2.5 3.3	4.1	3.6	7.5
M 反演优化值	CX1				500	3949	5999
	CX2				500	4000	6000
	CX3				536	4000	6000
	CX4				500	4000	5999
	CX5				500	3972	6000
	CX6				500	3568	5987
	CX7				500	3976	6000
	CX8				500	3999	6000
	CX9				500	3868	6000
	CX10				500	3968	5997
	CX11				539	3946	6000
	CX12				939	3777	6000

工程实例 2

浙江省国际金融大厦位于杭州市中河路与凤起路交叉口的西南角，，基坑平面近似呈矩形，东西向宽 75m，南北向长 92m，围护墙总周长 328.5m，根据地下室基础埋深不同，基坑分为 A 区和 B 区两个区域，开挖深度分别为：A 区（主楼区）：14.25m，局部最深处 16.25m；B 区（裙楼区）：12.8m。根据本工程地质勘察报告，场地岩土层共分为 8 个大层，16 个亚层。地表以下 30m 深度范围内的土层的物理力学指标见表 4.17。

表 4.17 地基土土层主要物理力学参数

土类名称	土体 性态	土 层 号	压缩	层厚	含水量	天然 重度	粘聚力	摩擦角
			模量					
			E_s (kPa)			γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (⁰)
杂填土		1a		1.6~6.5				
素填土	软塑~ 流塑	1b	4.89	0.0~2.95	32.4	18.7	29.5	8.0
粉质粘土	软塑~ 可塑	2	5.63	0.0~2.8	30.9	19.3	30.0	8.0
淤泥质粉 质粘土	流塑	4a	2.89	6.3~9.50	40.6	18.1	10.3	25.0
砂质粉土	稍密	4b	7.95	0.15~4.85	32.0	18.9	32.3	6.0
粉质粘土	可塑	5a	6.20	0.3~1.5	33.3	18.9	10.5	30.0
粉质粘土	可塑~ 硬可塑	5b	6.70	10.10~15.10	33.0	19.0	16.3	42.0
粉质粘土	可塑~ 软塑	6a	6.70	2.7~9.0	37.1	18.6	14.5	36.0

(注：表中数值是平均值，内聚力和摩擦角是三轴固结不排水指标)

本工程采用地下连续墙加钢筋和混凝土水平内支撑的联合支护方案。支护墙：采用 800mm 厚地下连续墙，墙总周长 328.5m，墙深分三种，混凝土强度等级 C35。内支撑：采用现浇钢筋混凝土结构，共布置三道，第一道利用压顶梁、第二、三道利用围檩梁与地下连续墙形成整体支护结构。内支撑体系混凝土强度等级均为 C30。施工要求：为确保整个围护结构体系的安全，土方开挖必须遵循分层开挖、先撑后挖的原则。地面超载取为 20kPa；土压力计算采用水土分算、分层计算的方法。

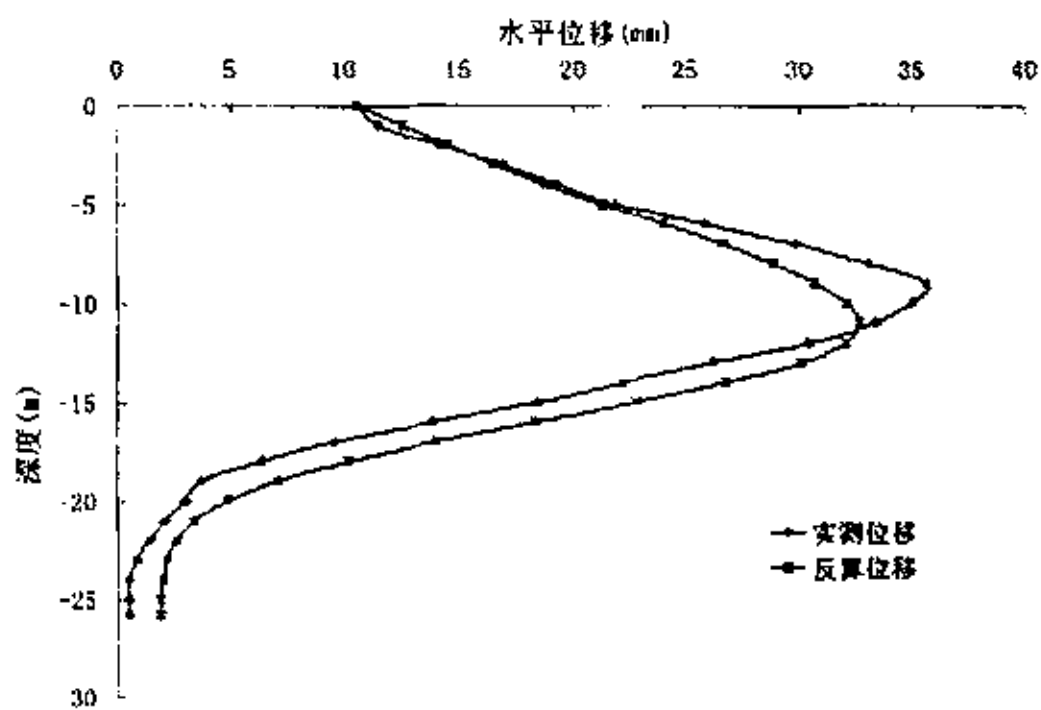


图 4.31 CX1 的实测位移与反算位移

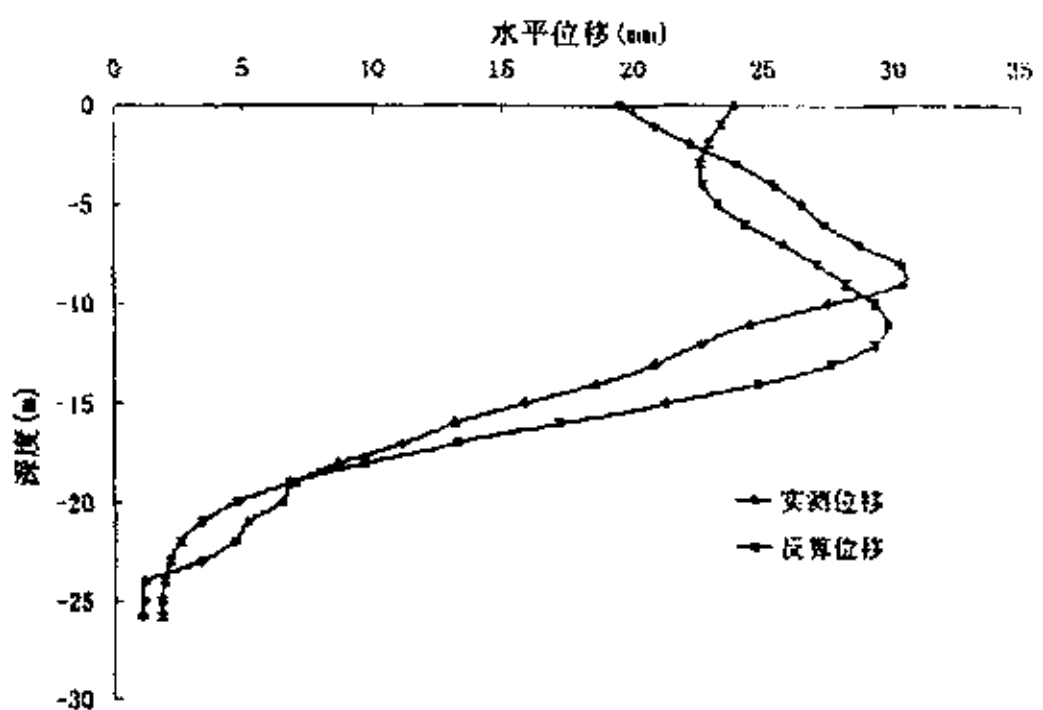


图 4.32 CX3 的实测位移与反算位移

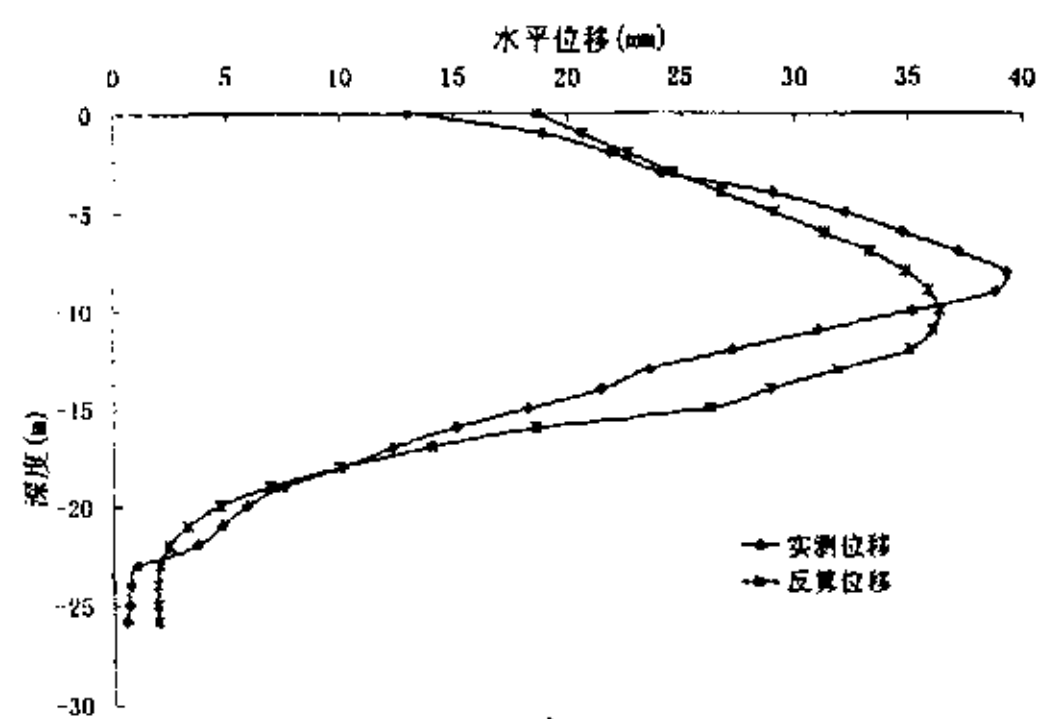


图 4.33 CX4 的实测位移与反算位移

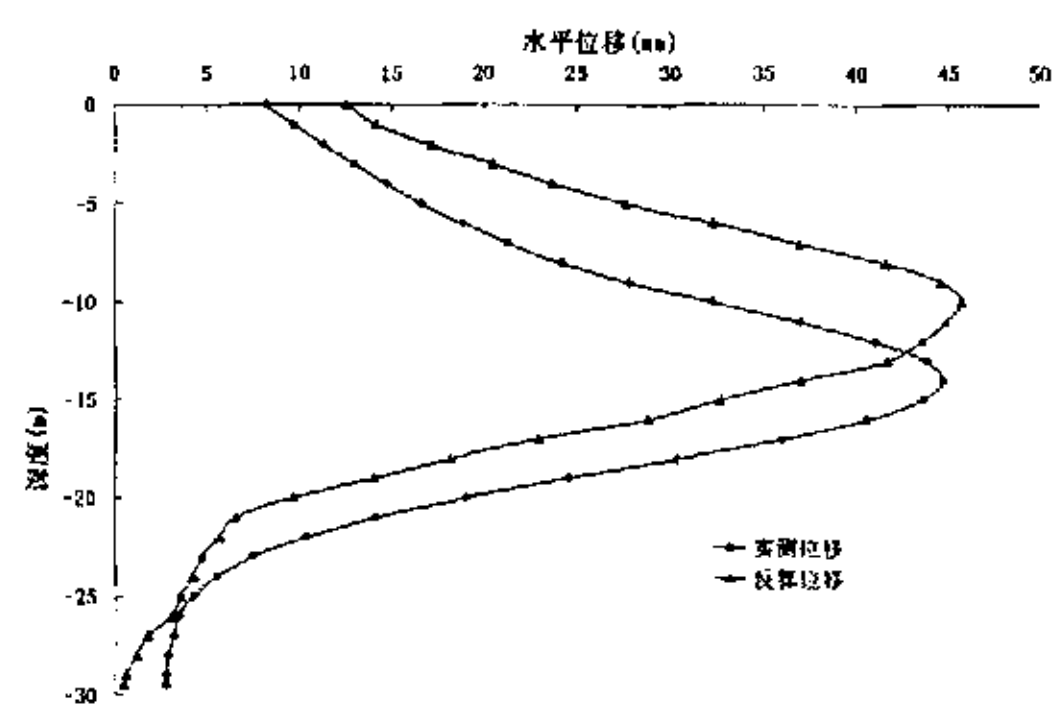


图 4.34 CX6 的实测位移与反算位移

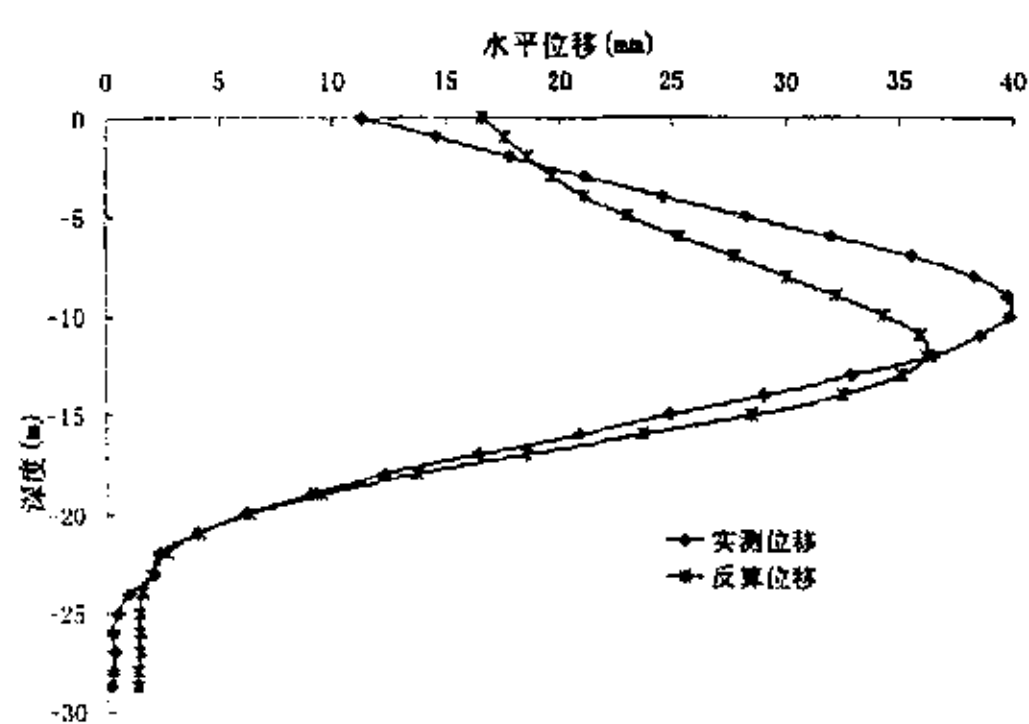


图 4.35 CX7 的实测位移与反算位移

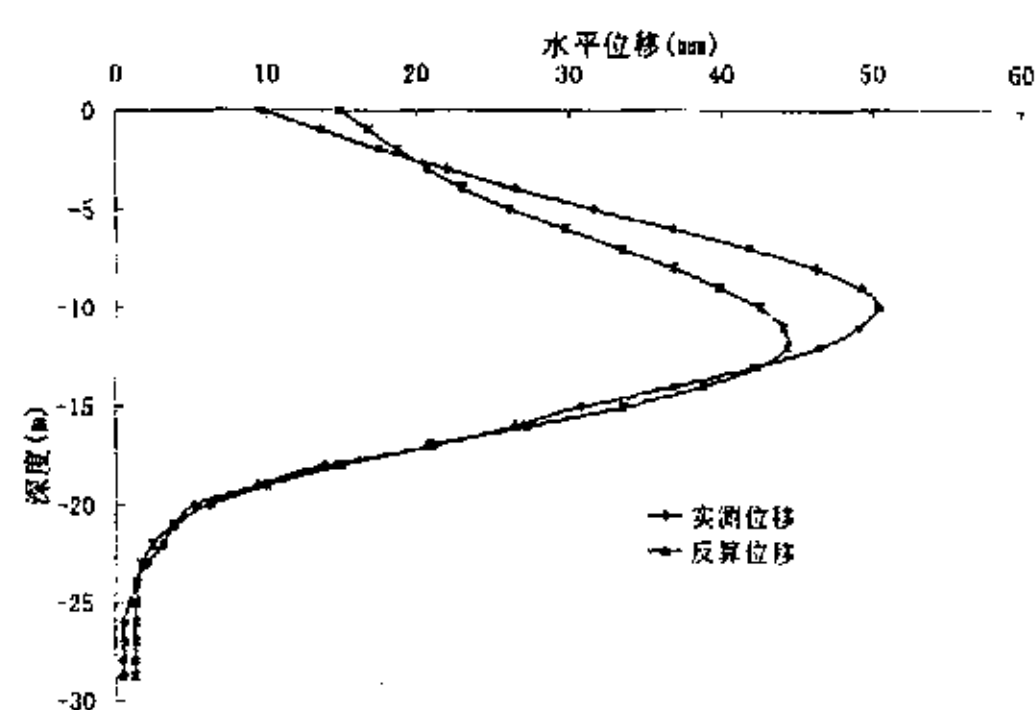


图 4.36 CX9 的实测位移与反算位移

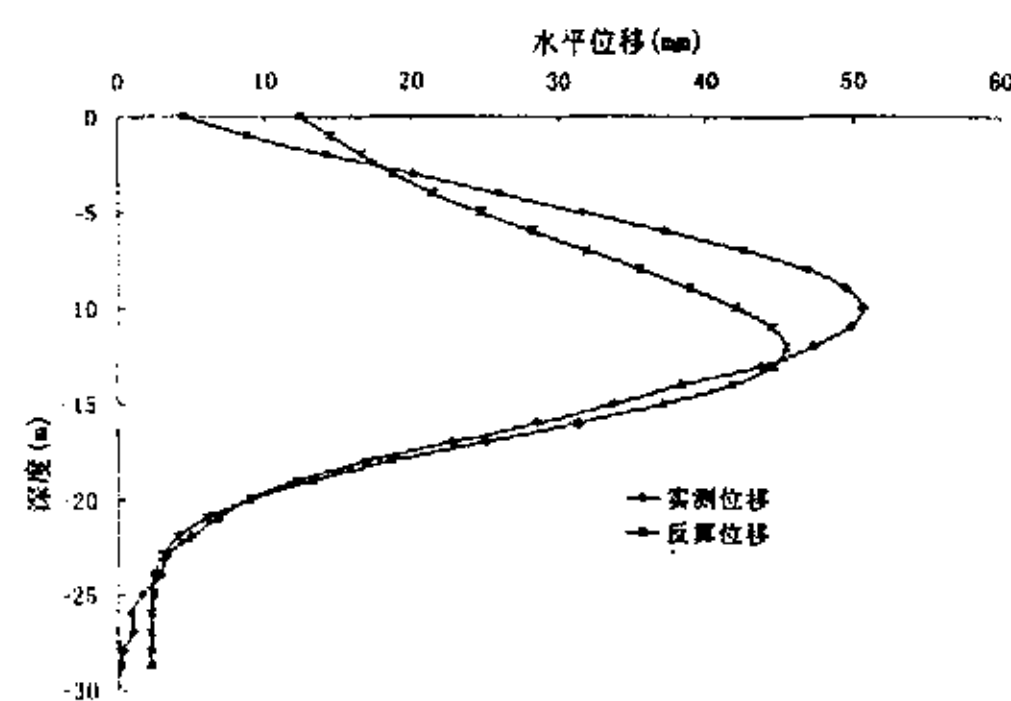


图 4.37 CX10 的实测位移与反算位移

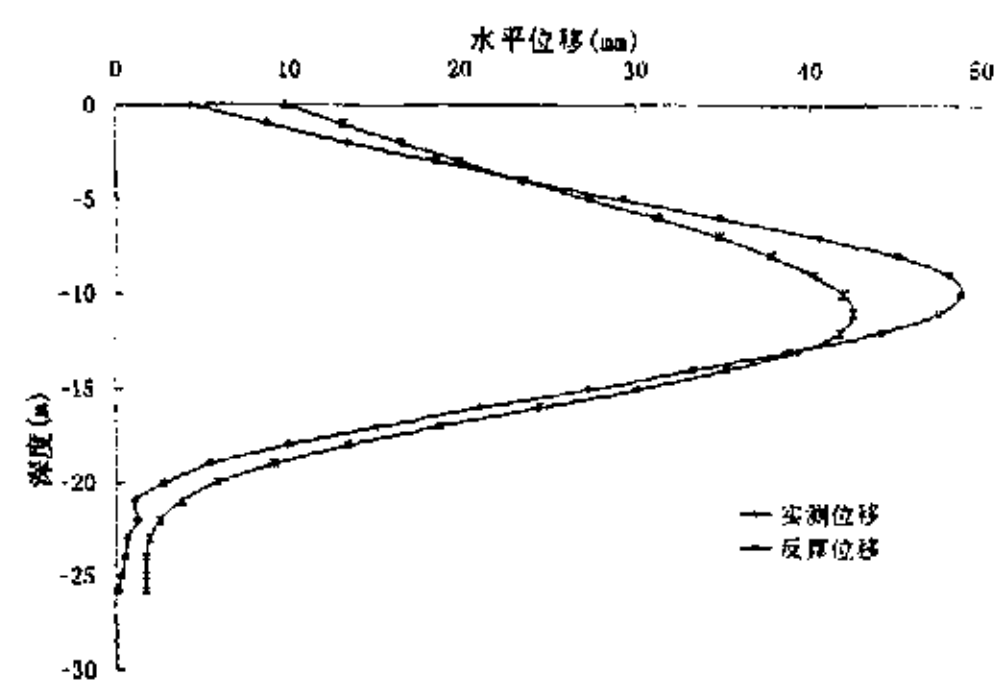


图 4.38 CX12 的实测位移与反算位移

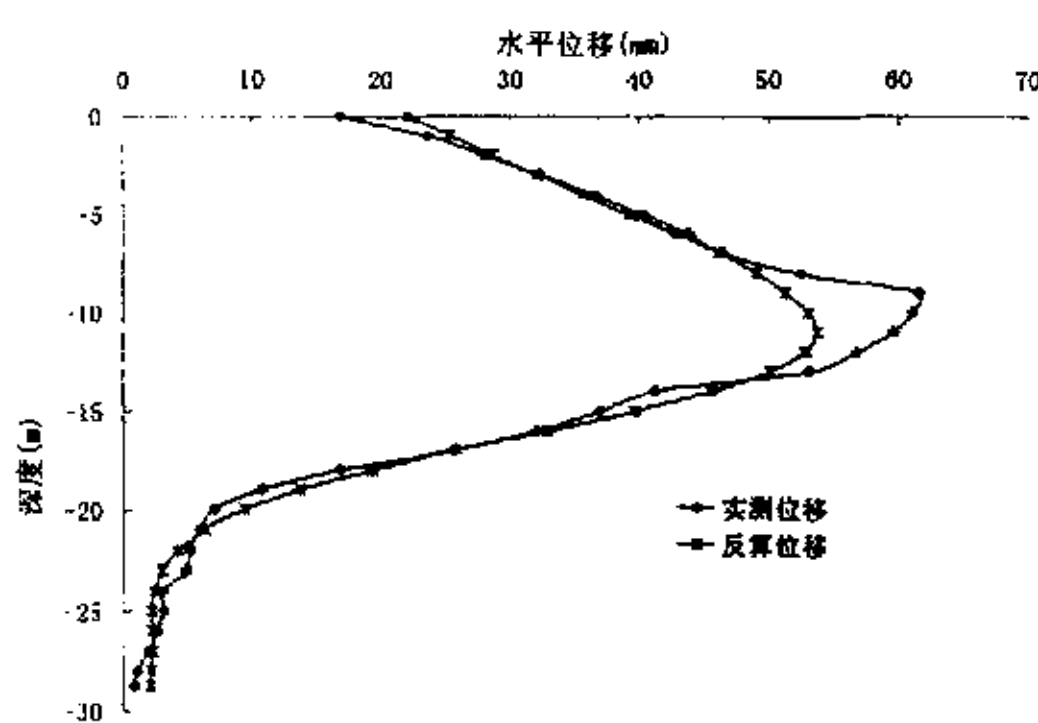


图 4.39 CX13 的实测位移与反算位移

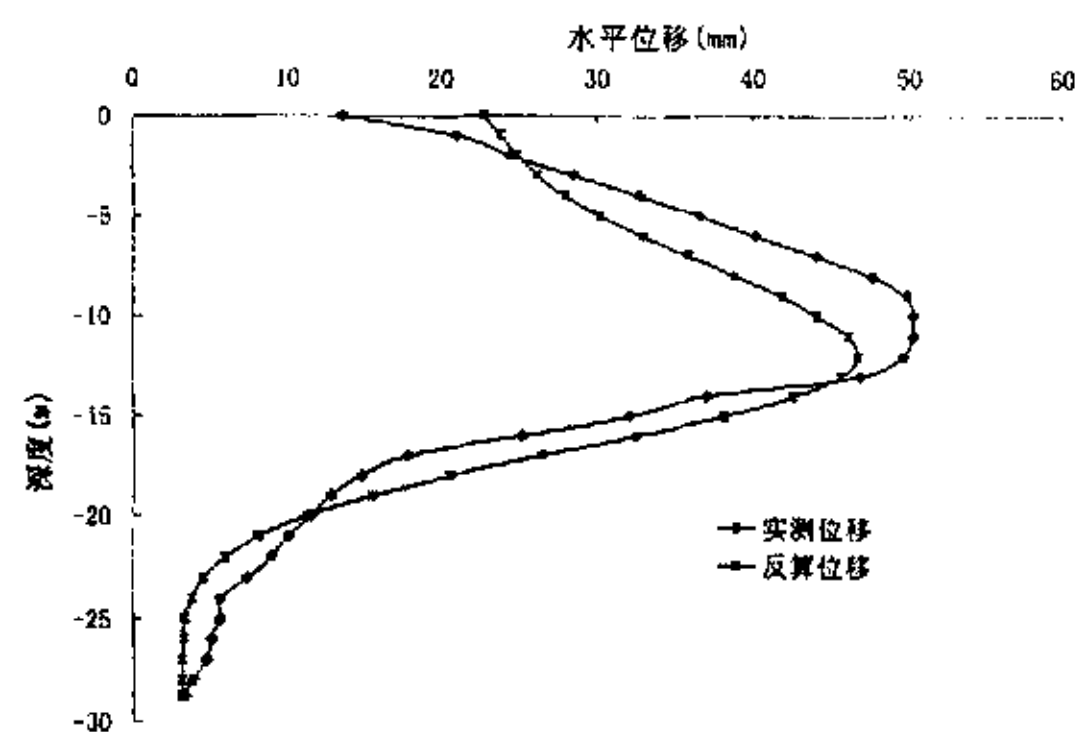


图 4.40 CX14 的实测位移与反算位移

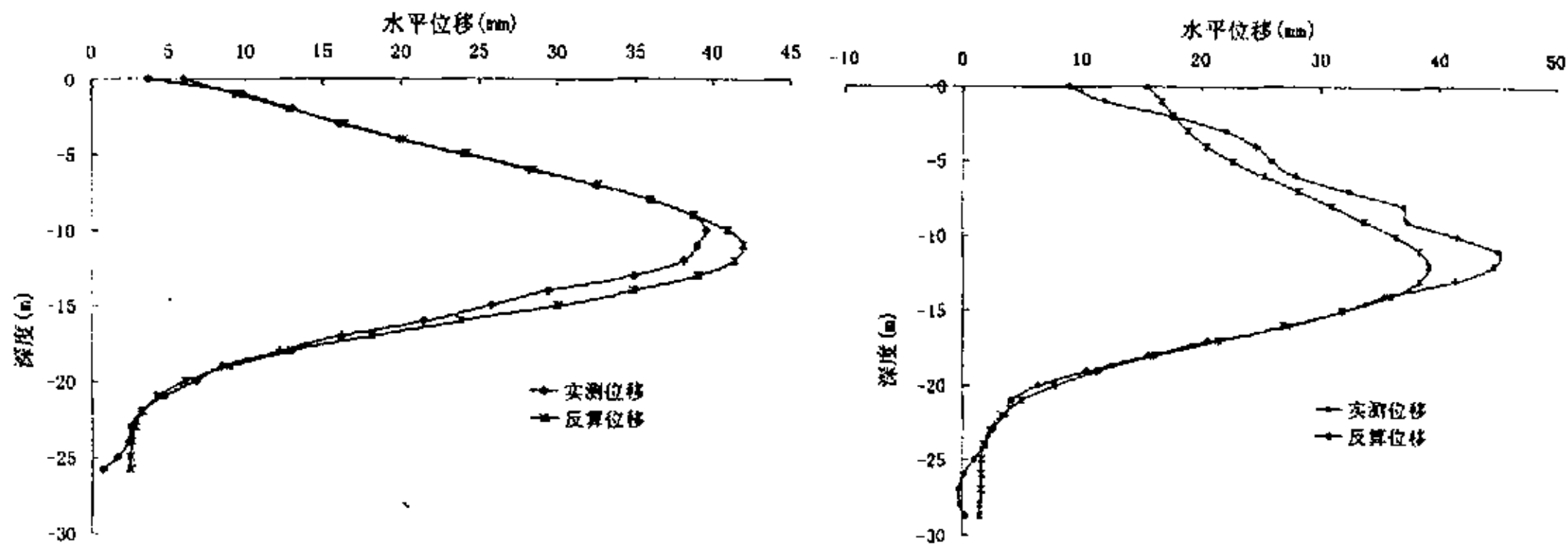


图 4.41 CX15 的实测位移与反算位移 图 4.42 CX16 的实测位移与反算位移

表 4.18 国际金融大厦地基土 m 值反演优化值 (kN/m⁴)

土层号		1-1 1-2	2	4a	4b	5a	5b
压缩模量	E _s (MPa)	4.89	5.63	2.89	7.95	6.20	6.70
M 反演优化值	CX1			5994	5997	5941	9996
	CX3			5994	5997	5990	9995
	CX4				5973	5990	9995
	CX6				5999	5973	10000
	CX7				5973	5994	9987
	CX9				4006	5002	9958
	CX10			4008	5214	5974	9449
	CX12				4004	5967	9999
	CX13				5226	4004	6658
	CX14				5997	5994	6873
	CX15			4109	4405	5988	7731
	CX16				5485	4004	8965

工程实例 3

浙江省邮电医院综合病房大楼位于杭州市莫干山路与文三路交叉口的西南角，省邮电医院内，地面以上 15 层，建筑高度约 60m，地面以下一层，总建筑面积 13000m²，采用现浇框架结构， $\phi 1000$ 、 $\phi 800$ 大直径钻孔灌注桩基础。基坑呈四边形，东西向长约 50m，南北向宽约 23m。基础实际开挖深度约 7.2m，局部较深处为 8.3~9.8m。支护结构采用 $\phi 800@1000$ ，内支撑顶面标高-3.300m，止水采用一排直径为 $\phi 700$ 的双头水泥搅拌桩作防渗止水帷幕，桩间搭接 200mm。地面超载取 15 kN/m²，各土层物理、力学指标见表，其中 1 填土层抗剪指标根据本地工程经验取值如下： $\phi=15^{\circ}$ ， $c=0\text{kPa}$ ，2 层粉质粘土取值： $\phi=18^{\circ}$ ， $c=10\text{kPa}$ 。土压力计算按朗肯理论确定，采用水土合算、分层计算的方法。

表 4.19 土层物理力学指标

层次	土层名称	重度	含水量	快剪指标	
		γ		粘聚力	内摩擦角
		kN/m^3	%	c kN/m^2	ϕ $(^\circ)$
1-1	杂填土				
1-2	素填土				
2	粉质粘土				
4-1	淤泥质粘土	17.11	45.65	11.2	4.40
4-2	淤泥质粉质粘土 夹粉土薄层	18.13	34.86	7.50	8.80
4-3	淤泥质粉质粘土 夹粉土薄层	18.24	33.90	7.40	22.6
5-1	粘质粉土	18.54	30.95	19.2	18.0
5-2	粉质粘土	18.09	34.50		
6	粉质粘土	17.93	38.52		

表 4.20 邮电医院地基土 m 值反演优化值 (kN/m^4)

土层号		1-1 1-2	2	4-1	4-2	4-3	5-1
压缩模量	E_s (MPa)	4.89	5.63	2.89	7.95	6.20	6.70
M 反演优化值	CX1				3995	5994	9948
	CX2				3509	3541	10000
	CX3				3216	3572	10000

工程实例 4

杭州金城一工联大厦位于杭州市延安路与平海路交叉口东北侧，位于杭州市老城区，地基主要土层为填土、淤泥、粘土和风化安山玢岩。表层的杂填土、素填土厚度约为 5m，其下是约为 15m 厚的淤泥软土层，该层在不同区域的厚度变化较大，主要土层的物理力学性质指标见表 4.21。

表 4.21 主要土层物理力学指标

土层编号	土层名称	土体性态	重度	固结快剪		快剪	
			γ	c	ϕ	c	ϕ
			kN/m^3	kN/m^2	$(^\circ)$	kPa	$(^\circ)$
1	素填土、杂填土		(18)				
2	淤泥质粉质粘土	流塑	18	10	17		
3	淤泥	流塑	16	11	14	19	0.0
4	淤泥质粘土	流塑	17	14	14	15	4.0
5	粘土	可塑	19	36	18		

该工程采用一排钻孔灌注桩和混凝土内撑作为挡土结构，钻孔桩后一排 ϕ

700 双头水泥搅拌桩作为止水帷幕,开挖深度约为 5.8~6.8m。原工联大厦一侧采用 $\phi 800$ 钻孔灌注桩,桩中心距 1.0m,桩长为 21.0m。其余段采用 $\phi 700$ 钻孔灌注桩,桩中心距 0.9m,桩长 14.5m。水平支撑截面为 550mm \times 500mm。老工联大厦一侧的地面荷载取值为 80kN/m,其余地面荷载取值为 15 kN/m,表层以下 5m 土层按水土分算,其余按水土合算来计算水平压力。分三个工况进行计算:工况一为第一次开挖 2.8m 深,设置围檩和水平支撑前围护桩作为悬臂结构;工况二为设置完围檩和水平支撑后,挖土至基坑底部;工况三为浇捣完底部、拆除水平支撑后,围护结构作为固定的悬臂结构。

表 4.22 m 值反演优化值 (kN/m⁴)

土层号		1	2	3	4	5
m 反演优化值	CX5		1989	500	1290	5999
	CX4		1897	597	1200	5985
	CX3		1998	658	1290	6000
	CX2		1760	500	1313	5900

工程实例 5

浙江省外经贸联建工程位于杭州市体育场路和中河路交叉口,开挖深度为 9.45~11.8m,其中塔楼电梯井处局部开挖 13.9m 支护结构采用 $\Phi 900\sim 1000$ 的钻孔灌注桩,桩中心距为 1.2~1.3m,桩顶位于地表下 2.2m,支撑体系采用两层钢筋混凝土现浇内支撑。上层支撑中心位于地表下 2.55m,主要杆件截面为 600 \times 700mm,下层支撑中心位于地表下 7.25m,主要杆件截面为 600 \times 800mm,混凝土标号为 C25。第一工况开挖至 2.2m,浇注上层支撑和围檩;第二工况开挖至 7.35m,浇注下一层支撑和围檩;第三工况开挖至地表下 9.45m,即坑底。

表 4.23 主要土层物理力学指标

土层编号	土层名称	层厚	含水量	重度	固结快剪	
			W	γ	c	ϕ
		(m)	(%)	kN/m ³	kN/m ²	($^{\circ}$)
1	填土	3.6		18.0	8.0	18.0
2	粉质粘土	1.5	29.4	19.1	13.0	25.0
3-1	淤泥	2.3	61.8	16.3	6.0	17.0
3-2	淤泥质粉质粘土	10.5	36	18.3	6.0	17.0
4	粉质粘土	8.4	32.6	19.1	23.3	23.4
5	粘土	5.5	34.8	18.8	47.3	14.3

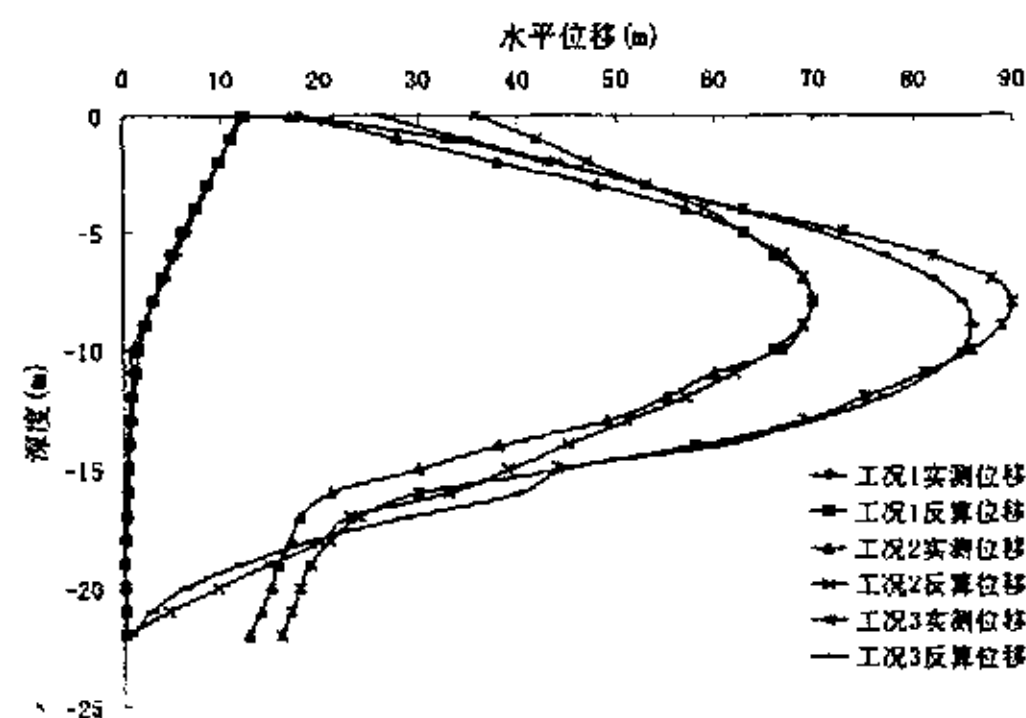


图 4.43 反算位移与实测位移

表 4.24 各工况 m 值反演值 (kN/m^4)

土层号	工况	1	2	3-1	3-2	4
M 优化值	1	4000	4652	500	1958	8545
	2			598	1060	7054
	3				786	5665

通过以上工程实例的反演计算，以及对浙信大厦基坑支护、浙江省建设银行综合楼 A 座基坑、国泰精品商厦基坑、杭州武林村综合大楼基坑、杭州海华大酒店地下室深基坑、杭州德雅花园高层公寓深基坑、天荒坪电站地下站房软土地基基坑围护、人民日报驻浙记者站综合楼深基坑、杭州凯丰大厦深基坑以及延安南路中央大厅深基坑工程等大型工程 m 值的试算，得到以下结论：

表 4.25 城西地区 m 值的反演优化值

地基土分类	浙江省规范	反演优化值	建议值
	m (kN/m^4)	m (kN/m^4)	m (kN/m^4)
流塑的粘性土	500~2000	500~1200	500~1500
软塑的粘性土、松散的粉性土和砂土	2000~4000	3100~3900	3000~4000
可塑的粘性土、稍密~中密的粉性土和砂土	4000~6000	5500~6000	5000~6000
坚硬的粘性土、密实的粉性土、砂土	6000~12000	9500~10000	9000~10000

注：当水平位移较大时， m 值要适当折减。

第五章 结论与进一步工作建议

5.1 研究工作的总结及结论

通过以上几章的研究,可以得出以下结论:

1、通过对 m 值的讨论,可以看出 m 值对围护结构的水平位移和内力有很大的影响,在围护结构设计时,一定要合理的选取,在实际工程中,可以对基坑底部进行局部加固,对减小基坑变形和内力是非常有利的。

2、内支撑刚度达到一定程度后再增大刚度对围护结构的位移和内力基本没有影响,所以无谓的加大支撑的刚度是没有必要的。

3、采用反映基坑工程施工动态的位移反分析技术不仅是必须的,而且是可行的。

4、本文反分析计算方法采用的是单纯形法,由反演过程可以看出,单纯形法在开始时收敛速度较快,但到一定程度后便变得非常缓慢。

5、在单纯形法中考虑计算参数 m 的变化区间将使位移反分析技术更加合理可靠。

6、通过对反演参数个数的讨论,得到反演解的适定性。随着反演参数的增多,解的适定性越来越差。因此在进行反演分析时,一定要控制反演参数的个数,最好控制在 5 个以内。

7、在基坑开挖较小或者水平位移较小时,利用上一工况反演得到的 m 值可以非常准确的预测下一工况的水平位移。但当水平位移较大时,围护结构体系已经不在弹性状态下工作,利用上一工况反演得到的 m 值预测下一工况时可能要产生一定的误差,因此,对开挖深度较大的工况进行位移预测时,必须考虑土体的塑性和流变而对 m 值进行适当折减,以此为基础进行的位移预测仍可得到满意的结果。

8、通过对杭州地区工程实例的反演分析,得到了一些有益的结论,对工程设计和施工有一定的借鉴意义。

5.2 进一步研究工作的建议

m 值的选取是一个十分复杂的课题,在现有的基础上,建议在以下几个方面作更广泛、深入的研究。

1、参数 m 值实际是土的性态和支撑结构形式、开挖方式以及施工作业时间的综合反映，在很多情况下反映了土的流变性和时空效应，因此其可靠的取值方法是应结合现场实测数据作反分析，但是在基坑开挖很深或围护结构位移较大时，如何考虑 m 值的折减到目前为止还没有一个明确的取值范围。

2、在本文研究的基础上，对更多的工程实测资料进行分析整理，总结 m 值，建立 m 值与土层参数如压缩模量等的相关关系。

3、目前的反分析各种方法都有不同的缺点，如何建立复合的反分析计算方法，消除现有反分析计算方法的缺点也是一个有待研究的课题。

参考文献

- [1]Arai R.An inverse problem approach to the predication of multi-dimensional consolidation behavior,Soil and foundation,1984,24(1),95-108。
- [2]Boidy, E.; Bouvard, A.; Pellet, F. Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone, Tunneling and Underground Space Technology.Volume: 17, Issue: 4, October, 2002; pp. 415-424.
- [3]Charles W W N,Obersved Performance of Multipropped Excavation in Stiff Clay, Journal of Geotechnical Aad Geo-environment Engineering,1998,(9).
- [4]Ledesma, A.; Gens, A.; Alonso, E. E. Estimation of parameters in geotechnical back analysis - I. Maximum likelihood approach, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts Volume: 33, Issue: 6, September, 1996, pp. 269A.
- [5]L., Yang; K., Zhang; Y., Wang, Back Analysis of Initial Rock Stresses and Time-Dependent Parameters, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts Volume: 33, Issue: 6, September, 1996, pp. 641-645.
- [6]Okui, Y.; Tokunaga, A.;Shinji,M; Mori, S. New back analysis method of slope stability by using field measurements, Volume: 34, Issue: 3-4, April - June, 1997, pp. 515.
- [7]S F Su, H J Liao,Horn-Da Lin Stability of Deep Excavation in Anisotropic Soft Clay,Journey of Geotechnical Aad Geo-environment Engineering,1998,(9).
- [8]Sakurai.S. Lessons learned from field measurements in tunneling,Tunneling and Underground Space Technology,1997,12(4),453-460.
- [9]Wang.Y. Z. Distribution of earth pressure on a retaining wall .Geotechnique(英国), 2000, 50 (1), 83-86.
- [10]Vaziri, H. H.; Wang, X.; Palmer, I. D.; Khodaverdian, M.; McLennan, J. Back Analysis of Coalbed Strength Properties from Field Measurements of Wellbore Cavitation and Methane Production, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts Volume: 34, Issue: 6, September, 1997,

pp. 963-978.

- [11]Wang.Y. Z. Distribution of earth pressure on a retaining wall .Geotechnique(英国), 2000, 50 (1), 83-86.
- [12]白廷辉, 围护结构弹性地基梁法的改进研究, 岩土工程界, 第 5 卷第 10 期, 37-39。
- [13]毕湘利, 廖全燕, 周顺华等, 灌注桩围护结构内力的现场观测与分析, 上海铁道大学学报, 1998 年第 10 期, 51-54。
- [14]别社安, 孙家明, 柴信众, 王保兴, 板桩墙结构计算的改进竖向地基梁法, 中国港湾建设, 2002 年第 2 期, 24-27。
- [15]曹正康, 反分析法用实测资料预测路堤工后沉降, 城市道桥与防洪, 2003 年第 2 期, 21-22。
- [16]陈斌, 卓家寿等, 岩土工程反分析的非确定性模型研究与发展, 水利水电科技进展, 2001 年, 第 5 期, 5-8, 27。
- [17]陈国兴, 宰金珉 弹性地基梁设计理论与方法 南京建筑工程学院院报, 1998 年第 3 期, 42-48。
- [18]陈淦琛, 钮泽明, 对土压力的水土合算与分算的看法, 地基基础工程, 1998 年, 第 2 期, 16-21。
- [19]陈炯, 深基坑挡土结构的土压力计算, 建筑施工, 2000 年第 1 期, 54-58。
- [20]陈环, 吴景海, “基坑支护结构上的水和土压力”的讨论之二, 岩土工程学报, 1999 年第 4 期, 511-513。
- [21]陈页开, 徐日庆, 任超, 龚晓南, 基坑开挖的空间效应分析, 建筑结果, 2001 年, 第 10 期, 42-44。
- [22]陈页开, 徐日庆, 杨晓军, 龚晓南, 基坑工程柔性挡墙土压力计算方法, 工业建筑, 2001 年, 第 3 期, 1-4。
- [23]陈愈炯 温彦锋, 基坑支护结构上的水土压力, 岩土工程学报, 1999 年第 2 期, 139-143。
- [24]程玉梅, 基坑坑底土体侧向应力状态变化的研究, 低温建筑技术, 1999 年, 第 4 期, 39-41。
- [25]程玉梅, 开挖卸荷工程计算指标应用的探讨, 勘察科学技术, 2002 年, 第 2

期, 21-24。

[26]戴智敏, 阳凯凯, 深基坑双排桩支护结构体系受力分析与计算, 信阳师范学院学报(自然科学版), 2002 年第 3 期, 348-352。

[27]丁德馨, 杨仕教, 孙钧, 岩体弹塑性模型力学参数对位移的影响度研究, 岩石力学与工程学报, 2003 年, 第 5 期, 697-701。

[28]丁守贵, 现场监测在深基坑开挖及支护工程中的应用, 天津冶金, 2002 年第 2 期, 15-17。

[29]段新胜, 陈飞等, 复合式基坑支护结构抗弯刚度及水平位移计算方法探讨, 地质与勘探, 2002 年第 5 期, 81-85。

[30]范益群, 刘建航, 时空效应理论与软土基坑工程现代设计概念, 上海市政工程, 2000 年, 第 3 期, 1-5。

[31]方江华, 深基坑支护技术综述, 西部探矿工程, 2003 年第 3 期, 53-55。

[32]房营光, 莫海鸿, 深基坑工程施工过程动态反演与变形预测的半解析分析, 岩石力学与工程学报, 2002 年, 第 10 期, 1562-1567。

[33]封盛, 辛业洪, 深基坑双排桩支护结构优化设计, 基建优化, 2001 年第 6 期, 32-34。

[34]冯紫良, 闫强刚, 分布开挖基坑挡土墙上土压力荷载的取值, 工程勘察, 2000 年第 2 期, 4-7。

[35]高玮, 岩土工程反分析的计算智能研究, 岩石力学与工程学报, 2002 年第 12 期, 1909-1909。

[36]高玮, 郑颖人, 岩体参数的进化反演, 水利学报, 2000 年第 8 期, 1-5。

[37]高文华, 沈蒲生, 软土基坑分步开挖时地层移动规律探讨, 湘潭矿业学院学报, 2002 年, 第 1 期, 1-4。

[38]高文华, 杨林德, 珠江玫瑰花园深基坑支护墙体受力与变形的三维性状分析, 工业建筑, 2000 年, 第 3 期, 4-7。

[39]巩文华, 朱伯庆, 粉土层基坑支护工程的实践与认识, 江苏建筑, 2002 年, 第 2 期, 31-32。

[40]龚晓南, 高有潮, 深基坑工程设计施工手册, 北京: 中国建筑工业出版社, 1998 年。

- [41]桂良进,王军,董波等, Fortran PowerStation 4.0, 北京:北京航空航天大学出版社, 1999 年。
- [42]郭玉荣,王兆军,邹银生,基坑支护结构的非线性土抗力分析法,建筑结构, 2001 年,第 10 期, 39-42。
- [43]郭玉荣,邹银生,王兆军,基坑支护结构全过程分析中的土压力分布模式探讨,建筑结构, 1999 年,第 5 期, 9-11。
- [44]杭州市建筑业管理局,杭州市土木建筑学会,深基坑支护工程实例,北京:中国建筑工业出版社, 1996 年 12 月。
- [45]胡敏云,夏永承,高梁清,桩排式支护护壁侧土压力计算原理,岩石力学与工程学报, 2000 年,第 3 期, 376-379。
- [46]黄光远,刘维倩,刘小军,反问题与计算力学,计算结构力学及其应用, 1993 年,第 3 期, 302-306。
- [47]黄强等,建筑基坑支护技术规程应用手册,北京:中国建筑工业出版社, 1999 年。
- [48]黄院雄,刘国彬,张建峰,考虑时空效应的有支护深基坑主动区土压力的取值,地下工程与隧道, 1998 年,第 2 期, 14-22。
- [49]吉林,赵启林等,岩土工程中反分析的研究进展,水利水电工程学报, 2002 年第 4 期, 57-63。
- [50]建筑基坑工程技术规范,浙江省标准,中华人民共和国行业标准, DB333/T1008-2000,J10036-2000。
- [51]建筑基坑工程技术规范,中华人民共和国行业标准, YB 9258-97,冶金工业部发布, 1997 年。
- [52]姜弘道,陈国荣,岩土工程中的反分析方法及其应用,工程力学, 1998(A01), 87-99。
- [53]蒋洪胜,刘国彬,考虑时空效应的围护结构支撑轴力实测结果分析研究,山东建筑工程学院院报, 1997 年,第 4 期, 7-13。
- [54]蒋洪胜,刘国彬,刘建航,地铁车站软土基坑开挖过程中的时空效应分析,建筑技术, 1999 年,第 2 期, 80-82。
- [55]蒋鹏,杨淑碧,支护结构位移对侧土压力影响的计算分析,地质灾害与环境

保护, 1998 年, 第 2 期, 61-64。

[56]蒋树屏, 岩体工程反分析研究的新进展, 地下空间, 1995 年, 第 1 期, 25-33。

[57]金瑞君, 徐伟, 深大基坑开挖施工中的塑性区发展规律的分析应用, 建筑技术, 2000 年, 第 11 期, 767-770。

[58]李飞, 深基坑围护体土压力及位移反分析, 岩土工程师, 1998 年, 第 3 期, 15-18。

[59]李广信, 基坑支护结构上水土压力的分算和合算, 岩土工程学报, 2000 年第 3 期, 348-352。

[60]李宏卓, 刑利, 挡土墙设计和施工中应注意的问题, 安徽建筑, 2002 年, 第 1 期。

[61]李俊才, 罗国煜等, 不同支护结构的实测土压力及其分析, 南京工业大学学报(自然科学版), 2002 年, 第 5 期, 85-91。

[62]李钧民, m 法在悬臂式支护桩设计计算中的应用, 地基基础工程, 2002 年, 第 1 期, 28-34。

[63]李立新, 石程云, 岩土工程位移反分析方法综述, 沈阳建筑工程学院学报, 1996 年, 第 3 期, 354-358。

[64]李素华, 朱维申, 优化方法在弹性、横观各向同性以及弹塑性围岩变形观测反分析中的应用, 岩石力学与工程学报, 1993 年, 第 2 期, 105-114。

[65]李艳华, 反分析方法在基坑工程中的应用, 广东水利水电, 2000 年, 第 3 期, 17-20。

[66]林鹏, 许镇鸿, 软土基坑双排桩支护结构的应用研究, 土工基础, 2002 年, 第 2 期, 11-13。

[67]林天健, 深基坑开挖支护体系理论及其应用评述, 力学及实践, 1996 年, 第 2 期, 1-9。

[68]刘纯洁, 刘国彬, 侯学渊, 考虑时空效应的软土深基坑墙后土体水平位移场计算, 地下工程与隧道, 1991 年, 第 3 期, 20-26。

[69]刘大鹏, 排桩支护结构监测数据的反分析, 湖北地矿, 2000 年, 第 3、4 期, 53-59。

[70]刘国彬, 黄院雄等, 考虑时空效应的等效土体水平抗力系数的取值研究, 土

木工程学报, 2001 年, 第 3 期, 97-102。

[71]刘国彬, 刘金元, 徐全庆, 基坑开挖引起的土体力学特性变化的试验研究, 岩石力学与工程学报, 2000 年, 第 1 期, 112-116。

[72]刘国彬, 沈建明, 侯学渊, 深基坑支护结构的可靠度分析, 同济大学学报, 1998 年, 第 3 期, 260-264。

[73]刘国彬, 黄院雄, 侯学渊, 水及土压力的实测研究, 岩石力学与工程学报, 2000 年, 第 2 期, 205-210。

[74]刘建航, 地下墙深基坑周围地层移动的预测和治理之二-----基坑周围地层移动的预测, 地下工程与隧道, 1993 年, 第 2 期, 2-16。

[75]刘建航, 软土基坑工程中时空效应理论与实践, 地基处理, 1999 年, 第 4 期, 3-14。

[76]刘建航, 刘国彬, 范益群, 软土基坑工程中时空效应理论与实践(上), 地下工程与隧道, 1999 年, 第 3 期, 7-12。

[77]刘建航, 刘国彬, 范益群, 软土基坑工程中时空效应理论与实践(下), 地下工程与隧道, 1999 年, 第 4 期, 10-14。

[78]刘建航, 侯学渊, 基坑工程手册, 北京, 中国建筑工业出版社, 1997。

[79]刘维宁, 岩土工程反分析方法的信息论研究, 岩石力学与工程学报, 1993 年第 3 期, 193-205。

[80]刘维倩, 卞凤生, 岩土工程中的位移反分析法, 计算结构力学及其应用, 1995 年第 1 期, 93-101。

[81]刘兴旺, 基坑支护结构全过程内力及变形分析, 建筑结构学报, 1998 年, 第 5 期, 58-64。

[82]刘兴旺, 吴世明, 软土地区基坑开挖变形性状研究, 岩土工程学报, 1999 年, 第 4 期, 456-460。

[83]刘学增, 朱合华, 考虑动态施工过程的岩土介质横观各向同性粘弹性反分析及其工程应用, 岩土工程学报, 2002 年, 第 1 期, 89-92。

[84]刘一波, 陆文学, 现场量测位移反分析法及在地下工程中的应用, 地质与勘探, 1997 年, 第 3 期, 48-52。

[85]娄奕红, 俞三溥, 王秉勇, 基坑支护结构内力及变形动态分析, 岩石力学与工程

学报, 2003 年第 3 期, 462-466。

[86]吕爱钟, 蒋斌松, 岩石力学反问题的几个基本问题, 岩石力学与工程学报, 2002, 21(B06), 1921-1926。

[87]吕培印, 王芝银, 软土深基坑工程位移反分析及工程应用, 辽宁工学院学报, 1997 年, 第 3 期, 36-38, 52。

[88]马选荣, 刘伍明, 岩土工程中的反分析, 宁夏大学学报 (自科版), 1994 年第 2 期, 29-34。

[89]梅国雄, 宰金珉, 现场监测实时分析中的土压力计算公式, 土木工程学报, 2000 年, 第 5 期, 79-82。

[90]梅国雄, 宰金珉, 考虑变形的朗肯土压力模型, 岩石力学与工程学报, 2001 年, 第 6 期, 851-854。

[91]攀永盛, 深基坑支护结构内力计算中的体会, 山西建筑, 2003 年, 第 1 期, 44-45。

[92]钱锐, 葛崇勋等, 深基坑支护中的位移土压力计算模型及计算方法, 江苏建筑, 2002 年, 第 4 期, 54-56。

[93]秦四清, 基坑支护设计的弹性抗力法, 工程地质学报, 2000 年, 第 4 期, 481-487。

[94]施建勇, 周智勇, 赵维炳等, 支护结构水平位移分析研究, 第六届全国地基处理学术讨论会暨第二届全国基坑工程学术讨论会论文集, 温州, 2000, 615-618。

[95]时蓓玲, 基坑变形的随机预测, 港工技术与管理, 2000 年, 第 3 期, 1-6。

[96]孙钧, 黄伟, 岩石力学参数弹塑性反演问题的优化方法, 岩石力学与工程学报, 1992 年, 第 3 期, 221-229。

[97]孙可明, 王永岩, 弹塑性位移反分析方法在地下工程中的应用, 辽宁工程技术大学学报 (自科版), 1999 年, 第 5 期, 539-541。

[98]谭昌明, 高等级公路路堤工程饱和软土地基沉降反演与预测分析程序 (博士论文), 浙江大学岩土工程研究所, 1995 年。

[99]谭志勇, 王余庆, 周根寿, 支护结构内力和变形的影响因素分析, 1999 年, 第 5 期, 12-15。

[100]王保群, 王志谦, 张文联, 悬锚式挡土墙的结构设计与计算, 济南交通高

等专科学校学报, 2001 年, 第 1 期, 7-11。

[101]王旭东, 黄力平, 阮永平, 徐建龙, 基坑工程中地基土水平抗力比例系数 m 值的反分析, 南京建筑工程学院院报, 1998 年, 第 2 期, 48-54。

[102]王旭东, 阮永平, 徐建龙, 深基坑工程中的岩土工程量测, 南京建筑工程学院院报, 1998 年, 第 1 期, 63-68。

[103]王洋, 汤连生, 杜赢中地下水渗流对基坑支护结构上水土压力的影响分析, 中山大学学报(自然科学版), 2003 年, 第 2 期, 107-110。

[104]王芝银, 李云鹏, 地下工程围岩粘弹塑性参数反分析, 水利学报, 1990 年第 9 期, 11-16。

[105]王钊, 王协群, 板桩墙上土压力和水压力的计算, 地基处理, 2002 年, 第 1 期, 37-40。

[106]汪树玉, 杨德铨, 刘国华等, 优化原理、方法与工程应用, 杭州: 浙江大学出版社, 1991。

[107]王元湘, 深基坑挡土结构的受力分析, 土木工程学报, 1998 年, 第 2 期, 12-20。

[108]王元战, 王海龙, 张文忠, 挡土墙土压力分布, 中国港湾建设, 2000 年, 第 4 期, 1-6。

[109]王照宇, 位移土压力模型及其在基坑工程中的应用, 西部探矿工程, 2003 年第 5 期, 23-25。

[110]魏翠玲, 周晶, 层状地基反分析-方法与应用, 河北建筑科技学院学报, 1999 年, 第 3 期, 9-13。

[111]魏翠玲, 周晶, 王复明, 粘弹性层状介质的动力反分析, 大连理工大学学报, 2000 年, 第 4 期, 475-478。

[112]魏磊, 黄宏伟, 深基坑开挖过程中地下连续墙侧向位移预报分析, 建筑结构, 1999 年, 第 5 期, 42-45。

[113]魏汝龙, 再论总应力法及水和土压力, 岩土工程学报, 1999 年, 第 4 期, 509-510。

[114]吴国平, 王润富, 地下工程反分析的研究, 河海大学学报, 2000 年, 第 1 期, 76-80。

- [115]吴茵, 基坑工程监测的量测误差及其对参数反演确定的研究(硕士论文), 上海: 同济大学出版社, 1999 年 1 月。
- [116]吴铭炳, 软土地基深基坑支护中的土压力, 工程勘察, 1999 年第 2 期, 15-18。
- [117]夏永承, 董道洋, 胡敏云等, 深基坑护壁桩的受力特性和土压力, 岩土工程学报, 1999 年, 第 2 期, 222-226。
- [118]肖宏彬 蔡伟铭 多支撑挡土结果考虑开挖过程的计算分析方法, 港口工程, 1992 年, 第 5 期, 25-37。
- [119]肖宏彬, 张一静, 多支撑挡土结构考虑开挖过程计算的若干问题, 建筑结构, 2000 年, 第 11 期, 41-43。
- [120]熊巨华, 吴凤仙, 基坑工程中 m 值与被动区水泥土加固宽度的关系, 地下工程与隧道, 1999 年第 2 期, 19-21。
- [121]徐日庆, 考虑位移和时间的土压力计算方法, 浙江大学学报(工学版), 2000 年, 第 4 期, 370-375。
- [122]徐日庆, 俞建霖, 土体开挖性态反演分析, 工程力学, 1999 年, 1(a01), 524-529。
- [123]徐昀, 李亚, 时空参数调整在深基坑工程中的应用, 上海地质, 2000 年第 2 期, 5-9。
- [124]杨斌, 胡立强, 挡土结构侧土压力与水平位移关系的试验研究, 建筑科学, 2000 年, 第 2 期, 14-20。
- [125]杨光华, 深基坑开挖中多支撑支护结构的土压力问题, 岩土工程学报, 1998 年, 第 6 期, 113-115。
- [126]杨国伟, 刘建航, 临近建筑物或地面超载作用下围护结构水平位移与坑周地表沉降关系研究, 地下工程与隧道, 1993 年, 第 2 期, 11-14。
- [127]杨俊华, 悬臂式支护结构内力计算方法探讨, 建筑技术开发, 2002 年, 第 5 期, 10-12。
- [128]杨敏, 冯又全, 王瑞祥, 深基坑支护结构的力学分析及实测结果的比较, 建筑结构学报, 1999 年, 第 2 期, 68-78。
- [129]杨敏 熊巨华 冯又全 基坑工程中的位移反分析技术与应用, 工业建筑, 1998 年, 第 9 期, 1-6。

- [130]杨林德, 岩土工程问题的反演理论与工程实践, 北京: 科学出版社, 1996。
- [131]杨林德, 仇圣华等, 基坑围护位移量及其稳定性预测, 岩土力学, 2001 年, 第 3 期, 267-270。
- [132]杨林德, 时蓓玲, 杨超, 基坑变形及其安全性的随机预测, 同济大学学报, 2002 年, 第 4 期, 403-408。
- [133]杨志法, 熊顺成, 关于位移反分析的某些考虑, 岩石力学与工程学报, 1995 年, 第 1 期, 11-16。
- [134]姚秦, 基坑工程的水土压力混和算法, 岩石力学与工程学报, 2001 年, 第 1 期, 134-135。
- [135]伊颖锋, 陈志坚等, 位移反分析法及其在岩体工程中的应用, 西部探矿工程, 2002 年, 第 4 期, 9-10。
- [136]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 年, 第 1 期, 21-25。
- [137]俞建霖, 龚晓南, 基坑工程变形性状研究, 土木工程学报, 2002 年, 第 4 期, 86-90。
- [138]袁静, 刘兴旺, 基坑开挖过程中 m 参数的选取分析, 工业建筑, 2000 年, 第 9 期, 46-51。
- [139]袁勇, 孙均, 岩体本构模型反演识别理论及其工程应用, 岩石力学与工程学报, 1993 年, 第 3 期, 232-239。
- [140]宰金珉, 黄力平, 阮永平等, 基坑工程中地基土水平抗力比例系数 m 值的反分析, 南京建筑工程学院院报, 1998 年, 第 2 期, 48-54。
- [141]宰金珉, 梅国雄, 考虑位移与位移效应的土压力计算方法研究, 南京建筑工程学院学报, 2002 年, 第 1 期, 1-5。
- [142]张继红, 王国体, 基坑支护的静力反算模式, 建筑结构, 1999 年, 第 5 期, 12-14。
- [143]张尚根, 华瑞平, 刘新宇, 周早生, 基坑支护结构内力及变形动态分析, 工程勘察, 2000 年, 第 2 期, 44-46。
- [144]张尚根, 赵佩胜, 基坑开挖过程中支护结果内力及变形分析, 工业建筑, 2000 年, 第 7 期, 17-20。

- [145]张彤,魏复季,位移反分析方法与程序编制,长春大学学报(自科版),1994年,第2期,37-41。
- [146]张吾渝,参数反分析方法及工程应用,青海大学学报(自然科学版),1999年,第6期,6-10。
- [147]张吾渝,褚健,曲鹏展,弹性地基梁法及参数反分析计算程序,青海科技,2000年,第3期,14-16。
- [148]张燕凯,桂国庆,赵抚民,深基坑工程中考虑开挖深度和时间效应的土压力计算工时的探讨,南昌大学学报(工学版),2002年,第1期,85-89。
- [149]赵锡宏,陈志明,胡中雄,高层建筑深基坑围护工程实践与分析,上海:同济大学出版署,1996年,103-108。
- [150]赵新铭,刘宁,张剑,岩土力学反分析的数值反演方法,水利水电科技进展,2003年,第2期,55-58。
- [151]赵新铭,刘宁,张剑,岩土力学反分析的数值反演方法,水利水电科技进展,2003年,第2期,55-58。
- [152]赵新铭,郑恒祥,刘宁,金栋,岩土力学反演的智能反演方法,郑州大学学报(理学版),2002年第2期,80-83。
- [153]朱百里,沈珠江,计算土力学,上海:上海科学技术出版社,1990。
- [154]朱春明,黄吉锋,陈岱林,广义 m 法及在基坑支护结构设计中的应用,建筑科学,2002年,第3期,32-34。
- [155]朱合华,崔茂玉,刘学增等,大型深基坑动态施工反演及稳定性分析,建筑结构学报,2000年,第6期,74-80。
- [156]朱合华,丁文其,地下结构施工过程的动态仿真模拟分析,岩石力学与工程学报,1999年,第5期,558-562。
- [157]朱合华,刘学增,傅德明,软土深基坑粘弹性动态增量反演分析与变形预测,岩土力学,2000年,第4期,381-384。
- [158]朱建新,深基坑开挖过程的动态模拟设计,南方冶金学院学报,2003年,第1期,41-45。
- [159]朱志伟,冯紫良,深基坑工程土层参数反演及挡墙内力预报,岩土力学,1999年,第4期,63-68。

致 谢

本文是在导师龚晓南教授和俞建霖副教授的悉心指导下完成的,二位导师渊博的专业知识、开阔的理论视野、富于创新的求实精神、严谨的治学态度使学生终身受益,而正直无私、谦虚谨慎、严于律己、宽于待人的高尚品质也将称为学生的楷模。在浙江大学学习的两年半时间里,从导师身上学到了许多做人做事的道理,在此,谨向恩师表示最诚挚的感谢!

感谢俞建霖副教授在诸多方面对我的引导和帮助,使我对专业知识有了更全面更深入的了解。感谢周建副教授在学习期间给予我的机会和帮助,也感谢课题组其他老师徐日庆教授,杨晓军博士,温晓贵博士,韩同春副研究员长期以来对我的关心和照顾。

感谢岑仰润、冯海宁、李海芳、罗战友、朱建才、魏钢、王哲、丁洲祥、金小荣、朱世哲、刘恒新、沈扬、邢皓枫、朱磊、孙林娜、刘红岩、郭平、江璞、段冰、龚慈等师兄弟妹在我完成硕士论文期间所给予我的许多帮助。

感谢余功栓、胡虹宇、李沛豪、董宏波、董亚钦、叶茂、张雪松等同学在我硕士期间对我生活和学习上的帮助和照顾

感谢王雅民、蒋春华、潘晓辉、谢旭峰、林贵梅、张娟、曹华等朋友在我硕士期间对我生活和学习上的帮助。

感谢父母多年来对我的养育和对我无私的支持,感谢所有的亲人和朋友,他们的支持是我最大的后盾。

冯俊福

2004年2月于求实园

作者在读硕期间发表或已录用的论文

- 1、冯俊福，俞建霖，金小荣，基坑支护结构的反分析及预测，建筑结构，录用待发表。
- 2、冯俊福，俞建霖，杨学林，组合式围护结构在基坑施工中的应用，低温建筑技术，录用待发表。
- 3、冯俊福，俞建霖，反分析技术在基坑开挖及预测中的应用，建筑技术，录用待发表。
- 4、冯俊福，俞建霖，杨学林，龚晓南，考虑动态因素的深基坑开挖反演分析及预测，岩土力学，录用待发表。