

摘要

深基坑开挖不仅要保证基坑本身的安全与稳定，而且还要有效地控制基坑周围地层移动以达到保护周围环境的目的，尤其是在地基土质较差的城市内进行基坑开挖施工时，经常引起基坑周围土体较大的变形，从而影响基坑周围的建筑物、公共设施、道路、铁路、管线、机器设备等的正常使用，甚至危及安全，造成破坏。因此，准确地预测由于基坑开挖而引起的土体移动，不仅是基坑开挖支护系统设计的一个重要组成部分，而且也是评估由于基坑开挖对周围环境影响程度的一个重要指标。

然而，在通常所使用的有限元进行基坑开挖的计算分析中，一般都没有考虑土体的应力各向异性，或者考虑了土体的应力各向异性但所使用的本构模型过于复杂，不便于工程界接受；而各向异性对土体的破坏和变形有着重要的影响（Yang, 1997）。而且，在基坑的开挖过程中，土体单元都要经历主应力幅值变化的同时也伴随着主应力轴方向的旋转变换，土体的不排水抗剪强度和变形等对大主应力的方向有着强烈的依赖作用，如果将已改变应力状态土体的强度等同于未改变应力状态土体的强度，对于土体的塑性屈服来说，与实际的屈服强度之间存在着差异，影响着土体的塑性变形量的大小。为了更加准确地预测基坑开挖后的变形性状，必须考虑上述因素。基于此，本文在前人研究的基础上，探讨了土体的初始各向异性以及应力诱发各向异性对基坑开挖变形的影响，取得了如下研究成果：

1、利用魏星（2005）提出的各向异性弹塑性本构模型，分析了具有初始各向异性土样在等向固结三轴压缩和拉伸试验中的变形特性。

为了将上述各向异性本构关系应用到工程实践中，并且便于工程界接受，在上述各向异性界面本构模型的基础上，根据三轴试验的不排水应力路径，推导了软粘土不排水三轴压缩和拉伸的各向异性强度公式，该表达式可以综合考虑土的应力历史以及初始固结状态对强度的影响。同时，结合室内试验，确定了上海典型软粘土 K_0 固结条件下拉伸与压缩不排水抗剪强度的比值。

对于在不排水条件下的弹塑性分析，本文考虑了能够反映土体初始各向异性和由于土体单元主应力轴的旋转引起土体强度的应力诱发各向异性特性，并结合 Casagrande 和 Carillo(1944)所提出的强度公式，推导了不排水条件下土

体各向异性强度与 von Mises 屈服准则所表示的强度之间的关系,对经典的 von Mises 准则作了改进,使用改进后的 von Mises 准则作为土体的屈服准则,改进后的 von Mises 准则可反映土体的各向异性强度特性。

2、以 ANSYS9.0 为平台,将能够反映土体各向异性的理想弹塑性本构模型连接到该软件中,并以此为基础,首先使用 Poh 等(1997)中的两个分析实例验证了所耦合程序的可靠性,接着,对各向异性条件下基坑开挖后的变形性状进行了较为详细的分析,具体有以下几点结论:

➤ 在考虑土体的各向异性时,各向异性对基坑变形性状的影响随着各向异性程度的增强而增大,在一定的开挖宽度范围内,各向异性对土体水平变形的影响要大于对土体竖向变形的影响。

➤ 各向异性对基坑开挖后土体变形(水平变形和竖向变形)的影响随着基坑开挖宽度的不同而不同。在一定的开挖深度范围内,随着开挖宽度的增加,各向异性对土体变形的影响由对水平变形为主要影响对象,逐渐转变为以对竖向变形为主要研究对象。

➤ 初始各向异性和应力诱发各向异性对基坑开挖后土体变形的影响程度是不同的,就软土条件下的基坑开挖而言,各向异性对土体变形的影响以应力诱发各向异性为主,对于挖深在 8m、开挖宽度在 40m 左右的基坑来说,应力诱发各向异性对基坑变形(水平变形和竖向变形)的影响约占整个各向异性影响的 70%。

➤ 逆作法条件下各向异性对土体变形的影响要大于顺作法施工时各向异性对土体变形的影响,土体的各向异性程度越强,这种影响将越显著。

3、采用本文模型和 Drucker-Prager 模型对一具体基坑工程进行了三维空间的计算分析,两种模型的计算结果均与实测结果作了对比,对比表明:关于基坑的空间变形性状,考虑土体应力各向异性时的计算结果要与实际工程更为接近。

最后,关于进一步研究的方向进行了简要的讨论。

关键词: 应力各向异性, 抗剪强度, 本构模型, 基坑, 变形性状, 有限单元法, 二次开发

ABSTRACT

In order to protect the environments, not only the safety and stability of excavations should be considered, but also its deformation should be controlled within certain scale, especially in the condition of soft foundation. Because it could cause excessive deformation and influence the well-balanced use of buildings, public establishments etc, al., thus, the preferably exact forecast of deformation is an important job of excavation engineering.

Generally, in the numerical simulation, the constitutive model of soil doesn't include its anisotropic characteristic or its complexity doesn't make the engineers use it. However, the anisotropy has an important influence on the safety and deformation of excavations(Yang, 1997). In the construction, the relation of stress and strain will undergo changing and the direction of primary stress will also change. To great degree, the undrained shear strength and deformation depend on the direction of primary stress. If the unchanged mechanical parameters are still used in order to simulate the changed parameters of soil, it might induce differences between simulation and field data. The above factors must be included in the constitutive model for the purpose of exact forecast. This dissertation discusses the anisotropic behavior of soft clay and its effect on the deformation of excavations based on the study of other researchers.

The main achievements of this thesis are as follows:

1 Firstly, an anisotropic bounding surface constitutive model(Wei, 2005) is recommended, secondly, the deformation of triaxial compression tests and triaxial extension tests under condition of isotropic consolidation is analyzed qualitatively.

In order to simply use the anisotropic constitutive model, the formulation of anisotropic undrained shear strength is deduced according to the undrained stress path. The formulation can express the effect of stress history and consolidated state on shear strength. At the same time, the ratio between extension and compression shear strength is confirmed about Shanghai soft clay.

A formulation which reflects the initial anisotropy and induced anisotropy is deduced based on the formulation proposed by Casagrande and Carillo(1944). It could also contain the relation between anisotropic undrained shear strength and von Mises strength. Therefore, the classical von Mises strength criterion is modified. The modified von Mises criterion can reflect the anisotropic strength characteristic.

2 The new anisotropic perfect elastic-plastic model is coupled into ANSYS9.0. On this basis, two examples in the study of Poh et al. (1997) are confirmed, then the deformation of excavation is exactly researched, the following are the conclusions:

When we carry out study of anisotropy of soil, the influence of anisotropy on the deformation is becoming evident with the increasing degree of anisotropy on the condition of same excavation width, while the influence of anisotropy on the level deformation is greater than the vertical deformation within the certain excavation zone.

The influence of anisotropy on the deformation changes with the different excavation width. With the increasing of excavation width, the influence of anisotropy on deformation changes from the level to vertical and become the dominant influence object within the certain excavation zone.

The influence degree of initial anisotropy and induced anisotropy on the deformation of excavation is different from each other, and on the condition of soft clay, the influence of anisotropy on deformation is mainly induced anisotropy. For the excavation depth of 8 meters and the width changing from 10 meters to 40 meters, the influence of induced anisotropy on deformation occupied 70% of the whole anisotropy influence.

The influence degree on the deformation is greater on the condition of reverse construction method than on the condition of normal construction method. The stronger the anisotropy, the greater the influence.

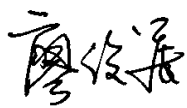
3. Some excavation is analyzed with the coupled model and Drucker-Prager model, and the analysis results are compared with field data. The result shows the simulation result is more closed to the field data when anisotropy is to be considered.

Finally, further studies on the research are discussed briefly.

Key words: stress anisotropy, shear strength, constitutive model, excavation, deformation, finite element method, development

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版；学校有权保留学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：
2007年9月26日

经指导教师同意，本学位论文属于保密，在 年解密后适用本授权书。

指导教师签名：

学位论文作者签名：

年 月 日

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

签名：廖俊良

2007年9月26日

第 1 章 绪论

1.1 选题背景及意义

随着经济的发展和人们对居住环境要求的提高，近年来我国建筑、市政工程得到了飞速发展。在都市中，寸土寸金，因而在建筑向高空发展的同时，地下空间的利用也成为一个重要方向。在密集的城市区内，高层及多层建筑的地下室、地下商场、地下车库、地铁车站等工程的施工都会面临着基坑工程问题。

· 基坑开挖与支护虽然是地下工程施工中一个古老的传统课题，但同时又是一个综合性的土木工程和岩土工程难题。基坑开挖支护过程的计算既涉及到土力学中典型的强度与稳定问题，又包含了土与支护结构的共同作用，同时还涉及到自身和临近建（构）筑物的变形等问题，并且随着在密集城市区深基坑数量的增加，基坑工程逐渐成为城市建设中主要的岩土工程课题之一（钱七虎，1998）。

由于大量的基坑工程集中在市区，在这些人口密集区施工，施工场地狭小，周围环境条件复杂。因此，基坑工程不仅要保证围护结构及基坑本身的安全，而且还要保证周围建（构）筑物的安全和正常使用，同时，也提高了对基坑开挖而引起周围土体移动的控制的要求。对基坑变形控制要求的提高，使深基坑工程在设计计算过程中控制土体的位移就成了首要任务（Marulanda, 2001）。因此开展基坑工程变形性状的研究，对基坑开挖引起周围的土体移动进行预测，并根据环境保护等级及其控制标准，把由于基坑开挖而引起周围土层的移动控制在其所允许的范围之内，对保护环境具有重要意义。

在岩土工程的发展过程中，关于基坑变形的分析方法可分为经验估算方法、解析方法、和数值计算方法等。传统的基于经验判断的简化的分析方法，由于不能考虑土体的真实力学特性、复杂的几何与边界条件以及土与结构间的相互作用，分析精度和可靠性较差；解析法无法全面地模拟复杂的土层条件以及土体与围护结构的相互作用。另外，目前深基坑变形及稳定性分析一般假设基坑

周围土体为各向同性的条件下进行的。实际上，由于土的沉积，土体已处于初始非等向固结（ K_0 固结）状态，表现出明显的初始各向异性，而随后施工过程中应力状态的改变以及塑性变形的累积也会改变土体的各向异性特性，使得土体具有明显的应力诱发的各向异性性质（姜洪伟等，1997）。而各向异性对土体的工程性质是有很大影响的，尤其是在大型的岩土工程问题包括大型深基坑工程中，忽略了各向异性的影响将可能无法保证计算结果的准确性（Zdravkovic等，2002；Hashash等，2002；黄茂松等，2005）。由此可见，进一步开展考虑应力各向异性的基坑开挖变形特性研究将是十分必要的，研究成果将为工程设计提供参考依据。

1.2 研究目的

本文是国家自然科学基金项目(10272083)“移动往复荷载作用下流变性软土的长期沉降分析”和上海市重大科技攻关项目子课题“主体工程与支护结构相结合的深基坑理论、设计与施工新技术研究”的一部分。研究的目的是针对目前在深基坑开挖的数值计算分析中缺乏实用的、可考虑土体应力各向异性的现状，从不排水抗剪强度的各向异性出发，建立起一种能够初步反映基坑开挖过程中 K_0 固结土体真实力学特性的实用数值模型。

从目前的研究成果来看，在通常所使用的有限元进行基坑开挖的计算分析中，一般都没有考虑土体的应力各向异性，或者考虑了土体的应力各向异性但所使用的本构模型过于复杂，不便于工程界接受；而且还需要自行编写大量的程序，阻碍了对基坑变形准确预测工作的进展。因此，为了克服上述不足，本文在考虑土体初始各向异性的前提下，并结合基坑开挖过程中应力各向异性引起土体强度的变化，提出了一个相对简单的、可以反映土体各向异性的理想弹塑性本构模型，并将其连接到 ANSYS 软件中，利用 ANSYS 软件强大的前后处理及计算功能，研究土体应力各向异性对基坑开挖性状的影响，以期对基坑开挖后的变形进行相对准确地计算。

1.3 研究方法和研究内容

本文在各向异性的理论框架内，在各向异性界面本构模型（魏星，2005）

的基础上, 根据三轴试验的不排水应力路径, 推导了软粘土不排水三轴压缩和拉伸的各向异性强度公式, 该表达式可以综合考虑土的应力历史以及初始固结状态对强度的影响。为了反映基坑开挖过程中土体强度的各向异性, 结合 Casagrande 和 Carillo(1944)所提出的强度公式, 公式进一步考虑了主应力轴旋转对不排水强度的影响, 推导了不排水条件下土体各向异性强度与 von Mises 准则所表示的强度之间的关系, 并对经典的 von Mises 准则作了改进, 以改进后强度准则作为土体的屈服准则, 将能够反映土体各向异性的理想弹塑性模型连接到大型通用软件 ANSYS 中, 利用其强大的前后处理和计算功能模拟应力各向异性对基坑开挖性状的影响。

本文研究了土体应力各向异性(包括初始各向异性和应力诱发各向异性)对基坑开挖性状的影响, 主要分为以下六章:

第1章: 本文的研究背景、意义以及研究目的、研究内容和方法;

第2章: 介绍了本文涉及课题的研究现状, 主要包括: 基坑变形的计算方法; 土体各向异性本构模型; 土体的各向异性强度特性; 应力各向异性对基坑变形影响的研究现状;

第3章: 介绍了一个适用于软粘土的各向异性界面弹塑性本构模型(魏星, 2005), 在此基础上, 分析了考虑各向异性情况下, 土体在拉伸试验条件与压缩试验条件下的变形特性; 土体的初始各向异性对土体拉伸变形特性的影响。然后在各向异性界面弹塑性本构模型的框架内, 推导出土体三轴拉伸条件下和三轴压缩条件下的抗剪强度公式, 同时考虑土体在受荷过程中的主应力方向的旋转, 结合 Casagrande 和 Carillo (1944) 公式进一步考虑了主应力轴旋转对不排水强度的影响, 推导了不排水条件下土体各向异性强度与 von Mises 准则所表示的强度之间的关系, 并对经典的 von Mises 准则作了改进, 改进后的屈服准则可以考虑屈服强度的初始各向异性和应力诱发各向异性。

第4章: 在上面理论的基础上, 将一个能够反映土体各向异性的理想弹塑性本构模型连接到具有强大前后处理及计算功能的大型有限元分析软件 ANSYS 中, 对基坑开挖后的变形性状进行计算分析。主要分析了不同各向异性比对基坑开挖后水平变形和竖向变形的影响; 不同开挖宽度时各向异性对基坑开挖性状的影响; 初始各向异性和各向异性强度对基坑变形的影响程度; 顺作法施工及逆作法条件下各向异性对基坑变形性状的影响。

第5章: 在以上分析的基础上, 使用所耦合的本构模型和 ANSYS 自带的

Drucker-Prager 模型对一具体工程实例进行了计算，并对两种计算结果与实测作了对比分析，结果表明：考虑土体应力各向异性时的深基坑变形性状与实测结果更为接近。

第6章：简要总结本文工作，并指出下一步研究的方向。

第2章 国内外相关研究现状暨文献综述

2.1 引言

基坑工程设计与施工是岩土工程和基础工程中的一个古老的传统课题，同时又是综合性的岩土工程难题。在基坑工程的计算中，主要的研究内容为基坑的稳定与变形。目前，国内外有多种计算深基坑工程的理论和方法，而且近年来也积累了大量深基坑工程设计经验。因此，深基坑稳定性已经不再是工程难题。但仍然难以准确预测基坑周围地层移动性状，由基坑开挖引起的周围岩土环境问题比比皆是。特别是随着城市化的发展，大量的基坑工程集中在市区，在这些人口密集区施工，施工场地狭小，周围环境条件复杂，在地层较好的地区(如可塑、硬塑粘土地区，中等密实以上的砂土地区，软岩地区等)，基坑开挖所引起的周围地层变形较小，如适当控制，不至于影响周围的市政环境，但在软土地区(如天津、上海、温州、厦门等沿海地区)，特别是在软土地区的城市建设中，由于地层的软弱复杂，进行基坑开挖往往会产生较大的变形，严重影响紧临深基坑周围的建筑物、地下管线、交通干道和其它市政设施等。因此，对于由深基坑开挖而引起的土体移动的研究日益重要。

为了使基坑支护系统的设计必须把土体的变形限制在它所影响范围内的建(构)筑物所能满足的条件之内，在基坑开挖前就需要对其在开挖过程中的变形性状作一合理预测。关于基坑变形的预测方法主要有：经验估算法、有限单元法以及模型试验方法。而在使用有限元法计算基坑的变形时，需要参数少、计算简单且容易被岩土工程师掌握并能够反映土体在开挖过程中真实的力学特性的本构模型是亟待解决的问题。

因此，本章回顾了关于预测基坑变形的几种常用方法：经验估算法、有限单元法以及模型试验法，并说明了有限单元法在计算基坑变形时的独特优势。在此基础上，综述了关于在有限元法计算中决定土体变形的应力应变本构关系，以及在计算基坑开挖时考虑土体应力各向异性对基坑开挖性状的影响。对于基坑变形特性的研究，国内外不同学者分别从不同研究角度出发，并取得了一定的研究成果。

2.2 基坑变形的计算方法

深基坑工程不仅涉及到土体的强度和稳定问题，而且还涉及到土体变形对周围环境以及地下建（构）筑物的影响问题。总体而言，在基坑工程中，一般来说，工程实践总是超前于理论研究，往往是一种新的围护形式和开挖方法带动新的相关理论的出现，出现这一结果客观上是由于影响基坑工程性状的因素非常多，给定量的理论分析带来了很大的难度。因此，对于基坑变形的研究，国内外也出现了不同的研究手段和方法，比较常用的计算方法有经验估算法和有限单元法。

2.2.1 经验估算法

较早对基坑变形性状的系统研究应属于 Peck (1969)，他在第九届国际土力学与基础工程会议的报告上，根据美国芝加哥、挪威奥斯陆等地的基坑工程现场地表观测资料，提出针对不同土层来分析墙后地表沉降及其范围的经验关系曲线以及相应的经验估算方法，较全面地反映了土的工程性质、场地条件和施工质量对地表沉降的综合影响。而且通过定义稳定系数 N_b 与基坑坑底隆起的临界稳定系数 N_{cb} 的关系间接地将基坑稳定性与地表变形联系起来。该经验关系曲线及其经验估算方法至今仍有一定的指导意义，如图 2.1 所示，同时还定义稳定系数 N_b 为：

$$N_b = \frac{\gamma H}{S_u} \quad (2.1)$$

式中：

γ -坑底以上土体的容重；

S_u -坑底土体的不排水抗剪强度；

N_{cb} -基坑坑底隆起的临界稳定系数。

Peck (1969) 所使用的数据来源于使用支撑或拉锚的咬合桩和板桩支护的基坑，图 2.1 所涉及到的基坑的地理位置及开挖深度范围如表 2.1 所示。

虽然这些图表给出了一个预测墙后地表沉降及分布的有效方法，但考虑到这个图表是建立在柔性支护结构的基础上，因此，如果把这个结果应用到刚性支护结构，如混凝土地下连续墙，则结果在一定程度上不可靠 (Marulanda, 2001)。

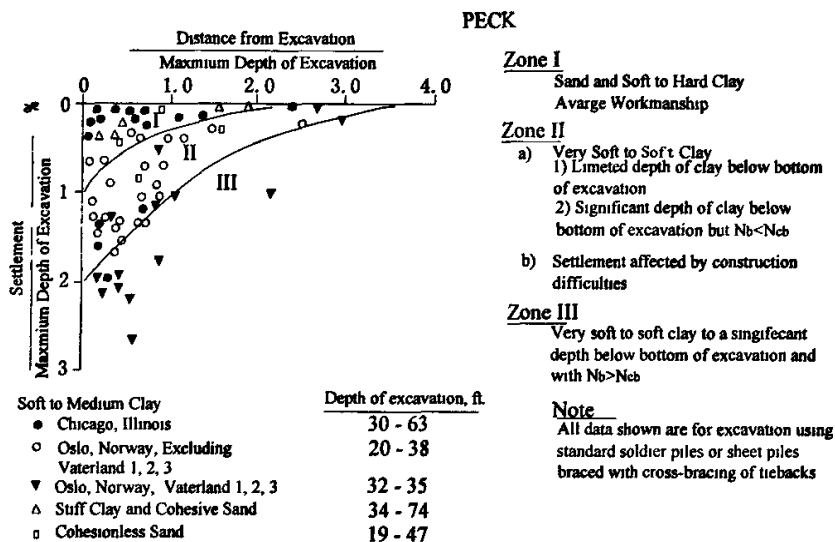


图 2.1 不同地层条件下基坑周围的地表沉降 (Peck, 1969)

表 2.1 Peck 经验图表数据来源

土质类型	数量	开挖深度 (m)
软到中等粘土	20	9.1~19.2
Chicago, Illinois	26	6.1~11.6
Oslo, Norway, 不包括 Vaterland 1, 2, 3	18	9.8~10.7
Oslo, Norway, Vaterland 1, 2, 3		
硬粘土和粘性砂	10	10.4~22.6
无粘性砂	5	11.9~14.3
总计	79	6.1~22.6

Mana 和 Clough (1981)通过对几个粘性土中基坑开挖工程现场观测资料的分析发现,在普通的施工条件下,墙体最大侧向位移与基坑的抗隆起安全系数存在着某种确定的关系。Mana 和 Clough(1981)据此结合有限元计算对工程经验进行了简化,提出了稳定安全系数法,用于估算围护结构和墙后地面的最大位移值。

Cording 等(1985)建立了墙体侧向位移、墙体的刚度和土体的硬度之间的关系,定义了两个描述施工次序的参数 (L ,最大无支撑竖向开挖间距, ΔH ,竖向支撑间距),并在现场观测和大型模型试验的基础上总结了一系列的经验公式和图表,Cording 所总结的这些图表,其数据来源于一些实际基坑工程和其他研

究者采用弹塑性有限元分析的结果。

Sugimoto(1986)通过对大量基坑墙后地表的 最大沉降 与离开墙体的距离的统计分析,提出了一种计算墙后最大地表沉降的经验方法,在最大沉降与被建议系数之间的关系上通过基坑开挖的地质条件来确定。

Wong(1989)还通过研究土的不排水强度,基坑宽度,墙体刚度等对基坑变形的影响,得出了估算墙体和地表沉降的计算公式。Nicholsen(1987)也作了类似的工作。他们的工作增加了人们对基坑开挖性状的了解,也为基坑问题的进一步研究提供了有用的参考依据。

Ou等(1993)通过分析台北的10个基坑工程变形的实测数据,统计了地表沉降与墙体变形的关系,指出最大墙体变形与最大地表沉降的比值处于0.5~1.0之间,并将地表沉降范围分为主要沉降区和次要沉降区。

刘建航(1997)介绍的日本道路规范给出墙体侧向位移与地表沉降之间的经验关系式,如图2.2所示,该法假定基坑周围地表沉降曲线所围成的面积与墙体侧向位移所围成的面积相等,可根据土压力计算出的墙体的侧向位移来预估地表的沉降。

在国内,关于基坑开挖所引起土体变形的估算方法也出现了不同的方法,但大多集中在墙后地表的沉降上。

候学渊等(1989)结合工程实测资料,在Peck估算隧道上方地表沉降经验公式的基础上,假定地表沉降曲线与支护结构的侧移线形状相似,将墙体分为三角形和抛物线形两种模式,并分别给出了估算地表沉降的经验公式。

夏明耀(1990)所介绍的一种经验方法,事实上它也是建立在Peck沉降模式图的基础上,是对它的补充。

徐方京等(1993)针对图2.3(a),(b)的沉降分布型式给出了地下连续墙后的土体沉降以及墙体侧移的估算公式:

地表沉降量为:

$$S(x) = (V_s \cdot x \cdot \exp(-x^2 / 2i^2)) / i^2 \quad (2.2)$$

式中:

x —距基坑边缘的距离;

i —极大值的位置;

s —各步开挖引起的坑外地层损失,它正比于 $B \cdot h$, (B , h 分别为基坑开挖的宽度和深度)。

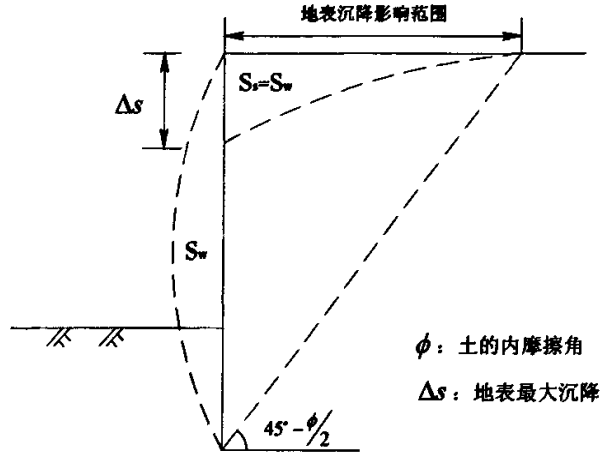


图 2.2 墙体侧向位移与地表沉降之间的经验关系
围护墙体的侧向移动为：

$$w(y) = l_m(2hy - y^2) / h^2, y \leq h, \quad (2.3a)$$

$$w(y) = l_m e^{-2(y-h)^2}, y > h \quad (2.3b)$$

式中：

h —开挖深度；

l_m —最大变形值；

y —侧移位置距离地面的距离。

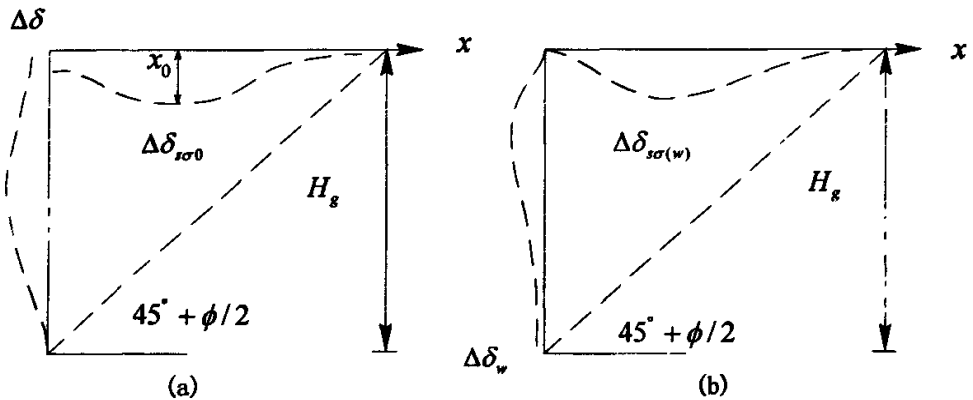


图 2.3 基坑开挖引起支护结构及地表的变形模型

徐方京等 (1993) 通过使用上述公式, 对两个实际基坑工程开挖的变形进行了预测, 取得了较高精度的预测结果。

顾晓鲁等 (1997) 从基坑抗隆起安全系数出发, 得出最大地面沉降与支护结构最大变形之间的关系为:

$$S_{\max} = \alpha \cdot \delta_{\max} \quad (2.4)$$

其中:

S_{\max} — 地面最大沉降量;

δ_{\max} — 支护结构的最大变形量;

α — 与抗隆起安全系数 K_s 有关的系数, 当 $K_s > 1.5$ 时, 一般性粘土,

$\alpha = 0.3 \sim 0.5$; 软弱土层, $\alpha = 0.5 \sim 1.1$ 。

刘建航 (1999) 在多年大量基于时空效应法施工开挖的现场测试数据基础上, 归纳整理出以下地表沉降估算公式, 见横向地表沉降曲线图 2.4。

(1) 横向地面最大沉降值 δ_{vm}

$$\delta_{vm} = \alpha \cdot \delta_{Hm} \quad (2.5)$$

其中:

δ_{Hm} — 围护结构最大水平位移;

α — 经验系数; $\alpha = 0.7 \sim 0.8$, 仅适用于围护结构有较好止水性能的情况, 而且沉降变形属于小变形范畴, 即 $\delta_H \leq 0.5\%H$ 。

(2) 横向地面沉降曲线计算公式如下:

$$\begin{aligned} \delta(x) &= \delta_{vm} \exp\left[-\frac{x^2}{\beta(x_0 - x_m)^2}\right] \\ &= \alpha \delta_{Hm} \exp\left[-\frac{x^2}{\beta(x_0 - x_m)^2}\right] \end{aligned} \quad (2.6)$$

式中:

$\delta(x)$ — 横向地面沉降函数值;

$\beta = 0.3 \sim 0.35$;

$x_m = (0.6 \sim 0.7)h_0$ (h_0 为开挖深度), 当粘粒含量大于50%时, x_m 取0.7; 粘粒含量在20%~30%时, x_m 取0.6;

δ_{Hm} — 围护结构的最大水平位移;

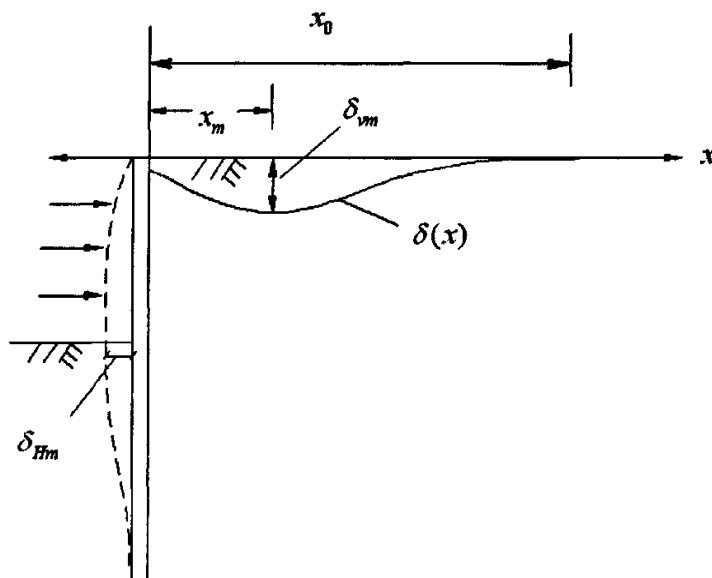


图2.4 横向地面沉降曲线

当采用上面的公式估算地面沉降时, 沉降曲线比较连贯而且光滑, 也比较符合近年来上海地区基于时空效应法设计施工的软土深基坑在小应变状态下坑外地表沉降的特征和数据。

(3) 纵向沉降曲线的类型。

图2.5中a段指曲率半径为R的圆弧, b段为两个a段的连接切线, δ_{vm} 为开挖段中心处所预测的墙后横向最大地面沉降量或者横向沉降曲线上某点的地面沉降。

沉降曲线的曲率半径为: $R = \frac{al - 2a^2}{2\delta_{vm}}$, 按实际工程经验 a 取 l/b , 则:

$$R = \frac{l^2}{18\delta_{vm}} \quad (2.7)$$

式中:

l —纵向沉降所影响的范围;

δ_{vm} —沉降曲线中心的最大地面沉降量。

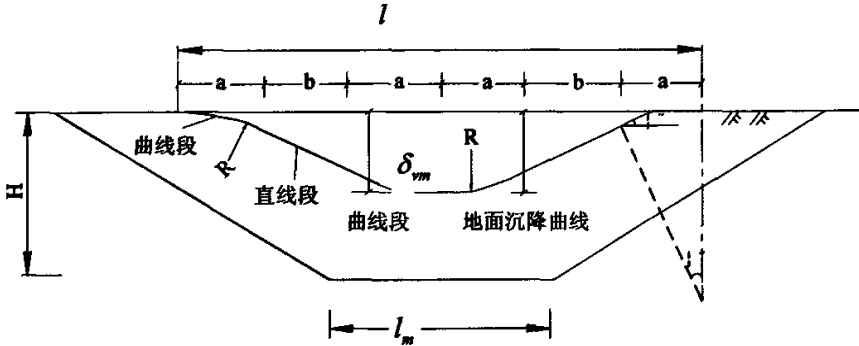


图2.5 墙后纵向地面沉降曲线

对于经验估算法,虽然简便、易于操作,但是选择正确、合理、可靠的经验系数是成功应用这些公式的关键。首先,这些公式中的经验系数对于不同的基坑工程其类比性较差,不具备很强的说服力。如:基坑开挖过程中,地表面超载大小的不同,则经验系数应该是不同的(经验公式中未列出此项),地表面超载所处的位置不同,则坑周地面沉降的最大点位置也应该是不同的;而在实际工程中,地面的超载对基坑围护结构的侧向移动和围护墙后地表的沉降(最大沉降量及位置)是有很大影响的。其次,基坑隆起的经验公式中未罗列出围护墙变位对坑底以下土体的侧向压缩所产生的作用,从大量基坑工程的监测资料看,窄基坑(长条形地铁车站)条件下此作用更加明显,这与实际情形也是有区别的。

2.2.2 有限单元法

有限元方法自诞生之日起,其应用得到了迅猛发展,到目前为止已广泛应用许多工程领域,在基坑工程也得到了广泛的应用。有限单元法在岩土工程中的合理应用,可以更为准确地预估土体和支护结构的变形、内力和稳定性的变化过程以及发展趋势,可以深入地了解基坑开挖问题的性状实质和关键的土体部位;指导施工方案的确定与实时修改;帮助岩土工程师根据现场观测资料,推算出合适的材料参数,以及帮助分析失事的原因等。因此,在国内外得到了

广泛的应用。

1、不考虑土体应力各向异性时基坑开挖变形的有限元分析

模拟基坑施工研究的有限元分析起源上世纪七十年代, Clough和Woodward (1967) 首先提出了填筑过程的有限元模拟, 随后, Duncan、Dunlop和Chandra-sekaran (1959, 1971, 1974) 等提出开挖过程的有限元模拟。

Duncan和Chang (1970) 首次应用有限元数值方法对边坡开挖的性状进行了分析, 通过与实测资料的对比, 认为有限元法可以较好地预测边坡开挖, 其中土体本构模型采用双曲线非线性弹性模型 (Duncan等, 1970)。

Mana等 (1981) 通过现场实测和有限元联合分析, 发现墙体变形和地表沉降与基底隆起安全系数有直接关系, 并建立起与之相关的经验公式, Mana同时还提出了开挖荷载的计算方法, 即Mana法, 一直沿用至今。

Potts等(1984)利用有限元法研究了典型结构形式(开挖和填方)及土的初始应力对单撑挡墙的影响, 本构关系采用理想弹塑性模型, 得出土体的位移值主要取决于开挖和墙体的几何尺寸、土和墙体的性质、支撑点的位置、墙体的构造方式以及土中的初始应力等。

Simpson(1992)针对应力路径变化时小应变范围内的刚度显著地变化, 提出了一个可模拟应力历史条件下的小应变行为分析的Brick模型, 并将其应用到基坑开挖过程的模拟。Ng (1992)在其博士论文中使用该模型通过在伦敦粘土的一个基坑的数值模拟, 发现该模型相比较其它模型而言, 分析结果能够比较好地与实测结果相吻合, Sun (1999)通过使用该模型对香港的深开挖问题进行了数值模拟, 均得到了比较满意的结果。

Ou 等(1996)开发了考虑土体非线性的深基坑工程三维有限元程序, 通过对一系列参数的研究, 得到了根据二维有限元分析的结果来估计三维情况下围护结构最大水平位移的关系, 并对一个不规则形状的基坑实例进行有限元分析, 得到的数值结果与实测结果取得了很好的一致。

Chew 等(1996)对内撑式支护结构进行了二维和三维有限元计算比较, 认为支护结构变形表现出明显的空间效应, 三维计算结果可以较好地预测各个断面上的变形, 在基坑拐角处, 二维计算结果明显偏大。

Bose 等(1998)基于修正的剑桥模型开发了考虑分步开挖及设置支撑等情况的内撑式基坑有限元程序。研究表明, 围护墙插入坑底以下深度的增加降低了基坑底部处围护墙的变形, 但对最后一道支撑以上的变形却影响甚微, 基坑宽

度的增加使得围护墙的变形和周围地表沉降增大，预应力支撑也对内撑式基坑的性状有很大影响。

Hong 等(2003)针对带木挡板的排桩式围护结构的基坑，说明了在基坑长度超过一定范围时通常采用二维有限元进行分析的，并对二维有限元分析和三维有限元分析的结果进行了对比，分析了排桩和木挡板刚度进行等刚度转化对计算结果所带来的影响。认为排桩和木挡板刚度按等刚度原则转化后进行二维有限元分析时过高地估计了开挖面以下桩与土之间的藕合作用，在桩没有打入硬土层时明显过低地估计了围护桩的变形，木挡板的变形通常大于围护桩的变形，这一点通常被过低地估计了，二维分析时不能够区分同一深度在不同位置处土的应力路径差异且不能反映木挡板后面土的软化。

Ghahreman (2004) 基于ABAQUS开发了一个砂土的塑性模型，通过使用该模型对一个砂土基坑进行了二维和三维的模拟，模拟结果表明，该模型能够很好地反映基坑开挖过程中周围土体的变形性状。

Osman等(2006)在塑性理论的框架内，提出了一种依靠不排水抗剪试验获得的参数用于围护基坑的设计计算，它的特点是使用塑性区内应变与应力之间的关系，根据塑性应变，使用所提出的塑性变形理论，来预测基坑围护结构的变形。它的显著特点是土体的变形直接与变不排水抗剪强度(MSD)参数有直接关系，通过对两个实例的计算对比，说明了所提出的方法的简便性，但是它没有考虑土体强度的各向异性。

Finno等(2007)基于150例基坑的有限元分析结果，分析了粘土条件下基坑的开挖性状，如：长度、宽度、开挖深度等对基坑变形的影响。在此分析结果的基础上，根据三维有限元和采用平面应变对支护墙中心最大位移的模拟，定义了平面应变率，并根据影响墙体变形的因素定义了平面应变率的方程。根据这个方程，如果基坑开挖长度与开挖深度之比大于6时，对于墙体中心的位移可采用平面应变来模拟，其结果与三维有限元模拟相同。

Kung等(2007)提出了一个可以预测围护墙最大位移和地表最大沉降的适合软到中等硬度土体的半经验模型，这个半经验模型以有限元分析和以往的现场实测数据为基础，可以较为精确地预测软土条件下和中等硬度的土体条件下基坑开挖所引起的地表的沉降以及支护墙体的最大位移。

朱百里(1991)采用修正的剑桥模型，考虑土体的固结与变形藕合作用以及土与支护系统的共同作用，研究了基坑周围土体的沉降、侧移和基坑底部隆起

的变形规律, 并指出周围土体应力路径的变化是有一定规律的, 并可据此用室内试验模拟其变化规律。

徐杨青(2001)使用Drucker-Prager模型对一深基坑进行了平面有限元分析, 并分析了影响深基坑变形的主要因素, 将分析结果应用于两个饱和深厚软土条件下的深基坑工程, 对复杂条件下如何控制深基坑的变形进行了进一步的研究、分析和论证。

高文华、杨林德、沈蒲生(2001)采用Mindlin厚板理论, 通过编制的计算程序探讨了分步开挖深度、基坑开挖宽度、边界约束条件、地基流变等因素对支护结构内力和变形时空效应的影响, 揭示了各种因素对软土深基坑支护结构内力与变形时空效应影响的规律。

俞建霖、龚晓南(2002)用空间有限单元法研究了基坑开挖过程中围护结构变形、周围地表沉降、基坑底部隆起的空间分布以及影响围护结构变形的主要因素, 并通过工程实例验证了有限元分析模式的合理性。

陆新征、宋二祥等(2003)对某基坑进行了施工全过程的三维有限元弹塑性分析和模拟。文中分别考虑了支护结构和土体之间的相互作用问题, 以及各种开挖方案、降水方案对基坑变形的影响。对比各种分析结果得出考虑共同作用和不考虑共同作用时基坑变形相差达到10倍, 支护结构内力相差达到1.5倍。

廖俊展、黄茂松等(2006)采用三维实体单元分析了逆作法条件下抗浮抗拔桩对大面积、特深基坑开挖性状的影响, 以及在基坑开挖过程中桩体的受力特性。分析结果表明了逆作法施工的带有抗浮抗拔桩基坑的坑底隆起量约为顺作法施工的带有抗浮抗拔桩基坑的坑底隆起量的1/3。受开挖区域的影响, 承受轴力最大值、最小值桩体的平面位置是不断变化的。并将开挖过程中桩体轴力的计算结果和试验结果作了对比, 说明了计算结果可作为工程施工的参考数据。

有限单元法应用于基坑工程, 能够较好地模拟开挖工况及土与结构共同作用问题; 能考虑复杂边界条件及不同介质; 能同时计算土体与结构变形与应力。三维有限元克服了平面模型和块体模型的主要缺陷, 可以在计算中量化深基坑支护结构中各部分个体效应和整体效应, 所得结果能够客观的描述深基坑支护工程的工作性状, 从而成为分析岩土工程问题灵活的、实用和经济有效的手段。然而, 以往在采用有限元分析基坑的开挖过程中, 大多采用弹性或者相对简单的弹塑性分析, 没有考虑土体的初始应力各向异性和基坑开挖过程中应力诱发的各向异性对基坑开挖变形性状的影响, 而且, 大多基于将土体的变形和强度

分开考虑的传统的土力学理论基础上。因此,分析结果基本上也限于定性分析,而对于目前基坑分析的定量化要求来说,考虑土体的各向异性对于相对准确地预测基坑的开挖性状是一个必不可少的条件。

2、考虑土体应力各向异性时基坑开挖变形的有限元分析

(1) 土体各向异性本构模型的研究现状

在基坑开挖过程中的有限元分析中,为了更精确与合理地计算与预测基坑周围土体位移场的变化,选择能够反映土体真实力学特性的本构关系是至关重要的,而天然粘土具有明显的各向异性特征,因此,考虑土体的各向异性的力学行为对基坑开挖性状的影响是非常必要的(黄茂松等,2005;汪中卫,2004;韩国城,2002)。天然沉积形成的原状土(简称为“天然土”)与室内试验广泛使用的重塑土的力学特性明显不同。现场测试和室内试验研究表明,天然土相对于重塑土具有更强的结构性(structure)和明显的各向异性(anisotropy),且结构性和各向异性对天然土的应力应变以及强度特性有非常显著的影响,现有的大多数粘土的本构模型(如剑桥模型)都是针对饱和的重塑土提出的(沈珠江,1996),它们不能准确描述天然土的力学特性。

对土的各向异性的研究早在1944年就开始了,Casagrande和Carrillo(1944)对各向异性固结土进行了试验研究,并根据各向异性的产生原因将其划分为固有各向异性(inherent anisotropy)和诱发各向异性(induced anisotropy)。固有各向异性是材料固有的物理特性,是指天然土在沉积和固结过程中,土颗粒往往形成一定的排列方式,与应变无关。诱发各向异性是由于土体在垂直方向和水平方向的固结压力不等而引起的各向异性,对土体的变形和强度有重要影响。

自从20世纪70年代以来,土体本构理论研究进入了活跃时期,从而对土体各向异性本构理论的研究也逐渐成为岩土力学研究的热点,国内外许多学者,如Arthur等(1977)、Tavenas和Leroueil(1977)、Provost(1978)、Lade等(1980)、Diaz-Rodriguez等(1992)、Mitchell(1993)、Gajo(2001)、王洪瑾(1996)、袁聚云(1996)、Hashiguchi(1979,1998)等,都通过试验研究说明了各向异性是广泛存在的,并且显著地影响着土的力学特性。

在应用到基坑开挖的各向异性本构模型中,应用较多的有Whittle(1993)提出的MIT-E3模型和Wheeler等(2003)提出的S-CLAY1模型。MIT-E3模型具有的主要特征是:在采用边界面塑性理论的同时引入了运动硬化法则,采用了

非关联流动法则，并且定义了各向异性的破坏准则，而且还能够考虑应变软化。MIT-E3 模型可以描述天然土体的应力历史的影响（超固结土）、土的动力特性以及各向异性等，因此，这个模型得到了广泛的认可（Hashash 和 Whittle, 1996, 2002; Zdravkovic 和 Potts, 2002 等）。

MIT-E3 模型是一个典型的边界面模型，它考虑了土体的各向异性，采用的流动法则是非相关联流动法则。该模型采用的屈服面（边界面）与 Hashiguchi (1998) 模型中的正常屈服面类似，为一个过应力原点的倾斜圆，它在 $p \sim q$ 应力平面内的屈服面方程为：

$$f = (q - \alpha\eta_0 p)^2 - M^2 p(p_c - p) = 0 \quad (2.8)$$

式中 α 表示椭圆形屈服面倾斜的旋转硬化变量。它与一般各向异性模型存在的区别是：MIT-E3 模型的破坏面方程为： $(q - p\zeta)^2 = k^2 p^2$ ，即，在破坏面中也引入了各向异性，其中心线的斜率 ζ 通常小于椭圆倾角的斜率 $\alpha\eta_0$ 。如果在 MIT-E3 模型中取 $\zeta = 0$ 和 $k = M$ ，则破坏面将与修正剑桥模型一致。

根据 MIT-E3 模型屈服面的含义，不难发现，它的屈服面的旋转硬化只和塑性体积应变相关，而忽略了剪切应变的影响，这与其它重点考虑塑性剪切应变对旋转硬化的各向异性模型的观点不一致，与 Hashiguchi 等 (1998) 模型类似，MIT-E3 模型也没有对旋转硬化规律作具体探讨。MIT-E3 模型屈服面旋转的角度也是有范围的。

尽管 MIT-E3 模型的模拟能力很强，但是其采用的理论过于复杂、数学表达式十分繁琐，很难被工程界采纳。

Wheeler 等 (2003) 基于对芬兰 Otaniemi 软粘土的试验研究，在修正剑桥模型的基础上考虑了 K_0 固结应力状态下的各向异性，采用了倾斜椭圆作为其本构模型的屈服面，提出了所谓的 S-CLAY1 模型。

该模型所采用的倾斜椭圆屈服面方程与 Hashiguchi 等 (1998) 以及 Nakano 等 (2005) 以及 MIT-E3 模型的屈服面相似， $p \sim q$ 应力平面倾斜的椭圆屈服面通过应力原点，并且和 q 轴相切，即正常固结线为一条通过原点的直线。Wheeler 等 (2003) 认为初始正常固结线的倾角小于 K_0 线的倾角，该模型屈服面方程为：

$$f = (q - \alpha\eta_0 p)^2 - (M^2 - \alpha^2\eta_0^2)(p_c - p)p = 0 \quad (2.9)$$

式中:

$\alpha\eta_0$ — 正常固结线的斜率;

p_c — 表示屈服面的大小;

η_0 — K_0 线的斜率, 为一常数;

α — 旋转硬化变量, 表示屈服面倾斜程度的变化。

Wheeler 等 (2003) 所提出的 S-CLAY1 模型认为塑性体积应变和塑性抗剪应变对椭圆屈服面的旋转都有影响, 且分别随着这两种塑性应变的发展旋转硬化变量 α 将趋于不同的终值。因此, S-CLAY1 模型不仅可以考虑 K_0 固结应力状态下的各向异性, 并可根据固结后不同应力路径加载试验结果构造了各向异性的演化规律, 也就是通常所说的旋转硬化规律, 并在一定程度上给出了理论推导的依据和试验证明, 能够较好地体现软粘土的旋转硬化特征。

在国内, 也有很多学者基于不同的理论和试验依据, 发展了不同的各向异性模型, 如: 姜洪伟 (1995)、孙德安等 (2000) 分别采用应力变换的方法和破坏函数的方法, 对关口—太田模型进行了改进, 使之能够反映中主应力的影响。孙红等 (1999) 从损伤理论和热力学理论角度出发, 提出了考虑各向异性损伤的能量指标概念, 并构造出损伤势函数, 建立了损伤的演化方程, 从而建立了软土的弹塑性各向异性损伤模型。孙红等 (2001) 将软土各向异性弹塑性损伤模型的小应变模型, 发展为有限变形模型, 给出平面应变条件下考虑各向异性损伤的剪切带形成条件。殷宗泽、徐志伟 (2002) 通过真三轴仪试验, 分别从3个主应力方向加荷, 研究产生的应变分量变化, 提出了土体应力应变柔度矩阵所具有的性质, 即不同应力方向上加荷所引起的应变分量之间关系的规律, 建立了一种以邓肯模型为基础修正的各向异性本构模型。韩国城等 (2002) 在修正剑桥模型基础上, 提出了修正各向异性模型, 然后利用变换应力法将修正各向异性模型从三轴试验的轴对称应力状态扩展至一般应力状态, 新模型采用的 SMP 准则 (松岗元“空间准滑面”准则), 并将此模型用于基坑的开挖分析中。刘元雪, 施建勇等 (2003) 从岩土类材料极限应力状态线所致的各向异性出发, 提出了应力空间变换的思想, 以修正剑桥模型屈服面的中心为映射中心, 给出了重塑土的应力空间变换、应力增量变换的公式, 并考虑了应力洛德角的影响。

赵锡宏、姜洪伟等 (2003) 结合上海软土真三轴排水试验结果以及 Kirkgard 等真三轴不排水试验结果, 将屈服面在 π 平面上形状函数考虑进去, 对关口—太

田的屈服函数进行改进, 提出上海软土的各向异性屈服函数:

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} + Dg(\theta_\sigma)\eta' = \varepsilon_v^p \quad (2.10)$$

其中: $g(\theta_\sigma)$ 为考虑屈服面在 π 平面上的形状函数; κ 为回弹指数; ε_v^p 为塑性体应变; λ 为压缩指数; e_0 为孔隙比。并给出了这个模型的计算参数, 为上海软土的各向异性模型的研究提供了一些有益的成果。

魏星、黄茂松等(2006)基于临界状态理论和界面本构理论, 通过引入各向异性张量建立各向异性的界面和硬化法则, 提出了一个可考虑初始各向异性和诱发各向异性对粘土应力应变行为影响的本构模型。在这个模型中, 粘土的初始各向异性由不等向的固结过程产生, 因此假定各向异性张量的初始值可由初始应力状态确定, 并且提出了一个由塑性体应变和塑性剪应变共同决定的各向异性张量的演化规律来描述在后续应力作用下土的各向异性的变化(诱发各向异性)。并通过数值方法模拟了高岭土的不同三轴试验结果, 结果表明所提出的模型可以更加准确地描述土体的各向异性。

(2) 土体应力各向异性对基坑开挖性状影响的研究现状

天然软粘土由于其沉积历史和一维固结过程一般都具有各向异性, 而随后的应力和塑性变形也会改变土体的各向异性特性。各向异性对土的工程性质是有很影响的, 尤其是在大型的岩土工程问题, 比如在大型深基坑工程中, 忽略了各向异性的影响将可能无法保证计算结果的准确性(Yang, 1997; Zdravkovic 等, 2002; Hashash 等, 2002)。因此, 在基坑开挖过程中, 为了更精确与合理地计算与预测基坑周围的土体位移场的变化, 考虑土体的各向异性的力学行为是非常必要的。

Clough和Hansen(1981)在数值计算中考虑了土体各向异性的影响, 计算结果表明: 当考虑土体的各向异性时, 支护墙体的位移和墙后地面的沉降都会显著地增加, 而且土体的塑性区也显著增大, 土体各向异性明显地影响着土压力的分布。但是, 作者没有考虑土体水平变形和竖向变形分别受各向异性的影响程度。

Whittle(1987)提出了考虑正常固结粘土和轻微超固结粘土非线性和无弹性行为的MIT-E3模型。为了研究粘土中深基坑的开挖性状, Hashash(1992)将MIT-E3模型集成到ABAQUS有限元分析软件中, 通过使用ABAQUS程序, Whittle 和

Hashash(1993)比较了使用MIT-E3模型、MCC模型和线弹性模型进行开挖问题的行为分析,通过比较显示MIT-E3模型能够更好地预测开挖所引起的应力变化和土体的变形特征。

Finno和Harahap(1991)使用有限元模拟了一个饱和土体条件下12m的深基坑的开挖变形行为。土体的应力应变行为用一个各向异性边界面模型来模拟,同时也考虑了土体的各向异性强度,计算结果表明:在整个开挖过程中,墙体的侧向变形与实测结果吻合较好,但是对于墙体附近的地表沉降计算的结果要小于实测结果。同时,认为对于软到中等硬度条件下的土体,在有限元模拟中,考虑土体的各向异性是非常重要的。值得一提的是,此文所使用的边界面模型不仅参数较多,而且也只是分析了墙体的最大变形值,没有研究墙体的变形模式。

Hashash等(1992)通过采用MIT-E3模型对在Boston的隧道工程和台湾的快速交通线中软粘土深基坑工程开挖性状的预测,说明了该结果可以达到对基坑周围的建筑设施的保护,并与实测结果作了对比,认为最大侧向变形可以被总结成开挖深度和支撑间距的函数。

Luccioni等(1995)分别选用Drucker-Prager模型和Bear-Clay模型,模拟了旧金山地铁站的深基坑的开挖性状,并与实测结果作了对比,通过比较说明了在土体参数相同的情况下,采用各向异性模型(Bear-Clay模型)模拟的关于基坑变形量的大小要优于采用各向同性模型,并说明了随着变形量的增大,各向异性对基坑变形的影响程度越强。

Hwang(2000)基于CRISP开发了一个可以考虑土体不排水抗剪强度的的三维各向异性模型,用于模拟边坡的稳定与变形,数值模拟结果也得到了离心机模型试验的验证,表明了考虑土体的各向异性时,数值模拟计算的结果与离心机模型试验结果基本一致。

Hashash等(2002)采用能描述土体应力各向异性特性的MIT-E3模型分析了软土条件下地连墙支护的深基坑开挖过程中墙后土体及坑底土体应力旋转的机理,并详细分析了基坑开挖过程中具有代表性土体单元的应力路径,并与现场实测数据作了对比,说明了考虑土体的各向异性时计算结果与真实值更为接近。

袁静(2001)创建了考虑各向异性和不同应力路径的由一个固结屈服面和两个准Drucker-Prager屈服面组成的软土屈服面流变新模型,并将其用于深大基坑的有限元数值分析,根据计算结果探讨了基坑开挖的流变规律。

刘学增、朱合华(2002)考虑岩土介质的各向异性和流变特性,建立了层状地基横观各向同性粘弹性位移反分析模型;结合上海典型深基坑工程,利用遗传算法,进行深基坑横观各向同性粘弹性动态施工反演分析,利用反演得到的每层岩土介质的弹性模量、粘性系数,预测相继施工阶段的结构和土体变形、内力。

韩国城等(2002)结合深基坑工程的卸载特性,修正了SMP准则,考虑了现场土体的初始应力各向异性,提出了一个能反映土体在三维应力状态下强度和变形特性的三维各向异性模型。并将所提出的模型用于基坑的开挖变形分析中,将计算结果和SMP准则条件下计算的结果以及现场实测结果作了对比,表明:修正以后的SMP准则可更加准确地预测基坑的变形性状。

Yee(2005)通过原位试验和室内试验研究了土体在小应变条件下的各向异性,并将试验所得参数应用于基坑开挖土体变形的数值模拟中,并详细分析了基坑开挖过程中支护墙前后土体强度变化的规律,分析结果表明:考虑土体各向异性的基坑开挖对地表沉降的影响大于对侧向移动的影响。

袁聚云等(2006)将各向异性弹塑性模型引入到比奥固结理论有限元法中,对深基坑开挖进行了考虑土体各向异性的分析和模拟计算。计算结果表明:考虑土体各向异性的基坑周围竖向位移要大于视土体为各向同性体的相应计算结果;土体各向异性对于水平位移的影响程度要比竖向位移的为大。

总之,土体的各向异性对基坑开挖性状的影响,不同的研究者从不同的角度对这一问题作了阐述(Hashash等,1992;Ou等,1996;Ling等,1998;韩国城等,2002;Yee,2005;袁聚云等,2006),关于土体初始(K_0 固结)应力状态对基坑开挖变形性状的影响, Ou等(1996)认为,基坑开挖所引起的对支护墙体侧向移动(等同于土体的水平变形)的影响要大于对地表沉降和坑底隆起(等同于土体的竖向变形)的影响。这个观点也得到了袁聚云等(2006)的认可。然而, Ling等(1998)认为,土体的初始应力各向异性对基坑周围土体竖向变形的影响要大于对水平变形的影响。关于土体各向异性对基坑开挖所引起的土体变形程度的影响还有待进一步的研究。

2.3 软土深基坑抗隆起稳定性研究现状

在软土中开挖深基坑必然会引起基坑的稳定问题与基底的隆起问题。由于基坑土体的挖除,支护结构可能在单侧土压力作用下产生过大的变形而失去稳

定；基坑也有可能因土体抗剪强度不足而丧失稳定。而在软土地区城市中心区域进行深基坑工程开挖，由于需要对周边环境变形影响进行控制，因此基坑工程抗隆起安全稳定性分析从满足保证基坑不失稳的基本要求转为要求更高的变形控制。对基坑周围的环境影响要求越严格，则允许基坑隆起量也就越小，深基坑的抗隆起安全稳定性分析是基坑稳定和控制变形的基础。

基坑支护开挖坑底稳定计算的方法主要有三大类，即：传统的极限平衡法（Terzaghi, 1943; Bjerrum 和 Eide, 1956）、非线性有限元分析（Clough 和 Hansen, 1981; 强度折减法分析：Brinkgreve和 Baker, 1991; Goh, 1990; Goh, 1994; Cai等, 2002; Faheem等, 2003; Faheem等2004）、基于上限和下限的塑性极限分析（Chen, 1975; Chang, 2000; 数值极限分析：Ukritchon等, 2003）。从是否考虑土体的各向异性又可分为两大类方法：一般方法和考虑土体应力各向异性方法（Clough 和Hansen, 1981; Su等, 1998; Ukritchon等, 2003）。当然，也有各种方法互相融合的分析方法，如Su等（1998）就是类比其他方法假定了一种较简单的土体破坏机理，运用极限分析上限原理，同时结合一种较为合理的考虑土体各向异性的强度准则，得出了一种基坑抗隆起稳定性的计算方法，取得了较为满意的结果。然而，从国内外研究现状来看，目前的分析方法对土体各向异性研究的较少，即使分析也不是很成熟，甚至存在较大争议。而不考虑土体的各向异性会导致计算的稳定性与真实值的偏离（Clough和Hansen, 1981; Su等, 1998; Ukritchon等, 2003）。

Terzaghi (1943)以及Bjerrum和Eide (1956)的理论分析公式仍是评价支护基坑开挖系统基底抗隆起稳定性的两种基本方法。Terzaghi 的计算方法仅仅适合于较浅或比较宽的基坑工程；Bjerrum和Eide 的计算方法适用于较深的基坑工程。以上两种方法均诞生于柔性挡土墙用于基坑工程的时代，但是目前基坑工程中刚度较大的支挡结构（如地下连续墙等）已经大量的使用，如前所述，支挡结构的刚度（EI）和挡墙的插入深度（D）都会对基坑的稳定性产生较大的影响，而这恰恰是Terzaghi以及Bjerrum和Eide的计算方法所不能考虑的因素，这两种方法的局限性可见一斑。

极限平衡方法在设计实践中被广泛地运用，基本上包括两大类，即：上述的Terzaghi、Bjerrum和Eide的基于地基承载力计算方法，基于成熟的土坡整体稳定分析法（包括圆弧滑动法）。由于这些方法都基于以下的假定：要人为假定破坏面；临界破坏面的搜索；平衡计算中的一些假定（如条间力的假定等）。这

样我们就很难评价这些方法的计算精度，而且在分析土和结构物共同作用时这些方法也显得束手无策。

非线性有限元分析方法是一种功能较为强大的方法。在分析稳定时，它能同时考虑基坑开挖支护系统和施工过程对稳定性的影响，可以计算由于开挖产生的地表位移，可以模拟不同的施工工况和土体中因开挖引起的渗流等。非线性有限元分析基坑开挖稳定性有两种常用的方式：临界深度法和强度折减法。该方法有一个明显的优点是：不需要事先假定一种特殊的破坏机理，可通过有限元分析自动获得基坑的稳定安全系数。但是在设计初始阶段，有限元分析方法很少被作为评价基坑稳定性的主要方法，究其原因是现场描述的不确定性、选择合适的土体本构模型和分析所需输入土体参数的困难性。

Goh (1990, 1994)运用强度折减有限元法计算了软土中深基坑开挖基底抗隆起稳定性，首次提出了结点位移法判别基坑失稳的概念；并得出影响基坑稳定性的重要因素：坑底下软弱土层的厚度，坑底下挡墙的插入深度，基坑开挖的宽度和深度的比值，挡墙的刚度；最后推出一个计算基底稳定性的简便公式。此后一些学者在此基础上运用此法分别进行了圆形基坑基底稳定性分析(Cai等, 2002)、矩形基坑基底稳定性二维分析(Faheem等, 2003)、矩形基坑基底稳定性三维分析(Faheem等, 2004)。

Cai等(2002)采用了弹性理想塑性Mohr - Coulomb模型，并考虑了土体的抗剪强度随着土体的开挖而变化，分析了一个圆形基坑坑底的抗隆起稳定性，分析结果表明：坑底的抗隆起稳定性随着墙体插入软土层的深度的增加以及坑底以下坚硬土层的出现而显著增强，并给出了圆形基坑坑底抗隆起稳定性的设计图表。

Faheem等(2003)采用有限单元法对软土地区基坑的坑底稳定性进行了二维分析，认为坑底的稳定性主要受开挖深度与基坑宽度的比值、坑底下软土层的厚度、围护结构插入坑底以下深度及围护结构刚度影响。Faheem等(2004)进一步对在软土地区开挖矩形基坑的坑底稳定性进行了三维分析，数值分析结果表明了基坑坑底的稳定性还受基坑长度与宽度比值的影响，认为当基坑长度与宽度的比值大于6时可以忽略三维空间的影响。

以上方法均未考虑土体应力各向异性。

基于土体塑性上限和下限原理的极限分析法，是一种计算坑底抗隆起稳定性的新方法。严格的上限和下限失稳荷载通过线性规划（非线性规划）的数值

方法求得，其上限速度场变量和下限应力场变量的空间离散和内插用一般有限元的方法实现。该方法把有限元处理复杂几何和加载条件的优势和塑性极限原理在解决失稳荷载真值的强大功能结合起来。数值极限分析假定土体理想刚塑性（如，输入强度参数和极限平衡法相同），并不要求分析者自己定义临界破坏时的滑动面搜索程序，并且容易处理土和结构单元共同破坏机理。因此，他们比现存的极限平衡方法更加灵活，操作上效率更高。

Ukritchon等（2003）描述的数值极限分析方法建立在分别由Sloan和Kleeman(1995)和Sloan(1998)介绍的上限和下限公式的基础上，总结了这些方法在支撑开挖方面的运用，同时考虑了挡墙结构单元和土体不排水强度的各向异性。他们的二维平面应变分析主要集中在软土中的深基坑，其挡墙没有插入到下卧的承载力层。其分析结论为：数值极限分析法可以为长期以来应用的计算基坑开挖稳定系数的经验计算方法提供一种独立的检验方法；对于基坑不同的几何和土层条件，数值极限分析结果可以把精确的稳定系数限制在 $\pm 5\%$ 范围内。分析通过定义一个无量纲的量 $M_p/[S_u D^2]$ （ M_p 为挡墙的塑性弯矩； S_u 为土的不排水抗剪强度； D 为挡墙在基坑底下的插入深度）清楚地表明有挡墙插入坑底以下的破坏机理受其塑性抗弯强度和土的不排水强度比值的影响程度。Ukritchon(2003)通过总结极限分析法的公式，这个公式能够计算基坑抗隆起稳定的上限和下限解，包括 K_0 固结条件下土体的各向异性屈服和围护墙体的失稳，分析了支护墙的埋置深度和抗弯刚度对提高围护墙体稳定性的影响。并说明，对于采用非线性有限元分析预测墙体的失稳，应选择在0.6-1.0%的剪应变范围内的变不排水抗剪强度是有必要的。并通过对一系列实例的计算与对比，说明了在计算基坑抗隆起稳定性时选择变不排水抗剪强度的重要性。

在以上所介绍的各种分析方法中，能够真实反映土体的力学特性是正确确定基坑抗隆起安全系数的基础，因此，这就需要考虑土体的各向异性特性。国内外学者分别从不同角度分析了土体的各向异性对基坑抗隆起稳定性的影响。

Clough等(1981)说明了在基坑开挖的有限元计算中，强度各向异性对基坑开挖行为的影响，他认为对于基坑坑底的抗隆起安全系数来说，各向同性条件下计算的结果要高于实际情况—各向异性条件下的计算结果；支护墙体的变形和墙后地表的沉降也要大于各向同性条件下的计算结果，特别是当基坑坑底的抗隆起安全系数较小（ < 1.4 ）时，考虑各向异性将更为重要。

姜洪伟等（1997）将Sekiguchi-Ohta（1979）各向异性本构方程求得各

向异性不排水剪强度应用到深基坑抗隆起稳定分析中,进行各向异性条件下的稳定安全系数分析,结果表明:各向异性方法得到的抗隆起稳定安全系数较常规所用各向同性的同类公式小。

Su等(1998)考虑了土体的非均质性和土体强度的各向异性,采用了总应力各向异性强度准则,分析了软土条件下,混凝土连墙支护的深基坑开挖坑底抗隆起安全系数,并通过对Boston和台北一个基坑失稳的例子的有限元计算结果的对比,说明了所采用的计算方法的正确性与适宜性。

通过以上对基坑坑底抗隆起的分析方法以及是否考虑土体的各向异性的研究可见,合理、简便的分析方法和真实反映土体力学特性的计算不仅能够正确确定基坑的抗隆起安全系数,而且也是控制基坑变形的基础。

2.4 基坑变形的物理模型试验

在对基坑开挖引起的位移场的研究中广泛应用的实验方法主要有两种,即重力场物理模型试验和离心机模型试验。

早在1948年, Terzaghi 和 Peck(1948),以及后来的 Rowe(1965), Reimbert(1974, 1977)都曾利用室内模型试验,对填料为散粒体的挡土墙压力、墙体位移与土压力关系、滑裂楔体角进行研究,采用与原型类似的散粒体作为模型材料。

Bransby(1975)等对砂土中的悬臂板桩,利用室内模型试验研究了板桩和土体在开挖过程中受力和变形特性,并研究了土与挡土墙之间的接触面和光滑程度,以及土的性质对挡土墙侧移和坑周围土体沉降的影响。

Maitland 和 Schroeder(1979)采用与原型同级配的干净砂作为模型材料,用大比例模型试验对圆形板桩的土压力和变形特征作了研究。

Shen(1982)对基坑壁土体加固围护体系进行了离心机模拟试验的研究,其试验结果与塑性分析结果基本一致,表明离心机模拟试验在检验土工结构稳定性,尤其是在缺乏事故资料的情况下进行事故分析方面是一有效途径。

Bolton等(1988)用模型试验研究了基坑失稳前地下连续墙的性能,土与围护结构的相互作用以及土体位移、墙体位移和孔隙水压力的分布规律。

Scott等(1988)指出:由于模型试验的目的都是为描述现场工程结构的情况,所以模型试验中观测量都是同实际结构有关,而且为了获得与应力水平紧

密相关的土体变形特性，只有通过提高重力加速度在模型中获得同现场相似的应力条件。

Kimura等(1998)在离心机模拟试验中模拟了无支撑条件下的粘土开挖，试验分别使用了正常固结粘土和超固结粘土，通过试验发现软粘土基坑开挖时土体处于不排水状态，而且在基坑开挖分析中还要考虑强度各向异性的影响。

Loh等(1998)进行了空间开挖试验，也是通过特定装置实现离心机模型试验中的基坑开挖，试验结果表明在无支撑情况下基坑边角的空间约束很明显，挡墙厚度可以有效地减小墙体以及地面沉降。

Loh等(1998)所采用的离心机试验装置和Kimura等(1994)的装置类似，不同在于Kimura等(1994)的试验是平面问题，模拟整个模型断面的开挖，而Loh等(1998)的试验对模型槽角落开挖，即模拟了四分之一基坑。试验结果表明转动中开挖不仅可以模拟初始的侧向压力，而且还能模拟开挖中土压力的变化，试验表明在无支撑情况下边角的约束很明显，在无支撑情况下挡墙厚度可以有效地减小墙体以及地面沉降。

Xia(1999)使用离心机试验模拟了一个挖深为11.5m的基坑开挖后土体的变形，并和使用剑桥模型的有限元分析结果作了对比。

Ong等(2006)通过离心机试验和数值模拟，分析了基坑开挖以后土体强度的变化对基坑临近桩的弯矩及位移的影响，文中指出，在分析桩与基坑开挖的相互作用中，如果土体的不排水抗剪强度参数采用基坑开挖前的不排水抗剪强度参数，那么对于桩来说，计算出来的弯矩与现场实测结果误差高达25%，为了准确地计算桩体的受力及变形性状，必须考虑施工前后及施工过程中不排水抗剪强度的变化，并通过试验说明了基坑开挖前后土体不排水抗剪强度的变化规律。

何颐华等(1997)通过对粘性土基坑支护工程及室内模型试验中土压力、桩背土体变形、护坡桩内力与水平位移等实测资料的研究，重点分析了悬臂桩在基坑开挖后土压力分布形态的变化与土体变形情况，提出由于桩的位移与土体变形的不协调，造成桩与桩背土体之间裂缝的向下延伸，使土压力作用点下移，从而使桩身受力减小的观点。

刘金元等(1999)通过离心模型试验研究了有支撑和无支撑条件下的基坑的破坏模式，说明了有支撑基坑的破坏以强度破坏为主，无支撑破坏则以墙体过大变形导致背后土体开裂破坏为主；并通过实测对模型试验的规律进行了定

量研究,并说明了伴随着开挖深度的增大,整个墙体深度内土体的抗变形能力衰减的幅度也在逐渐增大。就压缩模量而言,开挖到第二层(模型中深度为4cm)时土体压缩模量减小到第一层(模型中深度为1.5cm)开挖时的80%左右,每层开挖主要影响深度为4倍开挖层厚度;主、被动区土压力随着开挖逐渐减小,在支撑深度范围内主动区土压力没有明显变化,而在支撑以下明显减小,由墙体最大变形附近的减幅30%到墙底的20%,被动区土压力与超固结比之间有乘幂关系;地表沉降随时间逐渐增大,沉降速率随挖深增大而逐渐加大,由于施工原因同一工程不同断面地表沉降会呈现很大的差异。开挖对地表沉降影响范围很大,然而只是在距离基坑约0.6倍开挖深度范围内有显著的深层土体位移。

刘维宁等(2002)针对基坑工程中地层的应力应变关系和抗剪强度指标等工程物理特性,由于开挖施工作用而发生不同程度的变化这一现象,提出了开挖作用分区的新概念,并用新的应力路径分类方法来表达这种分区,由此,研究了开挖作用对基坑周围地层的影响规律。

姚燕明、周顺华(2003)对软土中的基坑开挖问题进行了离心模型的实验研究,这对了解重力场对基坑开挖性状的影响及工程设计与施工都是很有意义的。

模型试验技术是研究和解决岩土工程问题的重要手段,特别是离心模型试验方法,在国内外得到了广泛的应用,并在工程科研、设计和论证中发挥了重要的作用。在软土条件下基坑的工程问题中,依靠试验技术对基坑的变形性状进行较多的研究,包括室内模型试验和现场实测等。其中室内模型试验有着现场实测所不具有的有点,比如,现场实测时基坑不可能达到破坏,土体处于何种状态不是非常明确,给分析和类比使用带来了困难,而模型试验可以做到破坏,有利于进行理论分析。另外,现场情况复杂,影响因素众多,往往不容易得到准确的量测值,而室内模型试验相对要简单,可操作性强,可重复性高,能够反映支护结构的变形等各方面的相互关系。但是,模型试验成果的优劣,一方面取决于模型对原型的几何、物理力学性能以及边界条件的准确模拟程度,另一方面也依赖于先进的量测设备和测量技术。其成果仅限于定性分析。

2.5 各种基坑变形预测方法的简单比较

对于经验估算法,虽然简便、易于操作,但是选择正确、合理、可靠的经

验系数是成功应用这些公式的关键，还有这些公式中的经验系数对于不同的工程其类比性差，不具备很强的说服力。如：基坑开挖过程中，地表面超载大小的不同，则经验系数应该是不同的（经验公式中未列出此项），地表面超载所处的位置不同，则坑周地面沉降的最大点位置也应该是不同的；再者，基坑隆起的经验公式中未罗列围护墙变位对坑底以下土体的侧向压缩所产生的作用，从大量监测资料看，窄基坑（长条形地铁车站）此作用更加明显，这与实际情形也是有别的。

模型试验成果的优劣，一方面取决于模型对原型的几何、物理力学性能及边界条件的准确模拟程度，另一方面也依赖于先进的量测设备和测量技术，其成果仅限于定性分析。

离心模型试验方法是研究基坑开挖问题的有效方法，最近几年来在国内取得了广泛的应用，离心模型试验可以很好再现现场土体中的应力条件以及试验工况的改变，可以不受现场实际条件限制，可以对土体的变形及破坏机理进行详细的研究，可以和数值模拟结果相互验证，但是离心试验受力场特性、模型加荷、卸荷方式、边界条件以及量测设备和测量技术的影响，而且，离心试验费用较高，因此，在一定程度上受到了限制。

而有限元方法可以克服上述计算方法存在的不足，可以更为经济准确地预估土体和支护结构物的变形、应力和稳定性的变化过程及发展趋势；深入地了解问题的性状实质；能够指导施工方案的确定与实时修改。因此，在岩土工程中得到了广泛应用，从而成为分析岩土工程问题灵活的、实用和有效的手段，为安全、经济地优化支护结构形式和开挖过程的合理化以及空间变形性状分析开辟了新的方向。

2.6 基坑开挖工程计算分析中存在的问题及研究趋势

在过去的几十年里，虽然对基坑的开挖问题曾进行了大量的研究工作，并取得了丰硕的成果，但是在基坑开挖工程中仍存在着不少问题，主要有：

(1) 土体本构模型的表达。在基坑开挖的有限元模拟中，选择参数少，表达简单，容易被岩土工程师掌握且能够反映土体在开挖过程中真实的力学特性（初始各向异性和应力诱发各向异性）的本构模型是亟待解决的问题。

(2) 土体参数的不确定性常常是土体变形预测不精确的主要原因之一。

(3) 土体的初始条件。虽然采用反分析的方法确定土体参数可以进一步减少土体初始条件的不确定性,但对于具有流变性的软粘土,观测的时间间距及测点的布置等都对量测的数据有重大影响。

(4) 程序的开发及使用。由于土体工程性质的多变性,大型有限元软件不可能模拟所有类型的土体。因此,强调以这些大型软件为平台,利用其强大的前后处理和计算功能,开发适合自己特定要求的功能是有限元发展的一个方向。

因此,针对以上存在的问题及发展趋势,其研究不仅要完善土体的本构模型(黄茂松等,2005),包括土体的流变特性(袁静,2001)以及土体的损伤特性(李蓓,2003),而且还要采用更精密的仪器确定土体的参数。

这些研究趋势表明,基坑工程中的有限元计算对于正确预测基坑的开挖性状有着举足轻重的作用,国内外学者正致力于从不同角度的各个方面研究基坑开挖的变形性状及其对环境的影响。由于基坑工程中的变形(环境)问题要比单纯的强度问题复杂,尤其在软土地区,它涉及面多,需综合考虑,全面规划,片面地强调某一影响因素都是不妥的。

2.7 小结

本章回顾了关于基坑变形研究领域的计算方法、研究现状以及存在的问题和研究趋势,主要包括以下内容:

(1) 关于基坑变形的预测方法有:经验估算法、模型试验法和有限单元法。由于有限元法在计算基坑变形时的独特优势,因此,在研究及工程领域得到了广泛的应用。

(2) 关于土体各向异性本构关系的研究

深基坑开挖的有限元计算精度很大程度上依赖于土工参数的获取及其可靠性,而且土的本构关系越复杂所需的参数越多,计算误差越大,因此,在考虑土体的各向异性时,选择既能反映土体的真实力学特性而且参数又少的本构模型至关重要。

(3) 土体各向异性对基坑变形性状的研究

土体的各向异性对基坑开挖性状的影响,不同的研究者从不同的角度对这一问题作了阐述。对于土体应力各向异性对基坑变形性状的影响,一般认为,考虑土体各向异性时采用有限元计算分析的土体变形要大于各向同性时计算分

析的结果。而且,各向异性对基坑开挖后土体的水平变形和竖向变形的影响程度是不同的。因此,关于土体应力各向异性对基坑开挖所引起的土体变形程度的影响还有待进一步的研究。

(4) 软土深基坑抗隆起稳定性研究

深基坑的抗隆起安全稳定分析是基坑稳定和控制变形的基础,对于基坑支护开挖坑底稳定计算的方法主要有三大类:传统的极限平衡法、基于上限和下限的塑性极限分析和非线性有限元分析方法。一般而言,在计算基坑抗隆起稳定时,较少考虑土体的各向异性,而不考虑土体的各向异性会导致计算的稳定性与真实值的偏离。因此,本部分阐述了三种计算方法的异同以及是否考虑土体各向异性时计算结果的区别,说明了在计算基坑的抗隆起稳定时考虑土体各向异性的重要性。

(5) 基坑开挖工程中存在的问题及研究趋势

综述了在基坑开挖计算中存在的问题以及研究基坑变形的一些前沿性课题。

第3章 饱和粘土各向异性变形特性与不排水抗剪强度

3.1 引言

在基坑开挖的有限元分析中，基坑开挖过程中土体的变形主要由土体的本构关系所确定(Xia, 1999)，而一些经典的各向同性弹塑性模型不能够模拟 K_0 固结土体真实的应力应变关系。因此，为了准确地预测深基坑开挖后的变形性状，必须发展一个能够合理反映 K_0 固结土体应力应变关系以及土体各向异性强度特性的本构模型。

在岩土工程的加—卸载过程中，土体单元都要经历着应力和应变状态的变化，土体所经受的这种加—卸载体系在改变主应力幅值的同时也伴随着主应力轴方向的旋转变化。试验表明：即使在纯主应力轴旋转而其它应力参数不变的条件下，土体依然会产生明显的塑性剪切变形，在不排水条件下还会相应产生较大的体变(沈扬, 2007)。因此，如果在岩土工程的数值计算中不考虑土体单元主应力方向的旋转，势必造成计算结果与实际工况之间的差异，也就不能反映土体在受荷过程中的变形特性。再者，随着土体的挖除，如果将已改变应力状态土体的强度等同于未改变应力状态土体的强度，对于土体的塑性屈服来说，与实际的屈服强度之间存在着差异，这必然影响着土体的塑性变形量的大小。为了更加准确的预测土体在受荷过程中的变形特性，必须考虑上述因素。

因此，本章首先阐述了一个在临界状态理论和边界面塑性理论框架内所建立的一个适用于正常固结粘土和超固结粘土的各向异性边界面模型。该模型能够解决以往剑桥模型和修正剑桥模型无法合理模拟各向异性软粘土的应力应变特性的问题。

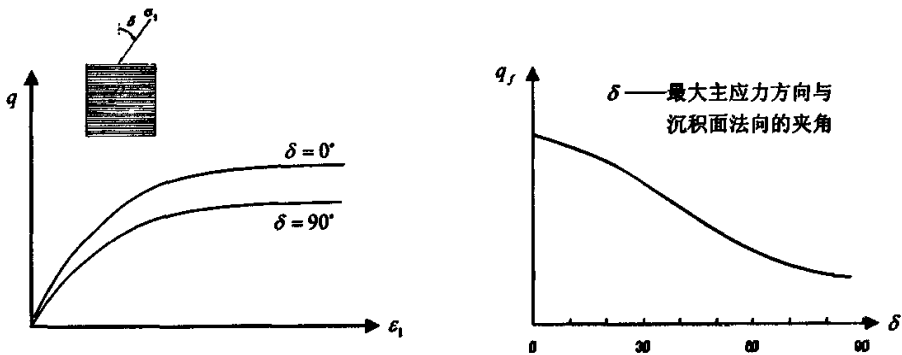
如果将上述各向异性本构关系应用到工程实践中，不仅参数较多，而且参数的确定工作也比较繁琐，为了便于工程界接受，本文采取以下方式建立起能够反映土体各向异性的应力—应变与强度之间的关系。首先，在各向异性边界面弹塑性本构关系的理论框架内推导出 K_0 固结条件下三轴不排水拉伸和压缩抗剪强度的理论计算公式；同时，结合室内试验(刘明, 2006)，确定了上海典型软粘土 K_0 固结条件下三轴不排水拉伸与压缩抗剪强度的比值。为了能够更加合理地反映土体屈服强度的各向异性，考虑了主应力的旋转对土体不排水抗剪强

度的影响，最后根据土体的不排水抗剪强度，对经典的 von Mises 准则作了改进，改进后的准则能够反映土体的各向异性强度特性。

3.2 粘土的各向异性特性

各向异性是指材料的物理力学特性具有方向性，这种方向性对土的应力应变响应有显著的影响。土体产生各向异性的原因主要有沉积、一维固结以及应力的作用。根据其产生的原因不同，各向异性可以划分为固有各向异性和诱发各向异性。一般认为，正常固结的天然粘土的初始各向异性主要为固有各向异性，诱发各向异性只有在随后的加载过程中才会产生。

原状土在天然状态下，在其漫长形成过程中，一直都受到重力的作用，导致土颗粒的长轴方向倾向于沿着水平方向排列。因此，天然状态下土的初始各向异性一般表现为横观各向异性，即天然土的物理力学特性在沉积的水平面内相同，而竖向与横向则不同。图 3.1 给出了一个具有初始各向异性的土，在不同方向的剪切试验中的应力应变曲线和剪切强度随加载方向改变的变化曲线，其中 δ 为三轴试验中最大主应力 σ_1 方向与沉积面法向的夹角。当最大主应力方向垂直于沉积面时，土样表现出的刚度最大，破坏时测定的剪切强度最高；而当最大主应力方向平行与沉积面时，则土样表现出的刚度最小，相应的剪切强度也达到最低点 (Bishop, 1966; Wesley, 1975)。



(a) 应力—应变关系的变化

(b) 剪切强度的变化

图 3.1 不同加载方向的三轴剪切试验中初始各向异性土的特性

土体受到一定的应力发生变形后，也会改变颗粒空间位置的排列，从而造

成土的空间结构发生变化。结构性的变化将影响后续加载的应力应变响应，并使之不同于初始加载时的应力应变响应，导致土体的变形特性具有各向异性（诱发各向异性）。

1、屈服特性

Leroueil (1977), Tavenas 和 Leroueil (1977) 等通过试验研究了加拿大的 St. Louis 和 St. Alban 两种不同粘土的力学特性。其研究的主要目的是通过试验测定 K_0 固结土的初始屈服面形状，以分析 K_0 固结对屈服面的影响如何。得到的试验结果表明，各向异性固结土的初始屈服面形状与修正剑桥模型的理论屈服面有明显的不同，如图 3.2 和 3.3 所示。试验测得的屈服面并不是以静水压轴为轴线而基本是以 K_0 线为轴线，并且屈服面与 K_0 线的交点对应的围压 p 的大小粗略地等于初始固结压力 p_c 。

Graham等(1983)通过对Winnipeg原状粘土的试验绘出了如图3.4所示的屈服面，从图3.4中可以看出，原状土的屈服面并不关于 p 轴对称，而是一个在 p 、 q 平面内具有一定倾角的椭圆。

关于具有初始固结 (K_0 固结) 状态软土的屈服面在 p - q 平面内可近似为一个旋转椭圆的事实已为大量的室内试验所证实 (Graham等, 1983; Wheeler等, 2003)。对土体在初始应力状态下屈服面的形状，不同的学者从不同的研究角度

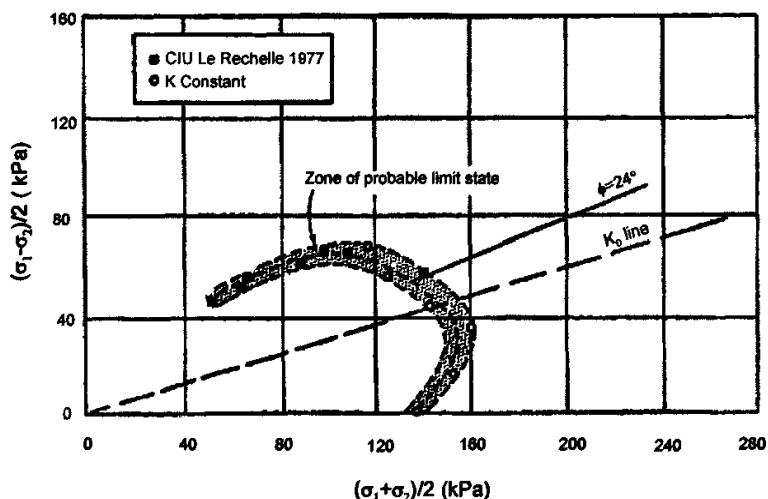


图 3.2 St. Louis 粘土的屈服面 (Leroueil, 1977)

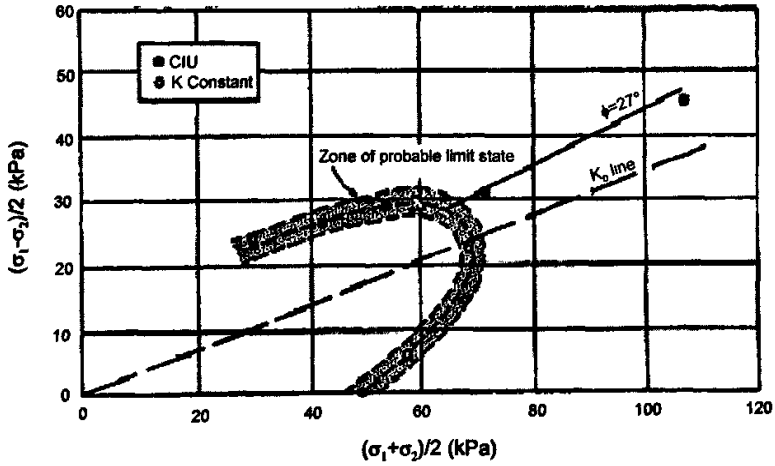


图 3.3 St. Alban 粘土的屈服面 (Leroueil, 1977)

出发, 认为初始屈服面的倾斜有所不同, 如, Ohta等 (1985) 和姜洪伟等 (1996) 在原始剑桥模型屈服面的基础上, 通过将弹头形屈服面旋转至 p - q 平面内屈服曲线的曲率最小点在 K_0 线上, 从而得到各向异性天然土体的屈服面。Wheeler等 (2003) 的模型为将椭圆形屈服面的右切点位于 K_0 线和 p 轴之间的某一位置。还

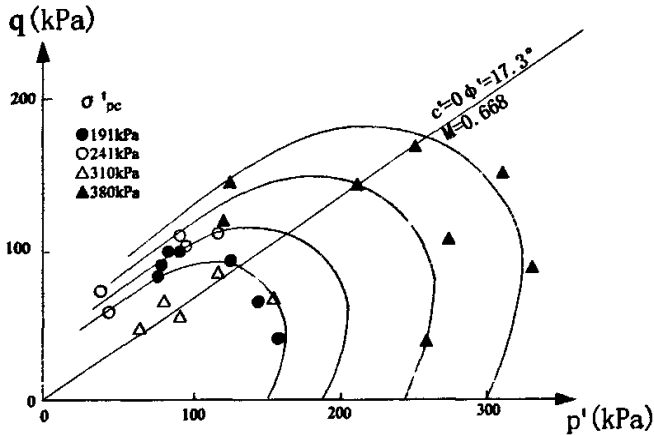


图 3.4 Winnipeg 原状粘土三轴试验的屈服面 (Graham, 1983)

有一些学者如Nakano等 (2005), 王立忠等 (2006) 采用了与Ohta等 (1985) 类

似的方法，将椭圆旋转至椭圆的右切点位于 K_0 线上，从而得到土体在初始固结（ K_0 固结）状态下的屈服面，如图3.5所示。

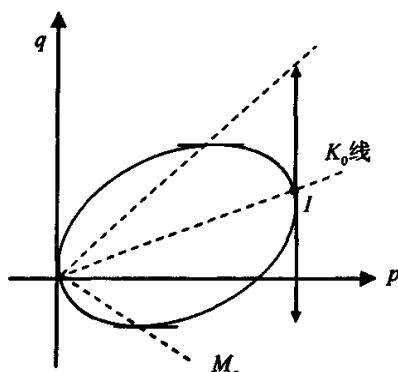


图 3.5 各向异性屈服面 (Dafalias, 1987)

2、强度特性

O' Rourke (1976) 根据四种不同的挪威粘土的三轴试验结果 (见图 3.6) 说明了各向异性对各种土的不排水强度的影响。从图中可以看出，当最大主应力与竖直方向的夹角 θ 为 0° 时，也就是最大主应力与土样沉降面垂直时，测得的不排水抗剪强度最大；随着夹角的增加抗剪强度逐渐减小，当夹角为 90° 时，测得的不排水抗剪强度达到最小。试验很好地说明了由于沉积过程和非等向的 K_0 固结过程，会导致土体在各个方向具有明显不同的抗剪强度。

Ladd (1971) 对比了多组 K_0 固结土和等向固结土的试验结果，归纳出 K_0 固结过程对土的应力应变特性具有如下的影响：

(1) 对抗剪强度的影响。通过已有的试验数据说明， K_0 固结对抗剪强度的改变可以达到 10—15%，这种作用可以增加敏感性土的抗剪强度，而对其他的粘土则会减小其抗剪强度。

(2) 对有效内摩擦角 ϕ' 的影响。各向异性固结可以使土的峰值有效内摩擦角 ϕ' 的取值稍有减小。

(3) 对孔压的影响。不排水抗剪过程中发现，各向异性固结土在抗剪破坏时孔压出现明显的降低。

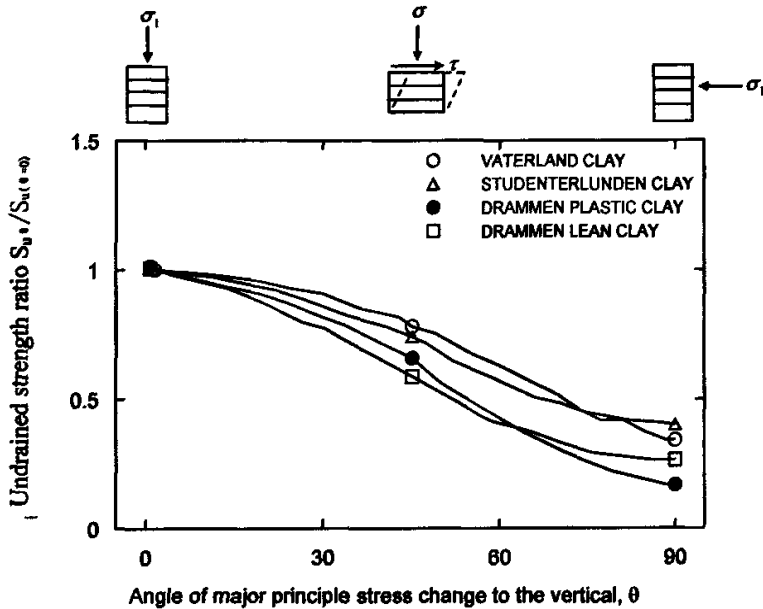


图 3.6 三轴不排水强度随最大主应力方向的变化(O'Rourke,1976)

关于土体的不排水强度 S_u 许多学者进行了大量的研究，其中既有基于试验的研究成果，也有反分析方面的研究成果。试验方面，比较著名的有 Parry 等 (1973) 所作的关于重塑高岭粘土的等向固结和 K_0 固结的三轴压缩和三轴拉伸不排水抗剪试验，试验的有效应力路径和破坏线如图 3.7 所示。

从图 3.7 中可以看出 (其中: A 表示 K_0 固结, I 表示等向固结, C 表示压缩抗剪, E 表示拉伸抗剪), 等向正常固结的三轴拉伸和三轴压缩的应力路径关于平均有效应力 p' 轴基本上对称, 而 K_0 正常固结的三轴拉伸和三轴压缩试验的应力路径关于 K_0 线有一定的对称性, 这一点也可从 Atkinson 等 (1987) 的试验结果反映出来, 见表 3.1。从表 3.1 中可以看出, K_0 固结条件下的拉伸试验和压缩试验的 M 值基本上相等, 而各向等压固结条件下的拉伸试验的 M 值显著小于压缩试验的 M 值; 各向等压固结条件下压缩试验的 M 值略大于 K_0 固结条件下压缩试验的 M 值。各向等压固结条件下压缩试验和拉伸试验中以及各向异性固结条件下压缩试验的有效内摩擦角 ϕ' 值相差不大, 然而 K_0 固结条件下拉伸试验条件下的 ϕ' 要明显大于其它三种试验的 ϕ' 值, 这也可从表 3.1 中 Atkinson 等 (1987) 的试验结果以及沈恺伦 (2006) 的试验结果反映出来。

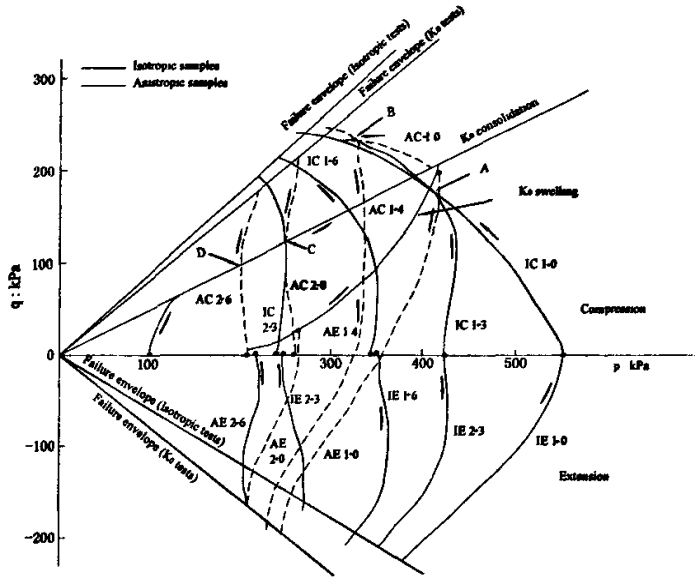


图 3.7 有效应力路径及破坏线 (Parry 等, 1973)

表 3.1 Parry 等 (1973) 和 Atkinson 等 (1987) 的试验结果

力学参数	应力状态	试验方法	Parry 等 (1973)	Atkinson 等 (1987)
M	等向固结	压缩	0.88	0.95
		拉伸	0.63	0.8
	K ₀ 固结	压缩	0.8	0.85
		拉伸	0.81	0.85
φ' (°)	等向固结	压缩	22.6	24.2
		拉伸	20.5	27.5
	K ₀ 固结	压缩	20.8	21.8
		拉伸	28	29.7

注: 图 3.7 及表 3.1 摘自沈恺伦 (2006)

3.3 饱和粘土的各向异性边界面弹塑性模型

3.3.1 边界面方程

边界面模型一般具有两个特征面: 一个固定的边界面和可以移动的屈服面。由于边界面内可移动屈服面的存在给数值积分和模型描述带来了一定的困难。

为了克服数值计算的困难，并简化模型的数学表述，不考虑弹性区域的影响，省略内部的屈服面而只保留边界面，根据魏星和黄茂松（2006），边界面方程可表示为：

$$f = (p - p_c) \left(p + \frac{R-2}{R} p_c \right) + (R-1)^2 \frac{q_\alpha^2}{\chi} = 0 \quad (3.1)$$

式中：

$$p = \frac{I_1}{3} \quad ; \quad I_1 = \sigma_{ij} \delta_{ij},$$

$$q_\alpha = \sqrt{3J_{2\alpha}} \quad ; \quad J_{2\alpha} = \sqrt{(s_{ij}^\alpha s_{ij}^\alpha / 2)},$$

$$s_{ij}^\alpha = s_{ij} - \sigma_{kk} \alpha_{ij} / 3 \quad ; \quad s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{kk} \delta_{ij} / 3,$$

$$\alpha = \sqrt{3\alpha_{ij} \alpha_{ij} / 2},$$

$$\chi = (M - \alpha) [2\alpha(R-1)^2 + M - \alpha + \sqrt{4\alpha(R-1)^2 M + (M - \alpha)^2}] / 2.$$

I_1 是第一应力不变量； p 是三轴空间中的平均应力； α_{ij} 是各向异性张量，表征土体各向异性的大小； α 为 p - q 空间中屈服面的倾斜角，是各向异性张量的第二不变量， s_{ij}^α 为折减应力偏量， $J_{2\alpha}$ 为折减第二应力不变量， M 为临界状态比， R 是形状参数，控制椭圆型屈服面横轴的长度。

各向异性边界面在 p - q 空间中的形状见图3.8，它是在修正剑桥模型屈服面的基础上发展而来，不同的是引入了各向异性张量和形状参数。当 $\alpha_{ij} = 0$ 和 $R = 2.0$ 时，它将退化成修正剑桥模型的屈服面。下面将对这个屈服面中的几个不同点加以详细介绍。

(1) 初始各向异性张量 α_{ij}^0

根据Yue(2001)的定义确定初始各向异性张量 α_{ij}^0 ，得到如下表达式：

$$\alpha_{ij}^0 = A_0 \frac{s_{ij}^0}{p_c}, \quad s_{ij}^0 = \sigma_{ij}^0 - p_c \delta_{ij} \quad (3.2)$$

式中： A_0 是一个修正系数，这里取 $A_0 = 1.0$ ， σ_{ij}^0 为初始应力张量； s_{ij}^0 为初始偏应力张量； p_c 为前期固结压力。初始各向异性张量 α_{ij}^0 可由初始的应力比 K_0 确定，初始应力比 $K_0 = \sigma_{30} / \sigma_{10}$ 。

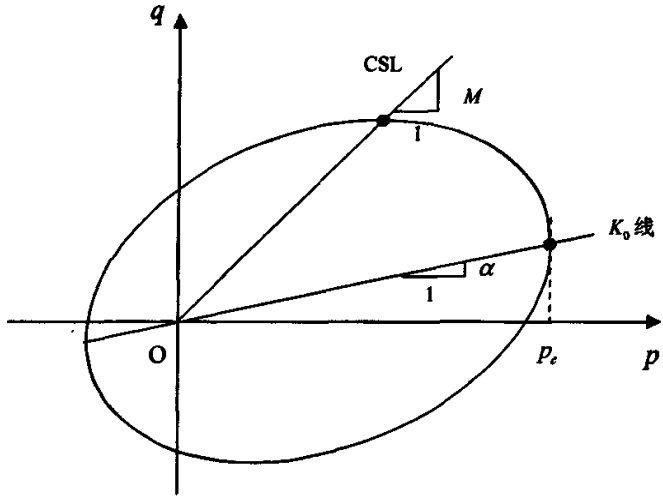


图 3.8 p - q 空间中的边界面

(2) 形状参数

在 e - $\ln p$ 空间中，临界状态线 CSL 和正常固结线 NCL 是一组斜率为 λ 的平行线，而正常固结曲线的所有回弹曲线则是一组坡度较缓斜率为 κ 的平行线，见图 3.9。

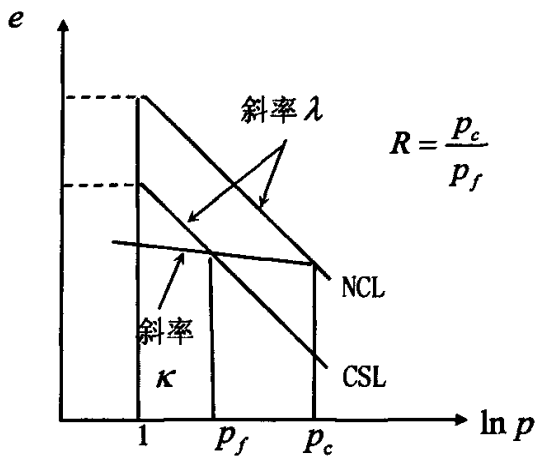


图 3.9 e - $\ln p$ 空间中形状参数的定义

在回弹曲线上只发生弹性变形，那么从 NCL 线上的 p_c 点出发沿着回弹曲线到达 CSL 线上的 p_f 点，就对应着屈服面上的中性变载情况。屈服面的长半轴应该由 p_c 和 p_f 的差值来定义。这里定义形状参数为：

$$R = \frac{p_c}{p_f} \quad (3.3)$$

它可以由试验来确定，对于修正剑桥模型，取固定值 2.0。

(3) 折减应力 Lode 角

各向异性对屈服面的影响则可以通过折减应力 Lode 角定义的临界状态比 M 来体现。折减应力 Lode 角可由折减应力偏量 s_{ij}^α 定义如下：

$$\theta_\alpha = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_{3\alpha}}{J_{2\alpha}^{3/2}} \right) \right] \quad (3.4)$$

式中：

$$J_{3\alpha} = \frac{1}{3} s_{ij}^\alpha s_{jk}^\alpha s_{ik}^\alpha \quad (3.5)$$

$$M = \frac{2mM_c}{(1+m) - (1-m)\sin\theta_\alpha} \quad (3.6)$$

其中， $J_{3\alpha}$ 为折减第三应力不变量； m 是土性参数，它表示 p - q 平面内轴对称拉伸与轴对称压缩时临界状态线的斜率之比，即 $m = M_e / M_c$ 。

3.3.2 映射法则

采用 Dafalias 和 Herrmann (1982) 提出的“半径映射”规则：边界面上的相应力点 $\bar{\sigma}_{ij}$ 由原点与实际应力点 σ_{ij} 连线与边界面的交点确定。映射法则的示意图见图 3.10。

对于任意实际应力状态 σ_{ij} ，在边界面上存在唯一的像应力状态 $\bar{\sigma}_{ij}$ 与之对应，径向映射法则可以表示成：

$$\bar{\sigma}_{ij} = b\sigma_{ij}, \quad b = \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \quad (3.7)$$

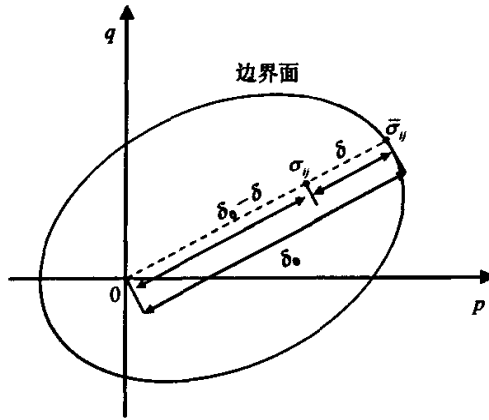


图 3.10 各向异性模型中映射法则的图解说明

3.3.3 硬化法则

本模型定义了两个独立的硬化参量： p_c 和 α_{ij} 。 p_c 反应了先期固结应力历史的影响，用以控制屈服面的大小，而各向异性张量 α_{ij} 则定义了屈服面倾角的大小。两个硬化参量的演化规律分述如下：

1. 等向硬化法则

根据熟知的粘土压缩性特征可知，在各向同性压缩条件下， p_c 与塑性体应变之间存在以下关系：

$$\dot{p}_c = \frac{(1 + e_0)\dot{\epsilon}_v^p}{(\lambda - \kappa)} p_c \quad (3.8)$$

式中： e_0 为初始孔隙比， ϵ_v^p 为土体的塑性体应变， λ 、 κ 为 $e-\ln p$ 空间中正常固结线和回弹曲线的斜率。

2. 旋转硬化法则

(1) 体变硬化模型在计算各向异性时的问题

以往绝大多数的各向异性模型都是体变硬化模型，即各向异性的改变只与塑性体应变相关，而与塑性剪应变无关。这种模型的优点是模型表达和数值计算的实现相对简单，但它却存在着一定的问题，在特定的应力路径下会计算出明显不合理的结果。

如图 3.11 所示为体变硬化模型 (Dafalias, 1987) 在计算同一种土却具有不同应力历史时的表现。两组土样通过不同的应力路径剪切到达临界状态，并保

证破坏时具有相同的围压。土样 1 为各向异性固结，其固结的应力路径为 OA，由 A 点经过弹性卸载到达 B 点，最后通过加载路径 BC 到达临界状态 C。作为对比，土样 2 是等向固结的，固结的应力路径为 OD，弹性卸载到达 B 点，同样沿应力路径 BC 加载到达临界状态 C。由于两组土样的加载过程不发生塑性变形，因此初始屈服面的形状是不变的。各向异性固结的土（土样 1）具有初始各向异性，其初始屈服面如图 3.11 所示是与静水压轴 p 是有一定夹角的，当土样达到临界状态时仍然具有各向异性的屈服面；而等向固结的土（土样 2）是各向同性的，到达临界状态时仍是各向同性屈服面。由图 3.11 可知两个屈服面的大小是不同的，土样 2 具有更大的塑性体变和相对小的孔隙比，尽管它们的破坏时的围压和强度相同，这与临界状态理论建立的基础是相违背的。

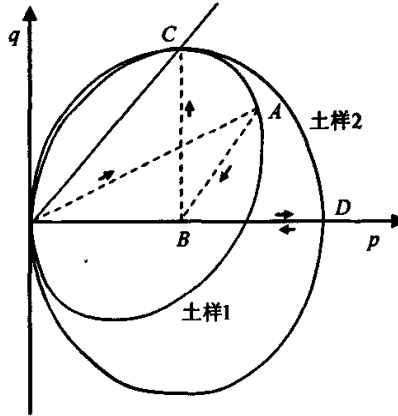


图 3.11 不同应力历史土样采用 Dafalias 模型的计算情况 (Wheeler 等, 2002)

解决上述问题的途径就是引入塑性剪应变对内变量的影响（塑性剪应变会改变土体的孔隙比，如土的球应力变化会使孔隙比变化，同样土样受到剪切的时候由于颗粒间发生错动也会改变孔隙比的大小）。Penstana 和 Whittle (1999) 的模型, 以及 Wheeler 等(2003)均提出了更加合理的硬化法则。Wheeler 等(2003) 提出如下各向异性硬化法则：

$$\dot{\alpha}_y = \mu \left[\left(\frac{3s_y}{4p} - \alpha_y \right) \langle \dot{\epsilon}_v^p \rangle + \beta \left(\frac{s_y}{3p} - \alpha_y \right) |\dot{\epsilon}_s^p| \right] \quad (3.9)$$

其中： $\langle \rangle$ 为 Macaulay 括号，即：当 $\dot{\epsilon}_v^p > 0$ 时， $\langle \dot{\epsilon}_v^p \rangle = \dot{\epsilon}_v^p$ ；当 $\dot{\epsilon}_v^p \leq 0$ 时， $\langle \dot{\epsilon}_v^p \rangle = 0$ 。

P 为静水压力, 定义为 $p = I/3$ 。常数 β 表示塑性剪应变与塑性体应变对屈服面旋转的影响因子; 常数 μ 则控制各向异性参量 α 的改变大小, ε_s^p 为土体的塑性剪应变。

(2) 硬化法则的改进

在临界状态时, 各向异性应该达到一个稳定的状态, 即有 $\dot{\alpha} = 0$ (Mroz, 1967)。如果考虑塑性剪应变对各向异性的影响, 在土体达到破坏时由于存在很大塑性剪应变, 因此很难严格控制各向异性不发生变化。为此, 本文在上面 Wheeler 等 (2003) 所提硬化法则的基础上引入了一个如下的修正因子:

$$\rho = \left\langle 1 - \left| \frac{\eta}{M} \right| \right\rangle \quad (3.10)$$

并通过影响因子来控制土在临界状态时各向异性的变化, 得到新的硬化法则表示成三维形式为:

$$\dot{\alpha}_{ij} = \mu \rho \left\{ \left[\frac{3s_{ij}}{4p} - \alpha_{ij} \right] \langle \dot{\varepsilon}_v^p \rangle + \beta \left[\frac{s_{ij}}{3p} - \alpha_{ij} \right] \left| \dot{\varepsilon}_s^p \right| \right\} \quad (3.11)$$

3.3.4 塑性模量及增量型应力应变关系

边界面上像应力点的塑性模量可由一致性条件 $\dot{f} = 0$ 求出, 真实应力点的塑性模量采用黄茂松等 (2003) 提出的如下插值函数计算:

$$H_p = \bar{H}_p + P_a \zeta \left[\left(\frac{\partial f}{\partial p} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial q} \right)^2 \right] \left[\left(\frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \right)^\chi - 1 \right] \quad (3.12)$$

上式中第二项为插值项, 它综合反映了塑性内变量和应力水平对塑性模量的大小的影响, 其中应力水平通过 δ_0 与 $(\delta_0 - \delta)$ 的比值来确定。指数形式的因子反映了应力水平对塑性模量 H_p 的影响。指数 χ 可由下式求出:

$$\chi = \chi_0 \exp(-\xi \varepsilon_s^p) \quad (3.13)$$

其中, $\varepsilon_s^p = \int \dot{\varepsilon}_s^p$, 表示循环过程中累积塑性偏应变的大小。此外, P_a 为大气压强, ζ 、 χ_0 、 ξ 均是模型参数, 要根据土性而选择适当的值。

塑性应变的大小可由下式计算:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \langle \dot{\phi} \rangle R_{ij} \quad (3.14)$$

上式中 $\dot{\phi}$ 为加载因子，可定义为：

$$\dot{\phi} = \frac{1}{H_p} L_{ij} \dot{\sigma}_{ij} = \frac{1}{\bar{H}_p} L_{ij} \dot{\bar{\sigma}}_{ij} \quad (3.15)$$

其中， L_{ij} 为塑性加载方向。在本文的模型中采用了关联流动法则，即塑性流动方向 (R_{ij}) 与塑性加载方向重合 (L_{ij})，且等于边界面上相应力点的单位梯度，因此有：

$$R_{ij} = L_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.16)$$

增量型应力应变关系可以由方程 (3.11) 代入 (3.10)，并计入弹性应变部分，得到如下形式：

$$\left. \begin{aligned} \dot{\sigma}_{ij} &= D_{ijkl}^{ep} \dot{\varepsilon}_{kl} \\ D_{ijkl}^{ep} &= D_{ijkl}^e - \frac{D_{ijrs}^e L_{rs} L_{mn} D_{mnl}^e}{H_p + L_{ab} D_{abpq}^e L_{pq}} \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

3.4 K_0 固结软粘土的变形特性

这里采用前一节所介绍的各向异性弹塑性本构模型来推导塑性应变和总应变的表达式。为简化起见，取 $R = 2.0$ ，此时，屈服面的形状如图 3.12 所示。其屈服面形式为：

$$f = p(p - p_c) + \frac{(q - \alpha p)^2}{M^2 - \alpha^2} = 0 \quad (3.18)$$

在以上屈服面形式的条件下可推得初始应力各向异性土体的塑性应变和总应变增量的表达式。

由一致性条件可得：

$$\frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p_c} dp_c = 0 \quad (3.19)$$

即:

$$\left[2p - p_c - 2\alpha \frac{(q - \alpha p)}{M^2 - \alpha^2} \right] dp + 2 \frac{(q - \alpha p)}{M^2 - \alpha^2} dq - p dp_c = 0 \quad (3.20)$$

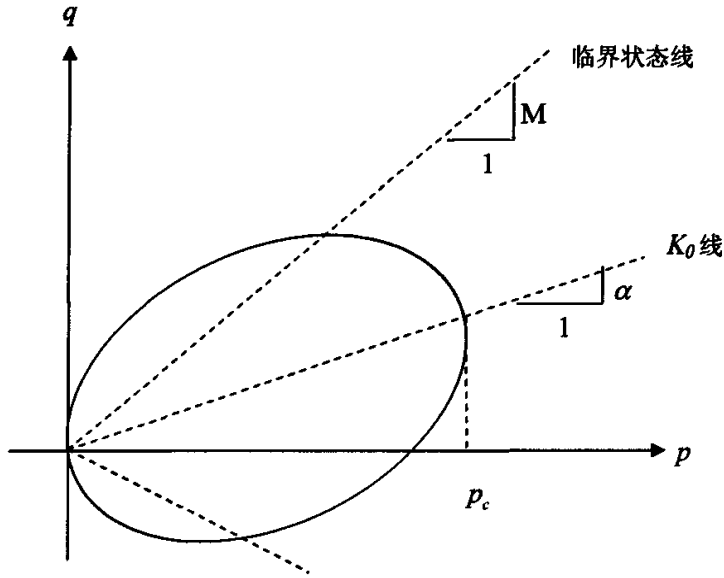


图 3.12 各向异性屈服面 ($R=2$)

根据内变量 p_c 的硬化准则可将塑性体应变表示为:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{dp_c}{p_c} \quad (3.21)$$

再根据 $dq = \eta dp + p d\eta$ 以及式 (3.18) 和 (3.20) 可得:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \left[\frac{dp}{p} + \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} d\eta \right] \quad (3.22a)$$

根据 $d\varepsilon_v^p = d\phi \frac{\partial f}{\partial p}$ 和 $d\varepsilon_s^p = d\phi \frac{\partial f}{\partial q}$ 可以得到:

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \eta^2} \quad (3.23)$$

故:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_s^p &= \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \eta^2} d\varepsilon_v^p \\ &= \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \eta^2} \left[\frac{dp}{p} + \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} d\eta \right] \end{aligned} \quad (3.24a)$$

如果用 dp 和 dq 来表示, 则为:

$$d\varepsilon_s^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{p} \left\{ \left[1 - \frac{2\eta(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} \right] \cdot dp + \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} \cdot dq \right\} \quad (3.22b)$$

$$d\varepsilon_s^p = \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2} \cdot \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{p} \left\{ \left[1 - \frac{2\eta(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} \right] \cdot dp + \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} \cdot dq \right\} \quad (3.24b)$$

下面讨论弹性阶段的体积应变和剪应变。根据临界状态土力学的定义, 弹性体变模量可表示为:

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa} p \quad (3.25)$$

根据弹性力学中体变模量 K 和剪切模量 G 之间的关系, 可得到弹性剪切模量

$$\begin{aligned} G &= \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} K \\ &= \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)}{2(1 + \nu)\kappa} p \end{aligned} \quad (3.26)$$

因此, 弹性体积应变增量和弹性剪切应变增量分别为:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{dp}{p} \quad (3.27)$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} = \frac{2(1 + \nu)\kappa}{(1 + e_0)(1 - 2\nu)} \frac{dq}{p} \quad (3.28a)$$

或

$$d\varepsilon_s^e = \frac{2(1+\nu)\kappa\eta}{(1+e_0)(1-2\nu)} \frac{dp}{p} + \frac{2(1+\nu)\kappa}{(1+e_0)(1-2\nu)} d\eta \quad (3.28b)$$

这样，总的体积应变增量可表示为：

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda}{1+e_0} \frac{dp}{p} + \frac{\lambda-\kappa}{1+e_0} \frac{2(\eta-\alpha)}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2} d\eta \quad (3.29)$$

总的剪应变增量也可表示为：

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^e + d\varepsilon_s^p = \frac{2(1+\nu)\kappa\eta}{(1+e_0)(1-2\nu)} \frac{dp}{p} + \frac{2(1+\nu)\kappa}{(1+e_0)(1-2\nu)} d\eta + \left. \frac{2(\eta-\alpha)}{M^2-\alpha^2} \frac{\lambda-\kappa}{1+e_0} \frac{1}{p} \left[1 - \frac{2\eta(\eta-\alpha)}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2} \right] dp + \frac{2(\eta-\alpha)}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2} dq \right\} \quad (3.30)$$

根据不排水条件， $\varepsilon_v = 0$ 或 $d\varepsilon_v = 0$ ，可得：

$$\frac{dp}{p} = -\frac{\lambda-\kappa}{\lambda} \frac{2(\eta-\alpha)}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2} d\eta \quad (3.31)$$

对上式两边积分，得：

$$\frac{\lambda-\kappa}{\lambda} \ln[M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2] + \ln p + C = 0 \quad (3.32)$$

代入边界条件 $\eta = \alpha$ ， $p = p_c$ 可确定积分常数 C ，得到：

$$C = -\frac{\lambda-\kappa}{\lambda} \ln(M^2-\alpha^2) - \ln p_c \quad (3.33)$$

通过积分可以得到总的体积应变的表达式为：

$$\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p}{p_c} + \frac{\lambda-\kappa}{1+e_0} \ln \frac{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2}{M^2-\alpha^2} \quad (3.34)$$

因此不排水应力路径为

$$\frac{\lambda-\kappa}{\lambda} \ln[M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2] + \ln p = \frac{\lambda-\kappa}{\lambda} \ln(M^2-\alpha^2) + \ln p_c \quad (3.35a)$$

或

$$\frac{p}{p_c} = \left[\frac{M^2-\alpha^2}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2} \right]^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}} \quad (3.35b)$$

这样，在不排水条件下，塑性剪应变增量可改写为：

$$d\varepsilon_i^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \eta^2} \left[-\frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} + \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2} \right] d\eta \quad (3.36a)$$

或

$$d\varepsilon_i^p = \frac{\kappa \lambda - \kappa}{\lambda (1 + e_0)} \frac{4(\eta - \alpha)^2}{(M^2 - \eta^2) [M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2]} d\eta \quad (3.36b)$$

相应地，总的剪应变增量可改写为：

$$d\varepsilon_s = \frac{2(1 + \nu)\kappa\eta}{(1 + e_0)(1 - 2\nu)} \frac{dp}{p} + \left\{ \frac{2(1 + \nu)\kappa}{(1 + e_0)(1 - 2\nu)} + \frac{\kappa \lambda - \kappa}{\lambda (1 + e_0)} \frac{4(\eta - \alpha)^2}{(M^2 - \eta^2) [M^2 - \alpha^2 + (\eta - \alpha)^2]} \right\} d\eta \quad (3.37)$$

由于式(3.37)的直接积分比较困难，因此，本文将采用数值积分的方法。

对于常见范围内的软粘土，Wheeler等(2003)认为正常固结线的初始斜率 α_0 的范围在0.58~0.7之间，Nakano等(2005)和王立忠等(2006)认为正常固结线NCL与 K_0 线重合，此时，

$$\alpha_0 = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad (3.38)$$

下面将讨论不排水三轴压缩试验和不排水三轴拉伸试验时土体变形特性的区别以及初始各向异性参数 α_0 对土体变形的影响。

作为定性分析，部分参数选取见魏星(2005)，所用到的土体相关物理力学参数如表3.2。

表 3.2 土体的物理及力学参数

参数	λ	κ	e_0	M	e	K_0	ν	p_c (kPa)
值	0.37	0.054	0.89	0.923	0.022	0.7	0.2	400

这里要分析的是具有初始各向异性土样的等向固结三轴试验，假设等向固结压力为400 kPa，并认为等向固结不改变土样的初始各向异性，为了增强对比度，各向异性参数 α_0 取为0.8。

图3.13给出了不排水三轴压缩试验和不排水三轴拉伸试验的理论模拟的 $q - \varepsilon_a$ 曲线的比较。图中CTC表示三轴压缩试验；CTE表示三轴拉伸试验，在图3.13中，轴向应变的计算范围为不大于20%。

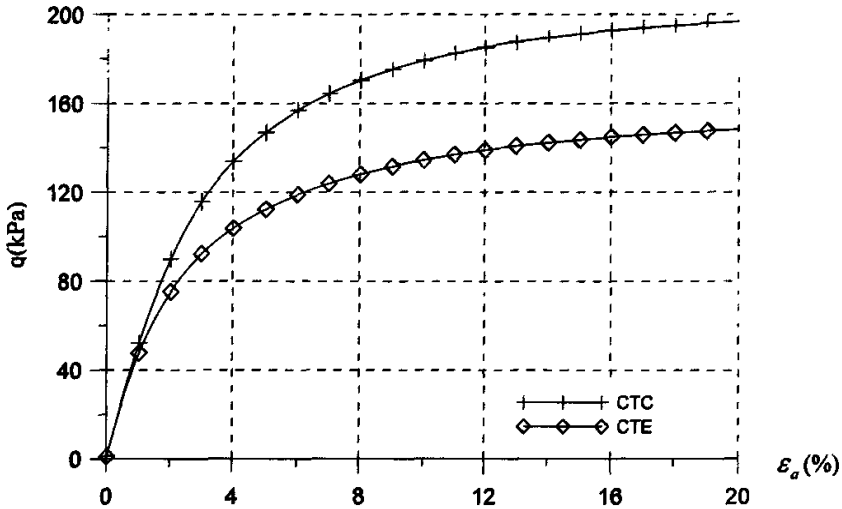


图3.13 具有初始各向异性土样的等向固结三轴拉伸和压缩变形

从图3.13可以看出，当考虑土体的初始各向异性时，在等向固结三轴试验条件下，在具有相同的偏应力增量 (dq) 的情况下，拉伸试验条件下土体的轴向应变要大于压缩试验条件下土体的轴向应变。在应力水平较低的情况下，这种差别不明显，基本相似。但是，随着应力水平的提高，拉伸试验条件下产生的轴向应变与压缩试验条件下产生的轴向应变之间的差距逐渐增大，这也可从 Ng (1999)、杨雪强等 (2006) 的试验中得以证明。可见，对于基坑等开挖工程问题的计算分析，若使用压缩条件下的变形指标，势必造成计算结果与实际工程量测结果之间较大的差别。

为了比较不同的初始各向异性参数 α_0 对土体变形的影响，以拉伸试验 (CTE) 为例，可以得出在不同 α_0 值时土体轴向应变的大小，如图3.14所示。分析对象仍为具有初始各向异性土样的等向固结三轴试验。

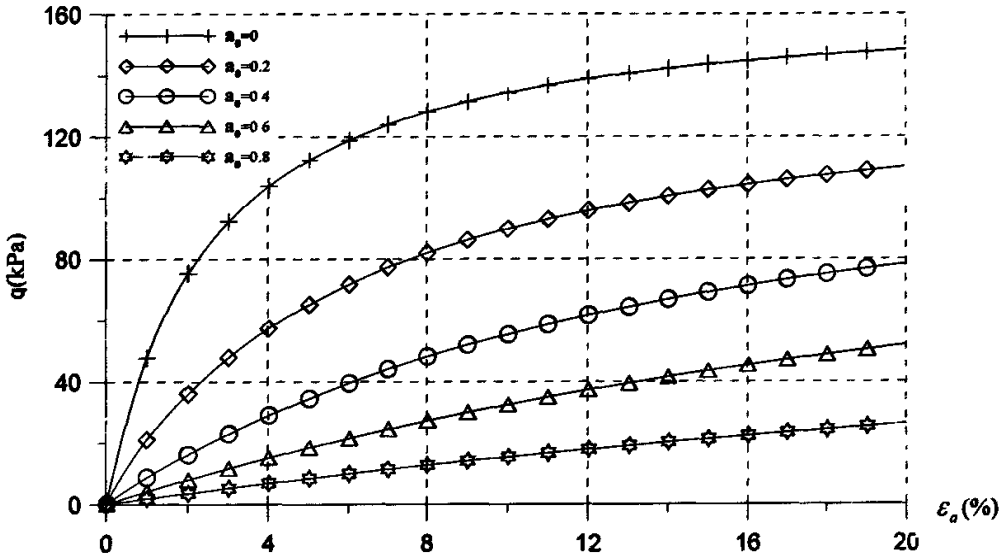


图3.14 不同 α_0 时等向固结三轴拉伸变形

从图3.14中可以看出，初始各向异性参数 α_0 对土体的应力应变特性影响显著。 α_0 值越小（即土体的初始各向异性程度越弱），在相同的偏应力增量下，其轴向变形量越小；相反，如果 α_0 值越大（即土体的初始各向异性程度越强），在具有相同偏差应力增量的条件下，其轴向变形量越大。这也可从基坑开挖时墙后土体的应力路径反映出来，即随着土体的挖除，墙后土体的竖向应力基本保持不变，而水平应力不断减小，水平应力与竖向应力的比值也逐渐减小，即应力各向异性（应力诱发各向异性）程度在增加，而应力各向异性程度对土体变形的影响显而易见，如图3.14所示。因此，在基坑开挖的有限元分析中，必须考虑土体的应力各向异性对基坑变形性状的影响。具体分析详见第四章。

3.5 K_0 固结饱和软粘土的不排水抗剪强度

对于粘土不排水抗剪强度各向异性的研究始于20世纪40年代，土体的各向异性包括固有各向异性和应力诱发各向异性。一般认为固有各向异性是土骨架的结构各向异性所产生的，而应力诱发各向异性则是由初始各向异性应力状态所引起的。Ohta(1985)认为正常固结或稍超固结粘土的不排水抗剪强度的各

向异性主要是应力诱发各向异性，而固有各向异性则不是主要因素。二十世纪40年代以后，国外许多学者研究了粘土不排水抗剪强度的各向异性，并提出了有关不排水抗剪强度与抗剪面方向的一些关系式，如 Hansen 和 Gibson(1949)，Bishop(1965)，Davis 和 Christian(1971)，Nakase 和 Kamei(1983)等。但这些公式大都是经验性的或通过试验数据拟合得到的。

在确定软粘土不排水抗剪强度方面，许多研究者也作了大量的工作，并提出了各自的观点，比如 Skempton(1957)、Bjerrum(1972, 1973)和 Leroueil(1985)等对不排水强度和上覆压力之间的关系作了大量的试验和统计工作，并得出了两者之间一般的关系式 $S_u / \sigma'_{v0} = 0.25$ 。Mesri (1989) 在边坡稳定研究中，采取三段不同应力条件下强度增长率 S_u / σ'_{v0} 的平均值作为稳定分析的依据，在考虑了剪切速率的影响之后发现强度增长率为定值，即 $S_u / \sigma'_{v0} = 0.22$ ，Mesri (1989) 所提出的这个不排水强度公式是一个较为公认的经验表达式，常用以校核试验成果的正确性。关于不排水强度 S_u 和上覆压力 σ'_{v0} 的比值基本不变的结论也得到了松岗元 (1999) 研究结果的证明。沈恺伦 (2006) 通过理论推导和试验研究说明，对于土体的有效内摩擦角 $\phi' = 20^\circ \sim 30^\circ$ 范围内， S_u / σ'_{v0} 的计算平均值与实际反演结果 0.22 接近，并将这个结果作为工程应用的推荐值。

对于软粘土的不排水抗剪强度的确定，以往大部分是建立在试验的基础上，不仅受取样扰动的影响和带有较大的经验性，而且还需要耗费较多的人力和财力，由土体的本构模型推导软粘土的不排水强度是另一种有效方法 (姜洪伟等, 1997; Chang 等, 1999; 王立忠等, 2006; 黄茂松等, 2007)，它可以利用较少的试验参数和更为系统的方法获得强度值，是近年来土体强度理论研究的热点。

Prevost(1979)最早尝试直接采用本构关系来推导不排水抗剪强度。Ohta 等(1985)以原始剑桥模型为基础，考虑 K_0 固结引起的诱发各向异性，分析软土的不排水抗剪强度，但是分析得到的三轴拉伸强度与实测值相差极大。

Chang 等 (1999) 基于修正剑桥模型，在 Wood(1990)的基础上推导了三轴和平面应变情况下的软粘土不排水强度比 S_u / σ'_{v0} 的公式，并对如何利用本构模型获取粘土的不排水强度作了很好的阐述。姜洪伟等(1997)基于所提出的三维各向异性弹塑性本构关系，导出了各种不同试验条件下 K_0 固结粘土的各向异性不排水抗剪强度的表达式。王立忠等(2006)首先借鉴 Ohta 等(1985)的研究成果，将各向同性的修正剑桥模型推广为 K_0 固结诱发各向异性的屈服面方程，并以此本构关系为基础，推导了 K_0 固结条件下三轴压缩和三轴拉伸不排水抗剪强度理

论计算公式。也有一些学者直接采用复杂本构关系来分析各向异性的影响，比如 Zdravkovic 等(2002)以 MIT-E3 本构关系为基础，详细分析了 Saint-Alban 试验堤软基稳定问题，由于 MIT-E3 模型是一个相当复杂的边界面模型，因此在工程界推广有很大的难度。

为了既能够反映土体真实的力学特性，又便于工程界接受，本节拟在 3.1 节所述本构关系的理论框架内推导土体三轴拉伸和压缩条件下的不排水抗剪强度。虽然所阐述的模型较其它各向异性模型 (MIT-E3) 较简单，但毕竟这一本构模型对实际工程来说还是偏于复杂，较难让工程界接受。因此本节的目的是将上述本构模型实用化，基于所提出的本构模型，引入不排水条件和破坏条件，推导出三轴条件下 K_0 固结粘土的三轴压缩和三轴拉伸不排水抗剪强度理论公式，并与有关的试验结果进行比较，并且确定上海软粘土不排水条件下三轴拉伸与三轴压缩强度之比。

首先利用 3.4 节的有关表达式推导出不排水应力路径方程，见式 (3.35a) 和式 (3.35b)。

由于不排水极限强度值是不排水应力路径和临界状态线的交点剪应力值，那么取 $\eta = M$ ，可得对应于三轴压缩试验的不排水极限强度值

$$q_{ult} = Mp_c \left[\frac{M^2 - \alpha^2}{M^2 - \alpha^2 + (M - \alpha)^2} \right]^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} = Mp_c \left(\frac{M + \alpha}{2M} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} \quad (3.39a)$$

如取 $\eta = -M$ ，可得对应于三轴拉伸试验的不排水极限强度值

$$q_{ult} = Mp_c \left[\frac{M^2 - \alpha^2}{M^2 - \alpha^2 + (M + \alpha)^2} \right]^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} = Mp_c \left(\frac{M - \alpha}{2M} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} \quad (3.39b)$$

对于现场 K_0 固结土层，可取 $p_c = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_{v0}$ ，其中 σ'_{v0} 为土层上覆有效应力，且 $S_u = \frac{1}{2} q_{ult}$ ，则

$$\frac{S_{u(v)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1+2K_0}{6} M \left(\frac{M + \alpha}{2M} \right)^{1 - \frac{\kappa}{\lambda}} \quad (3.40a)$$

和

$$\frac{S_{u(h)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1+2K_0}{6} M \left(\frac{M - \alpha}{2M} \right)^{1 - \frac{\kappa}{\lambda}} \quad (3.40b)$$

式中：

$S_{u(v)}$ —压缩条件下的不排水抗剪强度；

$S_{u(h)}$ —拉伸条件下的不排水抗剪强度。

对于公式 (3.40) 的正确性，可以利用 Ladd (1973) 的试验结果进行验证。

根据 Ladd (1973)，土体的有关力学参数为： $K_0 = 0.5$ ， $\phi' = 33^\circ$ ，

$$\alpha = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} = 0.75, \quad M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} = 1.331。根据姜洪伟等 (1999)，近似取$$

$$1 - \frac{\kappa}{\lambda} = 0.76, \quad \text{这样计算得到的三轴压缩的不排水强度比为：} \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0.367；三轴$$

$$\text{拉伸的不排水强度比为：} \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0.140。计算结果与 Ladd(1973)的试验结果 0.330$$

和 0.155 还是比较接近的，主要误差可能来自于 ϕ' 的取值略偏高。

对于上海软粘土来说，将采用刘明 (2006) 的非等向固结不排水三轴试验结果，来确定上海饱和淤泥质软粘土不排水抗剪强度所需要的模型参数。

表 3.3 给出了利用三轴试验结果拟合得到的模型参数 (对于 K_0 值和 α_0 确定，详见 3.4 节)，根据公式 (3.39) 以及表 3.3 中所提供的参数，可计算出上海软粘土在围压为 100 kPa 和 200 kPa 时的不排水抗剪强度极限值，计算结果如表 3.4 所示。同时，表 3.4 也给出了非等向固结不排水抗剪强度的试验值。

从表 3.4 中可以看出，当考虑土体的各向异性时，不排水条件下抗剪强度的理论预测值与试验值吻合较好。

将表 3.3 中的参数代入公式 (3.40)，可得上海软粘土拉伸与压缩条件下不排水抗剪强度之比为：0.538。

表 3.3 上海淤泥质软粘土的各向异性本构模型参数

参数名	M	α	λ	κ
参数值	1.02	0.375	0.173	0.034

表 3.4 非等向固结不排水抗剪强度表 (单位: kPa)

σ'_{3c}	理论预测值 (R=2.8)	试验值 (刘明, 2006)
100	116.5	126.1
200	225.1	228.3

3.6 考虑主应力轴旋转的各向异性不排水抗剪强度

土体的初始应力状态控制着土体屈服面的形状和方向,而在土体的受力过程中,由于其应力路径的不同,其抗剪强度也是不断变化的。同时,室内试验和现场试验也已证明,在不同的应力路径下,应力诱发的各向异性对土体的不排水抗剪强度也有着重要的影响 (Dittrich, 2000),对于粘性土的不排水抗剪强度受应力路径的影响已被众多研究者所证明 (Lo, 1965; Ladd 和 Foott, 1974; Larsson, 1980; Becker 等, 1984)。

在岩土工程中,许多土工问题都会遇到主应力轴旋转引起土体的应力各向异性,比如基坑开挖、填方等,这时土体的初始应力状态 (K_0 固结状态) 受到了破坏,引起了土体的强度也发生了变化。并且,试验结果表明较大的应力旋转将会导致大的塑性应变 (Gutta, 2003),土体的变形特征很大程度上依赖受力土体单元的大主应力方向 (Choi, 1995),如果不考虑这种情况下土体的变形及其力学特性,势必造成理论预测与工程实际之间较大的差别。

由于主应力方向的旋转而诱发的应力各向异性对土体强度和应力应变关系的影响国内外学者已进行了大量的研究,如 Ohta 等 (1985) 以及姜洪伟等 (1997) 探讨了平面应变条件下 K_0 固结粘土的不排水抗剪强度,并指出了此强度随抗剪面方向 (或主应力方向) 的变化而变化, Zdravkovic 等 (2002) 以 MIT-E3 本构关系为基础,详细分析了 Saint-Alban 试验堤软基稳定问题,强调 K_0 固结软基中主应力轴旋转导致强度的各向异性。Lade (1997) 提出了一个旋转的运动硬化模型说明了在三维空间大主应力轴的旋转对砂土力学性状的影响, Gutta (2003) 把上述模型加以改进,把应力空间扩展到三维主应力空间,采用了上述运动硬化准则模拟了大主应力轴旋转对砂土力学行为的影响。

Lo (1965) 研究了非等向固结条件下 London 粘土的三轴压缩试验,土样从

不同方向上受力，如图 3.15 所示，

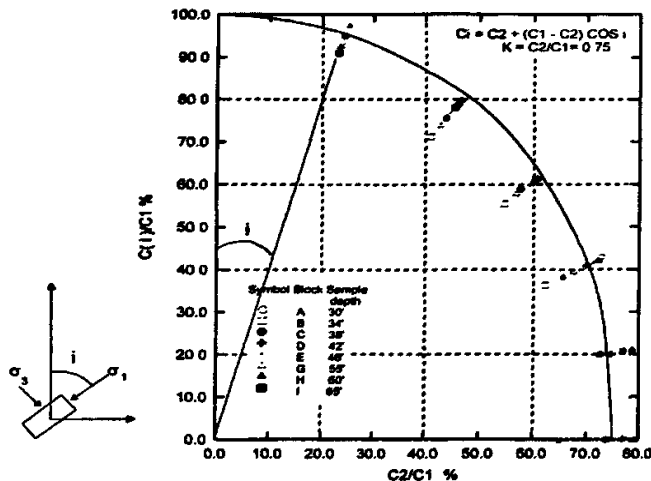


图 3.15 London 粘土的各向异性不排水抗剪强度 (Lo, 1965)

为了便于研究主应力方向的变化对土体强度的影响，不排水条件下的抗剪强度分别用 C_1 和 C_2 表示， i 为大主应力方向与竖直方向的夹角，如图 3.15 所示。 C_1 和 C_2 分别对应着 $i = 0^\circ$ （压缩）和 $i = 90^\circ$ （拉伸），对于 0° 到 90° 之间的土样，不排水抗剪强度分别用 C_i 表示。从图 3.15 中可以看出， i 的起点代表着压缩试验时主应力的方向，随着 i 角的增加，试样的强度在逐渐降低，这很明显地表明了土体强度的各向异性，即土体的强度和大主应力的方向有关，并得出了 London 粘土的拉伸强度为压缩强度的 75%。在这个基础上，Lo (1965) 建立了土体各向异性强度的如下关系式：

$$C_i = C_2 + (C_1 - C_2) \cos^2 i \quad (3.41)$$

这与 Casagrande-Carillo (1944) 所提出的考虑应力旋转的不排水抗剪强度公式 (3.42) 形式上相同，即：

$$S_{u(i)} = S_{u(h)} + (S_{u(v)} - S_{u(h)}) \cos^2 i \quad (3.42)$$

为了便于从理论上分析土体的抗剪强度与大主应力旋转角度 i 角的关系，采用与 Choi (1995) 在分析土体各向异性对边坡稳定性的影响时相似的分析方法，如图 3.16(a) 所示，假设有以下应力状态的单元体，其莫尔圆如图 3.16(b) 所示，

其受力路径为从 K_0 状态逐渐向破坏状态发展。

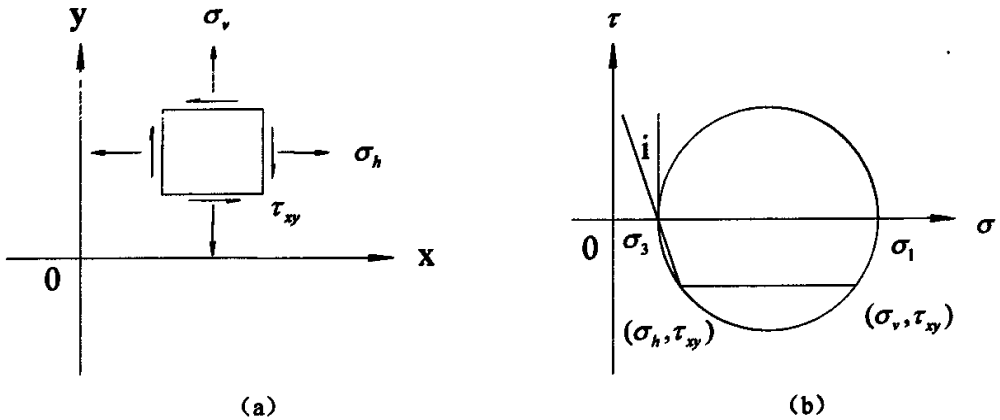
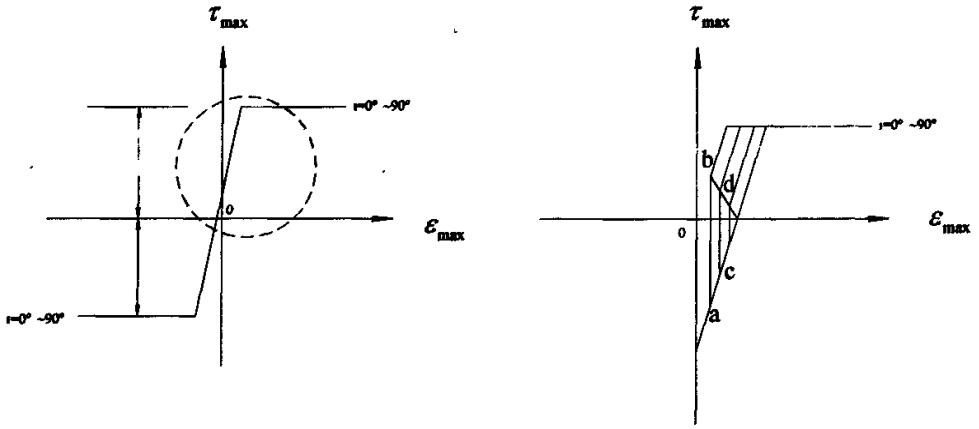


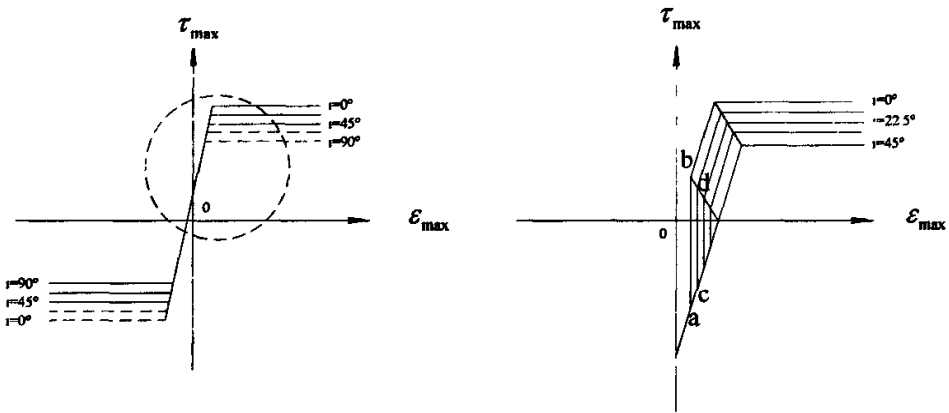
图 3.16 土体的应力单元及单元的莫尔圆示意图 (Choi, 1995)

从图中可以看出，随着垂直应力与水平应力差值 ($\sigma_v - \sigma_h$) 的减小 (趋向于零)，莫尔圆的半径也逐渐减小，但最终的减少量由剪应力分量 τ_{xy} 所决定。因此，单元所经历的应力状态一直都为各向异性应力状态 (随着 i 角的变化，单元竖向和水平向应力不断得到调整)，伴随着应力差的进一步减小，最大剪应力逐渐与剪应力分量 τ_{xy} 相等，此时， i 角为 45° 。当竖向应力 σ_v 与水平应力 σ_h 之差小于零 ($\sigma_v - \sigma_h < 0$) 时，最大剪应力将发生改变，其受力状态 (从受压变为受拉) 发生改变。此时，反映到应力应变关系上，即为从一种应力状态跳跃到另一种应力状态，随着 i 角的继续增加，其抗剪强度逐渐减少，如图 3.17 所示。土体在整个受力过程中，不论处于哪一种状态 (压缩、直剪、拉伸)，其最大抗剪强度都不会为零。

在天然状态下，土体单元最初的大主应力为垂直方向，因此，所有土体单元具有潜在的最大抗剪强度，此时单元体对应的应力状态为受压状态 ($i = 0^\circ$)。随着基坑开挖的进行，单元体大主应力的方向沿垂直方向发生了偏转，同时单元体的抗剪强度从 $i = 0^\circ$ 时具有最大值随着 i 角的增加而减小，这一点说明了土体强度的各向异性。



(a) 各向同性弹塑性模型



(b) 各向异性理想弹塑性模型

图 3.17 土体本构模型示意图 (Choi, 1995)

对于 i 角的确定, 在平面应变条件下, 假设有如图 3.16 (a) 所示的土体单元, 那么大主应力旋转角度 i 角可以表示为如式 (3.43) 的形式。

$$i = \arctan\left(-\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_h - \sigma_v}\right) \quad (3.43)$$

将式 (3.43) 代入式 (3.42), 便可以确定当土体单元的大主应力方向与竖

直方向之间的夹角为 i 时土体的不排水抗剪强度。

3.7 考虑应力各向异性的 von Mises 准则

对于基坑开挖的不排水弹塑性分析, 一般采用 Tresca 准则或者 von Mises 准则, 由于 Tresca 准则在数值积分上存在着奇异点, 因此, 本文在研究土体的屈服强度时采用了 von Mises 准则, 并将常用的 von Mises 准则进行了修正, 目的在于进一步考虑屈服强度的各向异性, 包括初始各向异性和应力诱发各向异性。

根据土体不排水抗剪强度的定义, 若用三个主应力表示, 并假设有:
 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (以压为正),
 则:

$$S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.44)$$

将式 (3.44) 改写为类似于 von Mises 强度准则的形式, 有:

$$S_u = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2})^2 + (\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3.45)$$

对于在不排水情况下的土体, 可近似取:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.46)$$

将式 (3.46) 代入式 (3.45) 得:

$$\begin{aligned} S_u &= \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \\ &= \frac{1}{\sqrt{3}} k_f \end{aligned} \quad (3.47)$$

式中:

k_f —von Mises 准则的屈服强度。

或

$$k_f = \sqrt{3} S_u \quad (3.48)$$

式 (3.48) 表示, 在考虑土体的不排水抗剪强度时, 如果采用 von Mises 强度

准则作为土体的屈服或破坏准则，那么，其大小应为不排水抗剪强度的 $\sqrt{3}$ 倍。

为了进一步考虑主应力方向旋转对土体不排水抗剪强度的影响，采用 Casagrande 和 Carillo(1944)所推荐的公式，如式 (3.42) 所示：
可得：

$$S_{u(i)} = S_{u(v)} [k_u + (1 - k_u) \cos^2 i] \quad (3.49)$$

式中：

$$k_u = \frac{S_{u(h)}}{S_{u(v)}} \quad (3.50)$$

式中：

$S_{u(h)}$ — 土体拉伸条件下的不排水抗剪强度；

$S_{u(v)}$ — 土体压缩条件下的不排水抗剪强度。

结合式 (3.48) 得，各向异性条件下，von Mises 准则的屈服强度可修正为如式 (3.51) 所示的形式。

$$k_f = \sqrt{3} S_{u(v)} [k_u + (1 - k_u) \cos^2 i] \quad (3.51)$$

这样考虑强度各向异性的 von Mises 屈服面函数可以表示为：

$$f = q - k_f = 0 \quad (3.52)$$

式中：

$$q = \sqrt{3J_2} ;$$

$$J_2 = \sqrt{S_{ij} S_{ij} / 2} ;$$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{kk} / 3$$

3.8 小结

本章首先介绍了饱和软粘土的强度特性和屈服特性，其次详细介绍了魏星 (2005) 提出的各向异性弹塑性本构模型，然后在该模型的基础上，定性分析了 K_0 固结软粘土的变形特性。

为了将上述各向异性本构关系应用到工程实践中，并且便于工程界接受，

在上述各向异性界面本构模型的基础上, 根据三轴试验的不排水应力路径, 推导了软粘土不排水三轴拉伸和压缩的各向异性强度公式, 该表达式可以综合考虑土的应力历史以及初始固结状态对强度的影响。同时, 结合室内试验, 确定了上海典型软粘土 K_0 固结条件下拉伸与压缩不排水抗剪强度的比值。

对于在不排水条件下的弹塑性分析, 本文为了反映土体初始各向异性 (K_0 固结状态) 和反映土体单元主应力轴方向的旋转引起土体强度的应力诱发各向异性特性, 考虑到 Tresca 准则在数值积分上存在着奇异点, 本文选择了 von Mises 准则作为土体的屈服准则, 并结合 Casagrande 和 Carillo(1944)所提出的强度公式, 推导了不排水条件下土体各向异性强度与 von Mises 屈服准则所表示的强度之间的关系, 对经典的 von Mises 准则作了改进, 改进后的 von Mises 准则可反映土体的各向异性强度特性。

作者将在第四章, 基于 ANSYS9.0 的 Usermat, 把这个能够反映土体各向异性的理想弹塑性本构模型耦合到该软件中, 以对基坑开挖的变形特性进行有限元分析。

第4章 应力各向异性对基坑开挖变形性状的影响

4.1 引言

在目前关于基坑开挖的数值算法中,应用较为广泛的为有限单元法。对于基坑开挖的有限元模拟,除要解决好模型参数的确定、边界条件的选择等任何有限元计算都必须解决的问题外,由于开挖状态下的 K_0 固结土体具有其特有的变形和强度特性,不宜将通常经典的土体本构关系直接应用到处于复杂应力条件下的 K_0 固结土体中。这是因为:首先, K_0 固结粘土表现出明显的初始各向异性,其次,在基坑开挖过程中,由于土体卸荷,作业面上因土体挖出而卸载,原有的应力状态将发生变化,这种应力状态的变化不仅引起基坑周围土体的移动,而且也导致了未挖除土体力学特性的变化,特别是对于软土来说,这种变化将更加显著(Yee, 2005),如果不考虑这种主应力轴旋转引起的应力诱发各向异性,势必造成理论预测与工程实际之间的误差。目前大型商业化有限元软件已经广泛应用于大型基坑的工程分析种,然而,这些大型通用有限元软件中关于土体的本构模型,多为经典的本构模型,并不能考虑应力各向异性的影响。因此,如何利用大型商业化软件用户材料模型的二次开发功能对应力各向异性对基坑开挖性状的影响进行研究是值得研究的课题。

本章在第三章的理论基础上,以ANSYS9.0为平台,将一个能够反映土体应力各向异性的以修正von Mises准则为屈服准则的弹塑性本构模型连接到ANSYS软件中,使用该模型分析了在不同开挖深度、不同开挖宽度以及不同施工方法条件下各向异性对基坑开挖后变形性状的影响。

4.2 基于 ANSYS 二次开发的有限元分析

为了模拟各向异性对基坑开挖性状的影响,在 von Mises 准则的基础上,使用第3章推导出来的粘土不排水抗剪强度与 von Mises 屈服强度之间的关系,并考虑大主应力轴方向的旋转,以改进的 von Mises 准则作为本构模型的屈服准则,再利用 ANSYS 用户材料模型(Usermat)的二次开发功能,将考虑应力各向异性的 von Mises 模型连接到 ANSYS 中,利用 ANSYS 软件强大的前后处理和计算功能,来模拟不排水条件下深基坑开挖过程中土体的应力各向异性对基坑

开挖性状的影响。

4.2.1 ANSYS 的 Usermat 用户自定义程序

对于本文的模型来说，其屈服面的函数为：

$$f(\sigma_y) = q - k_f = 0 \quad (4.1)$$

式中 q 的含义同式 (3.52)， k_f 的定义见式 (3.51)。

对于如何从第 n 次加载所得到的应力分量 $(\sigma_y)_n$ 与新的应变增量 $(d\varepsilon_y)_{n+1}$ 来求应力分量的新值 $(\sigma_y)_{n+1}$ ，然后确定材料是否进入塑性状态并计算塑性变形量，算法的第一步是根据给定的材料参数以及应变增量 $(d\varepsilon_y)_{n+1}$ 来决定可能的应力轨迹，即要确定新的一步加载仍是弹性范围内的加载还是达到了屈服，如果试算的应力还未达到屈服，即材料还是处于弹性状态，有， $f < 0$ ，或 $q < k_f$ ，如果是卸载，则有：

$$f = 0 \text{ 和 } df < 0, \text{ 或 } q = k_f \text{ 和 } \frac{\partial f(\sigma_y)}{\partial \sigma_y} d\sigma_y < 0, \text{ 此时, 其应变增量张量可写}$$

成：

$$d\varepsilon_y^e = \frac{1}{9K} dI_1 \delta_y + \frac{1}{2G} ds_y \quad (4.2)$$

式中：

I_1 ：应力张量第一不变量；

s_y ：偏应力张量；

δ_y ：Kronecker符号；

K ：弹性体变模量；

G ：弹性剪切模量。

在式 (4.2) 两边同乘以 δ_y ，可得弹性体积应变增量为：

$$d\varepsilon_{ik}^e = \frac{1}{3K} dI_1 \quad (4.3)$$

因此，弹性应变增量的偏量为：

$$de_{ij}^e = \frac{1}{2G} ds_{ij} \quad (4.4)$$

当材料屈服后，即 $q = k_f$ 和 $\frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0$ ，

可根据第三章所修改的 von Mises 准则，把这个准则作为土体的屈服准则，即：

$$f = q - k_f = q - \sqrt{3}S_{u(v)}[k_u + (1 - k_u)\cos^2 i] = 0 \quad (4.5)$$

式中符号含义同3.7节。其应变增量和应力增量分别为：

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1}{9K} dI_1 \delta_{ij} + \frac{1}{2G} ds_{ij} + \frac{d\lambda}{2} s_{ij} / \sqrt{3J_2} \quad (4.6)$$

$$d\sigma_{ij} = K d\varepsilon_{ik} \delta_{ij} + 2G de_{ij} - \frac{G}{k_f} d\lambda s_{ij} \quad (4.7)$$

求解以上两式中的 $d\lambda$ 可将式 (4.1) 代入式 (4.8) 可得：

$$d\lambda = \left\{ 3K \frac{\partial f}{\partial I_1} d\varepsilon_{ik} + G \left[\frac{S_{ij}}{\sqrt{3J_2}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{3J_2}} + \frac{2}{3} \frac{S_{ik} S_{kj}}{(J_3)^{2/3}} \frac{\partial f}{\partial (J_3)^{2/3}} \right] de_{ij} \right\} /$$

$$\left\{ 9K \left(\frac{\partial f}{\partial I_1} \right)^2 + G \left(\frac{\partial f}{\partial \sqrt{3J_2}} \right)^2 + 2G \frac{(J_3)^{1/3}}{\sqrt{3J_2}} \frac{\partial f}{\partial (J_3)^{1/3}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{3J_2}} + \frac{4G}{9} \frac{J_2^2}{J_3^{4/3}} \left[\frac{\partial f}{\partial (J_3)^{1/3}} \right]^2 \right\}$$

(4.8)

得：

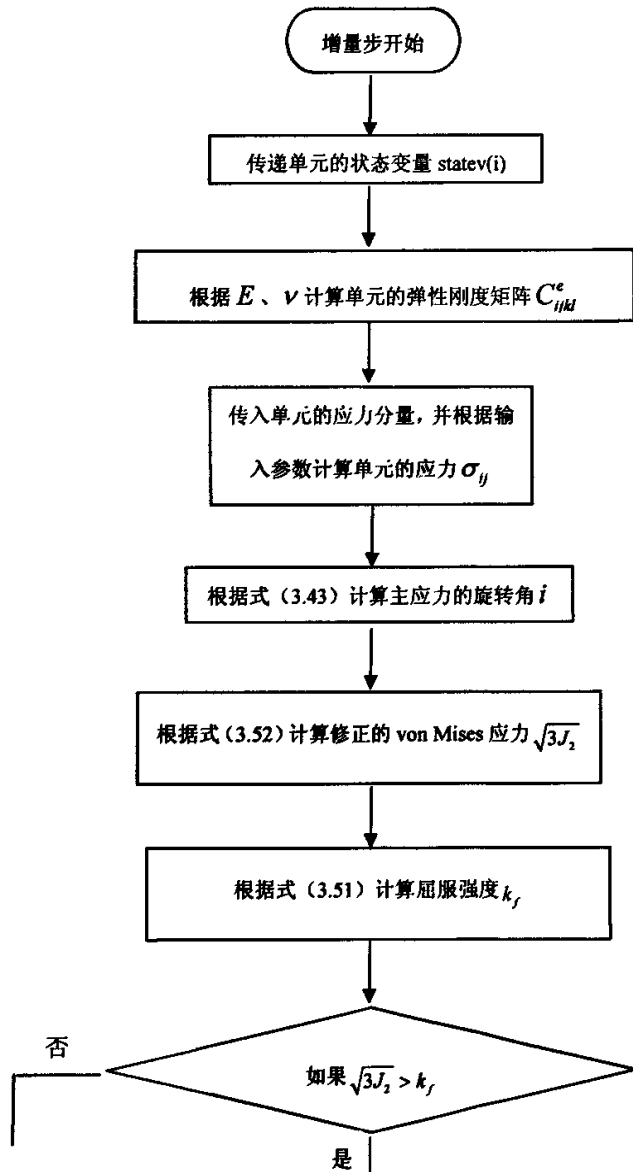
$$d\lambda = \frac{S_{mn} de_{mn}}{\sqrt{3J_2}} = \frac{S_{mn} de_{mn}}{k_f} \quad (4.9)$$

将式 (4.9) 的代入式 (4.6)、(4.7) 可得应变增量和应力增量分别为：

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1}{9K} dI_1 \delta_{ij} + \frac{1}{2G} ds_{ij} + \frac{S_{mn} S_{ij}}{2k_f^2} de_{mn} \quad (4.10)$$

$$d\sigma_{ij} = Kd\varepsilon_{kk}\delta_{ij} + 2Gde_{ij} - \frac{GS_{mn}S_{ij}}{k_f^2} de_{mn} \quad (4.11)$$

根据上面的公式，结合 ANSYS 中 Usermat 的书写规则（1999），本模型的计算流程图如图 4.1 所示：



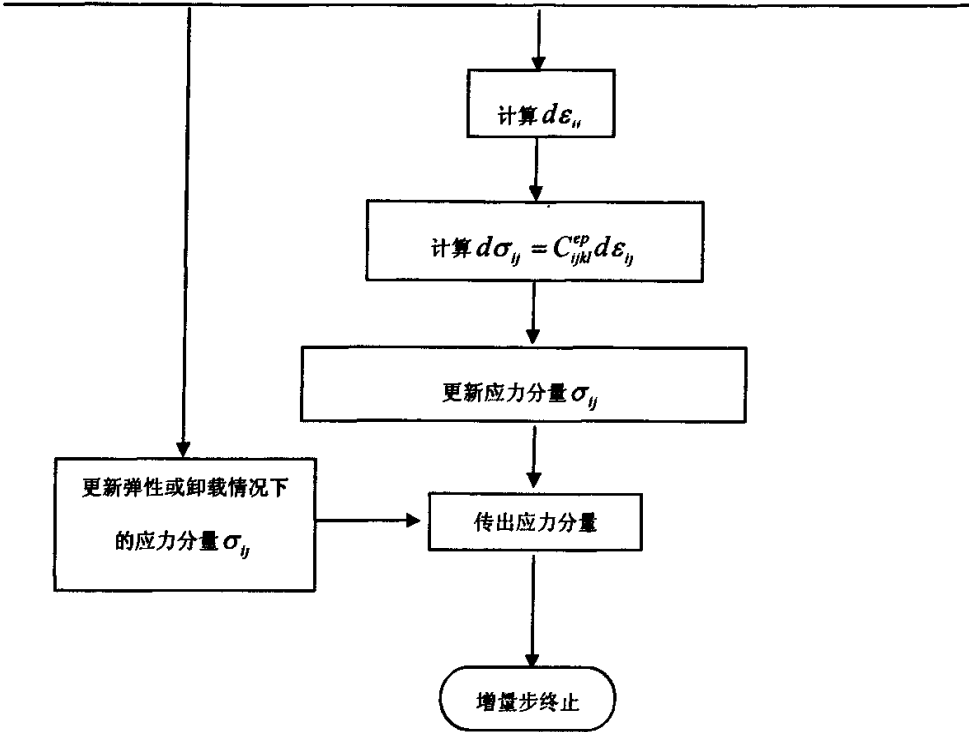


图 4.1 实现用户自定义程序的流程图

4.2.2 程序验证

1、算例一

为了验证 Usermat 二次开发程序的可靠性，首先选择了一个热固耦合的例子，该例简介如下：

该例为放置在三维空间内一个单元立方体，即模型大小为 $1m \times 1m \times 1m$ ，其边界条件如图 4.2 所示，图中节点 1 在 x 、 y 、 z 三个方向上的自由度均为 0，节点 2 在 x 、 y 方向上的自由度为 0，节点 3 在 y 方向上的自由度为 0，节点 4 在 y 、 z 方向上的自由度为 0，节点 5、6 在 x 方向上的自由度为 0，节点 8 在 z 方向上的自由度为 0，未说明的节点及未说明自由度情况的均为不受约束。通过定义两种温度状态下（ 1° 和 2° ）的屈服应力（见表 4.1），计算当每个节点的温度为 1.5° 时，而且将单元体的节点 5、6、7、8 沿 y 方向移动一个单位时，即到达 $5'$ 、 $6'$ 、 $7'$ 、 $8'$ ，单元体 x 方向和 y 方向上的平均应力和平均塑性应变。该例所使

用的标准程序为 ANSYS 自带的程序，用户程序为作者根据 ANSYS 标准程序编写的外部程序，并使用这两种程序对上述 ANSYS 自带的这个标准算例进行了计算验证。计算中所用到的参数见表 4.1，用户自定义程序与 ANSYS 标准程序计算的结果如图 4.3 所示。表中 Y_1 为材料所对应的两种状态下的屈服应力， E_1 为材料的切线模量。

表 4.1 材料的力学参数

参数	E (Pa)	ν	Y_1 (Pa)		E_1 (Pa)
			1°	2°	
	$20e^5$	0.3	$1e^3$	$2e^3$	100

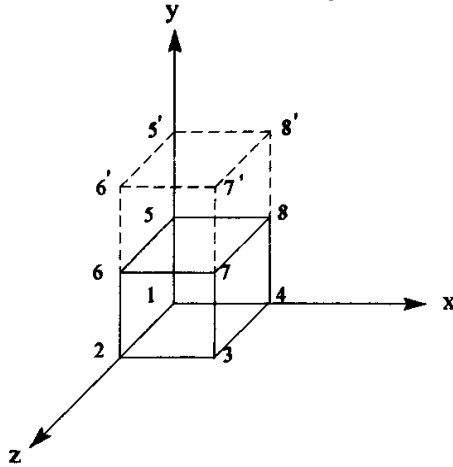


图 4.2 单元边界条件示意图

图 4.3 表示了在每个求解时间时在不同方向上的应力和塑性应变(图中 S 表示 ANSYS 自带的标准程序，U 表示用户接入的验证程序)。从图 4.3 中可以看出，在每一求解时间点，用户自定义程序和 ANSYS 自带标准程序所计算的结果一致，由此可以说明用户自定义程序的可靠性。

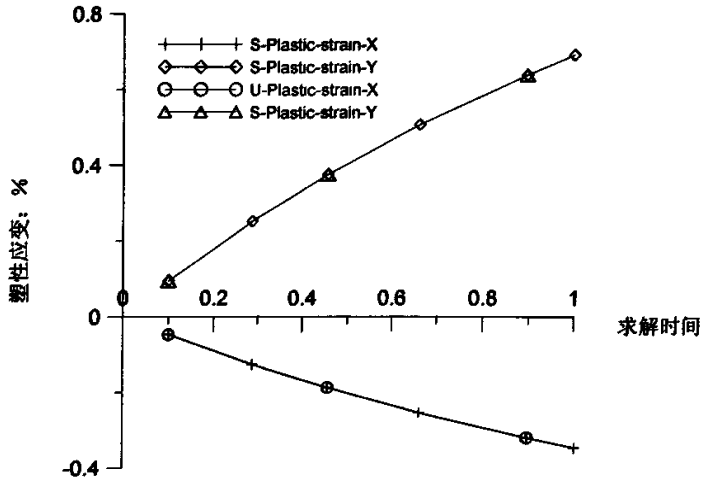


图 4.3 (a) 各个求解时间所计算出的塑性应变对比图

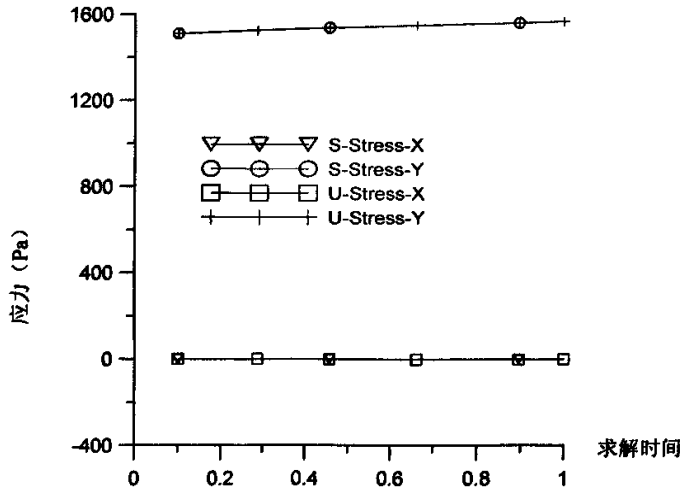


图 4.3 (b) 各个求解时间所计算出的应力对比图

2、算例二

为进一步验证用户自定义程序的可靠性，拟对 Poh 等（1997）中的一基坑开挖实例进行验证。

该基坑为建筑 10 层商住两用楼房和具有三层地下室的工程所开挖，基坑开挖范围为长度 50m，宽度 33m，开挖深度 11.1m，采用 14m 深，0.6m 厚的地下连续墙和有三个支撑水平的 H 型钢支护，具体支护参数见 Poh 等（1997），计算所用的土性参数见表 4.2，需要说明的是由于 Poh 等（1997）采用了初始切线模量 E_t ，而本文所用的参数为土体的弹性模量。因此，为了保证程序中所使用参数的一致性，弹性模量则根据有关文献（Poulos, 1980; Hsieh 等, 2003; Ong 等, 2006）中弹性模量和不排水抗剪强度之间的关系求得，具体见表 4.2，关于土体的弹性模量和不排水抗剪强度之间的关系见 5.2 节。

表 4.2 数值计算所选取的土性参数

土层 (m) (1)	γ (kN/m ³) (2)	E (kPa) (3)	ν (5)	S_u (kPa) (6)	k_u (7)
0-1.0	19.0	9,000	0.49	0	1
1.0-4.0	19.5	18,000	0.49	120	1
4.0-6.0	20.0	42,000	0.49	280	1
6.0-8.0	22.0	90,000	0.49	600	1
8.0-10.0	22.0	135,000	0.49	900	1
10.0-13.0	22.0	157,500	0.49	1,050	1
13.0-17.0	22.0	180,000	0.49	1,200	1
>17.0	22.0	225,000	0.49	1,500	1

注：表中第 7 栏的 k_u 为第三章拉伸条件下的抗剪强度与压缩条件下的抗剪强度之比

本文所建立的模型也为对称模型，模型边界尺寸为：长度方向为 74m，深度为 30m，这与 Poh 等（1997）中模型的尺寸在长度上（141.5m）存在着差别。但经过试算，不影响计算结果的精度，为了提高计算结果的精度，平面模型的单元全部采用支持用户子程序的 plane182 单元，模型网格剖分如图 4.4 所示，模型中的支护条件与计算工况见 Poh 等（1997）。

计算结果如图 4.5 所示。

从图 4.5 中可以看出，到整个基坑开挖结束时（11.1m），地连墙的最大侧向位移为 10.1mm，这与 Poh 等（1997）中的实测结果约 9.8mm 比较接近，较 Poh 等（1997）中的数值模拟结果偏大，而且最大位移均出现在地表以下深度为 6~

8m处。在开挖到第三阶段(11.1m)时,本文数值模拟的结果与Poh等(1997)中的数值模拟以及实测结果比较吻合。从图4.5中还可以看出,在开挖到第三阶段(11.1m)之前,本文所模拟的地下连续墙的侧向位移总体上与Poh等(1997)

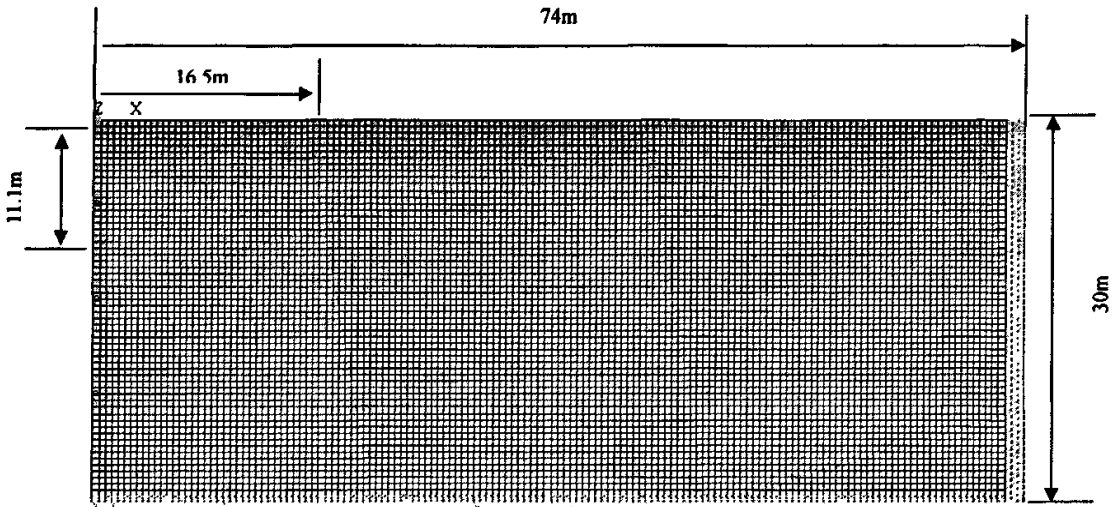


图4.4 计算模型网格剖分图

中的实测结果及数值模拟的结果还是比较吻合,其中的差别可能有以下几点原因:

①本文所使用的本构模型与Poh等(1997)所使用的本构模型不同。Poh等(1997)所使用的模型为Duncan和Chang(1980)的非线性弹性模型,而本文采用的是用户自定义的von Mises理想弹塑性模型。

②实际情况应该是三维问题,而本文的分析是平面应变有限元计算。

③本文所建立的有限元计算模型中钻孔桩的间距一概采用6m,而Poh等(1997)指出其间距在6~8m。

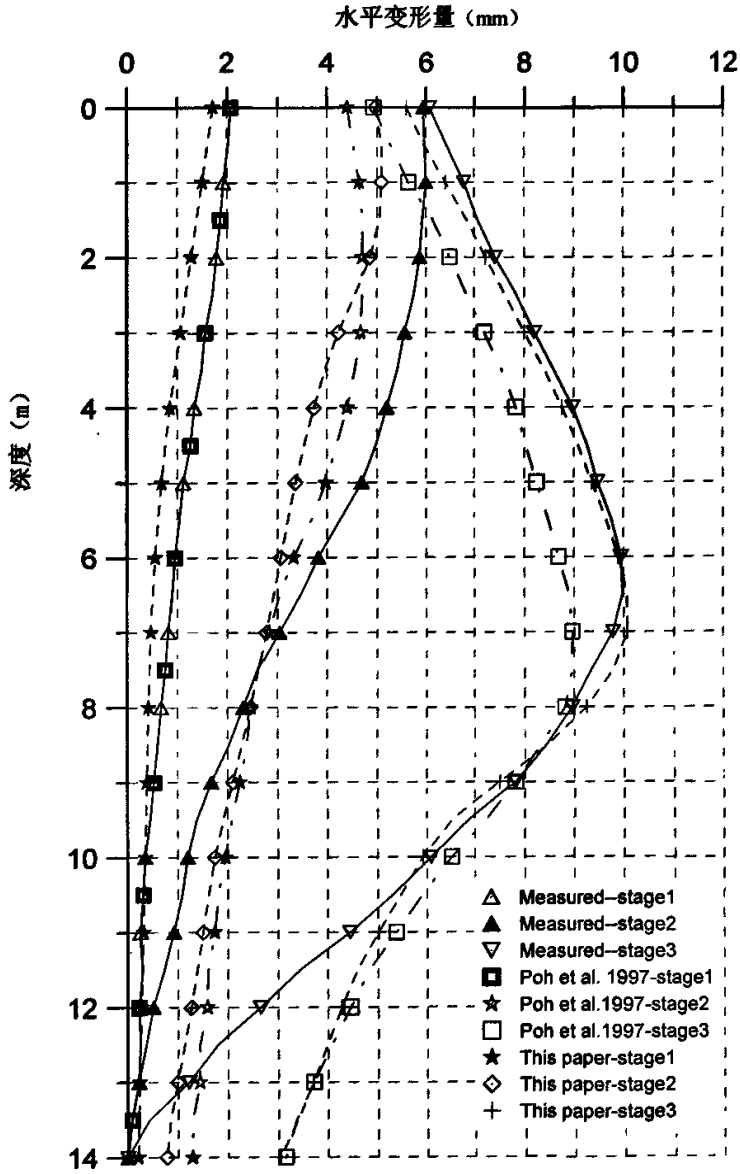


图 4.5 支护墙体侧向位移的计算结果对比图

下面进一步考虑各向异性对基坑开挖变形的影响，取 $k_v = 0.3$ 时，本文的计算结果如图 4.6 所示。

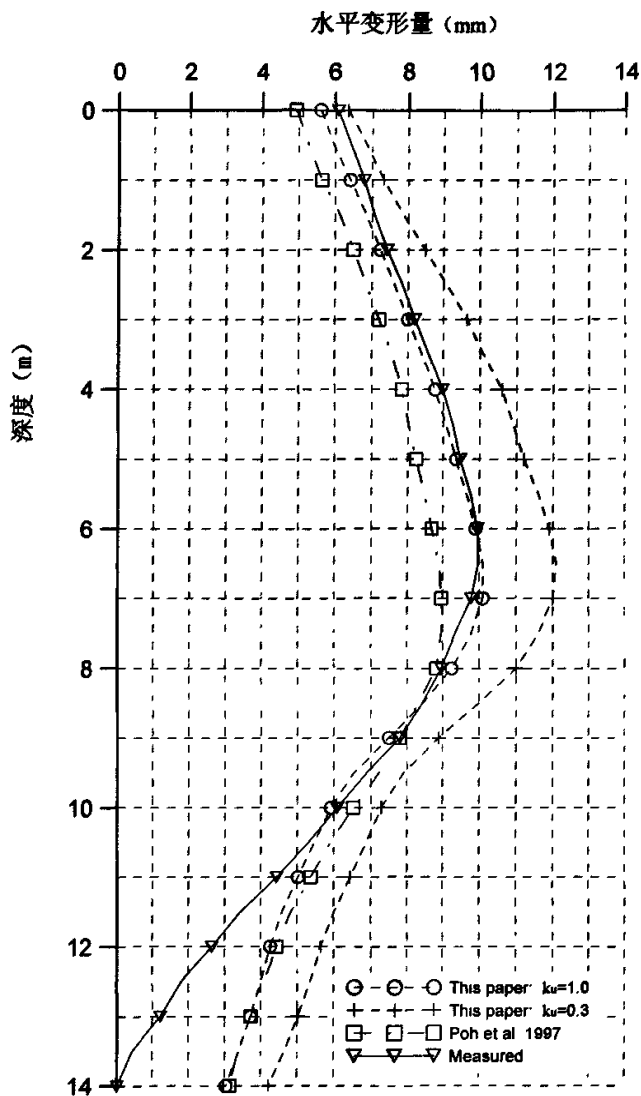


图 4.6 考虑土体各向异性时地下连续墙的侧向位移

从图 4.6 中可以看出，考虑土体的各向异性所计算出来的地下连续墙的侧向位移比不考虑时为大。这是因为在基坑开挖过程中并非所有土体都处于压缩状态，而是一部分土体随着开挖的进行，其应力状态由压缩、直剪过渡到拉伸

状态。因此，如果在同等应力水平下，处于拉伸状态的土体首先进入塑性状态，在应力增量相同的条件下，这部分处于塑性状态受拉伸作用的土体的变形自然要大，具体分析见 3.4 节。

3、算例三

算例二已对 Poh 等 (1997) 的一个土质为中等硬度条件下的具体工程实例进行了模拟计算分析，现在将针对该文献中一软土土质条件下的基坑工程进行模拟分析。

(1) 工程概况

本工程位于新加坡的 River Valley Road 附近，工程为 10 层的商住混合两用楼，具有 2 层地下室，作为停车场使用，上部建筑由直径为 0.8m、间距为 8m 的钻孔桩支撑。在基坑两侧分别有一栋私人住宅，基坑的周围区域主要为民用住宅区。基坑开挖长度为 75m，宽度为 45m，深度为 10.5m，由 15.5m 长，0.6m 厚的地下连续墙围护，距离地表 2m 处由一层横撑支护，其水平间距为 6m。

(2) 地质条件

工程所处的地质条件包含有残积土，其抗剪强度随深度逐渐增加，地下水位位于地表以下 2.5m 处，土层参数如表 4.3 所示。

表 4.3 土体的力学参数

土层 (m) (1)	γ (kN/m ³) (2)	E (kPa) (3)	ν (5)	S_u (kPa) (6)	k_u (7)
0-3.0	18.5	4,500	0.49	30	1
3.0-4.0	18.5	5,250	0.49	35	1
4.0-8.0	18.5	10,800	0.49	72	1
8.0-11.5	19.0	43,200	0.49	108	1
11.5-14.0	19.5	64,800	0.49	162	1
14.0-17.0	20.0	84,000	0.49	210	1
17.0-19.5	20.5	115,200	0.49	288	1
19.5-24.0	21.5	204,000	0.49	510	1
>24.0	22.0	900,000	0.49	1,500	1

注：表中第 7 栏的 k_u 为第三章拉伸条件下的抗剪强度与压缩条件下的抗剪强度之比

由于 Poh 等 (1997) 提供的为土体的初始切线模量，而本文所开发的程序中使用的是土体的弹性模量，关于土体的弹性模量和不排水抗剪强度之间的关

系, 对于不同的土质条件其关系也有所区别, 关于表中土体的弹性模量和不排水抗剪强度之间的关系, 与算例二的方法相同, 即: 关于土体的弹性模量和不排水抗剪强度之间的关系, 根据土性的不同, 取 $E = 150S_u \sim 400S_u$, 对于软粘土为: $E = 150S_u$, 对于中等硬度的粘土为: $E = 400S_u$, 对于砂土, 有 $E = 600S_u$, 具体取值见表 4.9。

(3) 施工工况

基坑开挖的施工工况如下:

- 首先建造 0.6m 厚的地下连续墙;
- 开挖到地表以下 2.5m 处 (第一阶段);
- 架设第一层水平支撑 (地表以下 2.0m 处, 第二阶段);
- 开挖到设计深度, 即地表以下 10.5m (第三阶段);

(4) 有限元模拟分析

根据本基坑所处的地质条件及工况, 为了计算上的方便, 按平面问题来分析, 为了减少二维结构单元对计算带来的影响, 土体及支护系统的单元全部采用支持用户子程序的 plane82 单元, 鉴于 Poh 等 (1997) 此例的土质条件与上海地区土质条件基本相似, 因此, 对于土体的静止侧压力系数, 本分析取 $K_0 = 0.7$, 分别分析土体在各向同性条件下和各向异性条件下 (此时, K_u 分别为 1.0 和 0.538) 不同施工方法时土体的变形特性。

(5) 计算结果分析

从图 4.7 中可以看出, 使用本文程序所计算的关于地连墙的变形与实测结果比较吻合, 在开挖的第一阶段 (开挖到地表以下 2.5m 处) 和第三阶段 (开挖到地表以下 10.5m 处), 地连墙的整体变形模式与实测结果一致, 在开挖的第一阶段, 最大变形均发生在地连墙的墙顶, 到开挖的第三阶段, 地连墙的最大变形发生在地表以下 5.8m 处, 而实测最大变形量在开挖面以下 6.0m 处。

从图 4.7 中还可以看出, 到第三阶段 (开挖到地表以下 10.5m 处) 开挖结束, 本文模型的计算结果与实测结果以及 Poh 等 (1997) 的计算结果在整个开挖深度范围内变形模式一致, 但在开挖面以下, 本文模型与实测结果相对于 Poh 等 (1997) 的计算结果相比教而言, 更为接近。

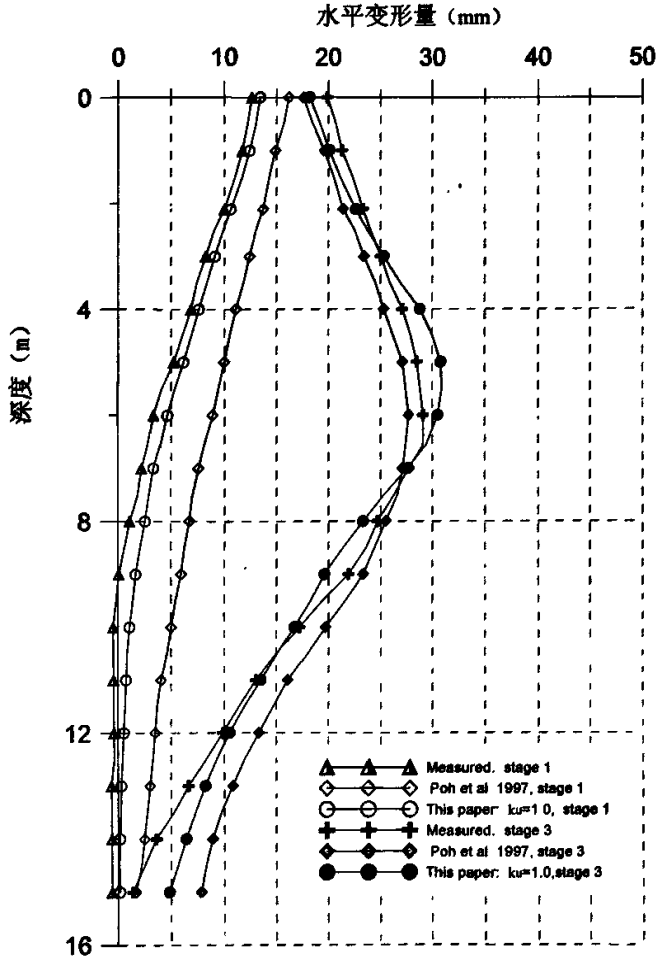


图 4.7 $k_u = 1.0$ 时本文模型计算与实测及 Poh 等 (1997) 的对比
(地连墙的水平变形)

从图 4.8 中可以看出, 当考虑土体的各向异性时 ($k_u = 0.538$), 对于地连墙的水平变形来说, 计算结果较各向同性时为大。就本例而言, 在开挖的第一阶段 (开挖到地表以下 2.5m 处), 各向异性条件下所计算出来的墙体的最大变形量比各向同性时约大 11.9%, 到第三开挖阶段结束 (开挖到地表以下 10.5m 处), 两者之间的差别达 12.9%, 如表 4.4 所示。

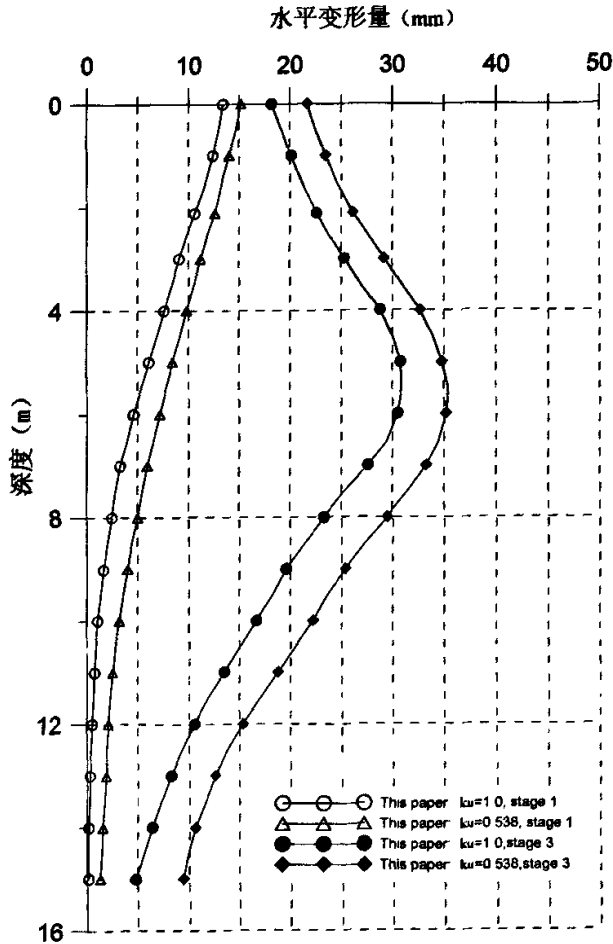


图 4.8 $k_u = 1.0$ 和 $k_u = 0.538$ 时地连墙水平变形计算结果的对比
(地连墙的水平变形)

从图 4.9 可以看出, 当采用不同施工方法并考虑土体的各向异性时, 逆作法施工条件下地连墙的水平变形要小于顺作法施工条件下的变形。到第一开挖阶段(开挖到地表以下 2.5m 处)结束, 逆作法施工时地连墙的最大变形量比顺作法施工时小 6.38%, 到整个基坑工程开挖结束(开挖到地表以下 10.5m 处), 两者之间的差别为 6.03%。从以上两个数据可以看出, 逆作法施工能够有效地控制土体的变形。

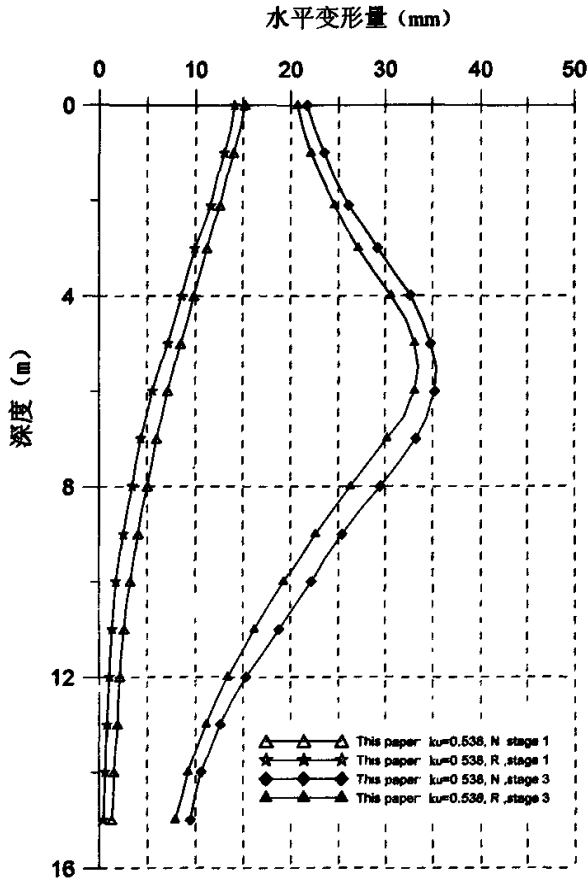


图 4.9 $k_u = 0.538$ ，两种施工方法条件下计算结果的对比
(N:顺作法, R: 逆作法)

表 4.4 考虑各向异性、不同施工方法条件下土体的水平变形特性

开挖深度 (m)	水平最大变形量 (mm)				误差百分比 (%)		
	现场 实测	顺作法		逆作法	顺作法		逆作法
		k_u		k_u	k_u		k_u
		1.0	0.538	0.538	1.0	0.538	0.538
2.5 (stage1)	12.6	13.4	15.0	14.1	0	11.9	6.38
10.5(stage3)	29.6	31.2	35.01	33.02	0	12.9	6.03

从总的模拟效果来说，本程序可以用于考虑土体各向异性时基坑开挖的有限元模拟。

4.3 土体各向异性对基坑开挖性状的影响

4.3.1 不同 k_u 值对土体变形的影响

本节的主要内容是研究不同的 k_u 值，即土体的各向异性程度对基坑开挖性状的影响。

为了更加直观地反映各向异性对土体变形性状的影响，这里考虑无支护条件下的基坑开挖，地基土为均质条件下的饱和土体，计算分析中所用到的土体力学参数根据 3.5 节的结果求得。土体的不排水抗剪强度取其加权平均值 70 kPa ；弹性模量根据 Poulos 等（1980）所提供的软土弹性模量与不排水条件下土体的抗剪强度之间的关系求得， $E_u = (150 \sim 400)S_u$ ；在本分析中，取 $E_u = 400S_u$ ；土体的泊松比为不排水条件下的泊松比，取 $\nu = 0.49$ 。为了尽可能地减少模型的几何尺寸对计算分析结果的影响，在不同分析目的的情况下，所建立的有限元模型在尺寸上均不变。模型为对称模型，并根据有限元分析中的建模规则（龚晓南等，1998）建立土体的有限元模型，即：对于平面模型，其平面尺寸为： $(4h+W) \times 3h$ ，其中 h 为开挖深度， W 为开挖宽度。为了尽可能地符合实际工程，经过试算，在无支护条件下进行基坑开挖，当开挖深度达到 9m 时整个分析模型中的土体已严重破坏，因此，取最终开挖深度 8m 作为极限分析深度，开挖宽度为 10m~40m 不等。作为对称模型，模型的平面尺寸大小为： $65\text{m} \times 25\text{m}$ 。

在整个模拟分析过程中，土体的参数部分来自于刘明（2006）试验所确定的参数，具体如下表 4.5：

表 4.4 非等向固结不排水抗剪强度参数表

参数名	M	α	λ	κ
参数值	1.02	0.375	0.173	0.034

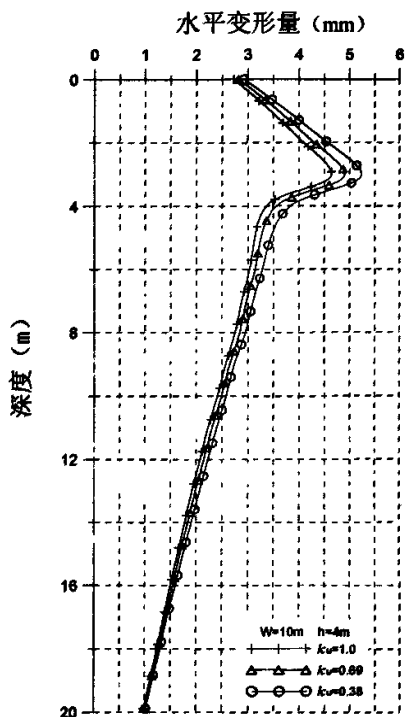
本节重点分析考虑强度各向异性时不同的 k_u 值对基坑开挖后变形性状的影响，初始各向异性可通过各向异性率 α_0 反映出来。对于表中 α_0 的取值，可根据

式 (3.38) 求得, 即: $\alpha_0 = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}$ 。

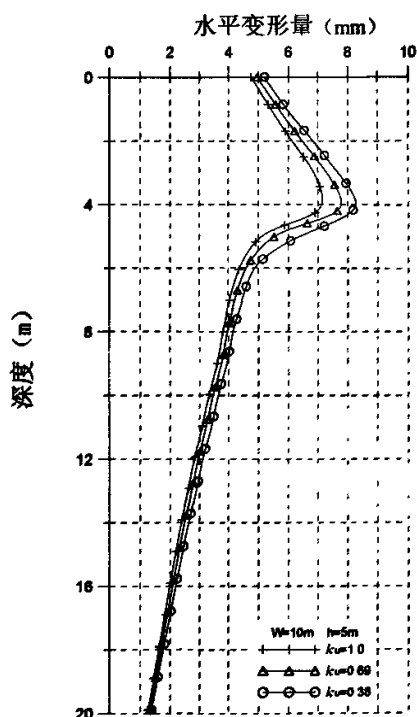
由于本章所用到的土体本构模型中所反映的土体各向异性参数是通过不排水条件下拉伸抗剪强度与压缩抗剪强度的比值 k_u (式 3.50) 反映出来的。因此, 其对应关系如下:

- (a) 当 $K_0 = 1.0$ 时, $\alpha_0 = 0$, $k_u = 1.0$ (相当于各向同性);
- (b) 当 $K_0 = 0.9$ 时, $\alpha_0 = 0.107$, $k_u = 0.844$;
- (c) 当 $K_0 = 0.8$ 时, $\alpha_0 = 0.231$, $k_u = 0.69$;
- (d) 当 $K_0 = 0.7$ 时, $\alpha_0 = 0.375$, $k_u = 0.538$;
- (e) 当 $K_0 = 0.6$ 时, $\alpha_0 = 0.545$, $k_u = 0.38$ 。

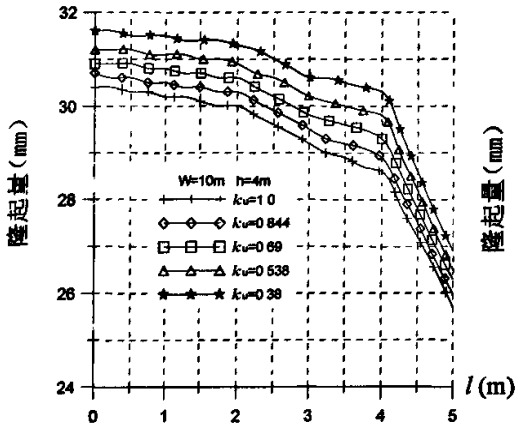
图 4.10~4.14 表示当开挖宽度为 10m 时, 不同开挖深度时 k_u 对基坑变形的影响, 其中 W 表示开挖宽度(m), h 表示开挖深度(m), l 为距基坑中心的距离(m)。



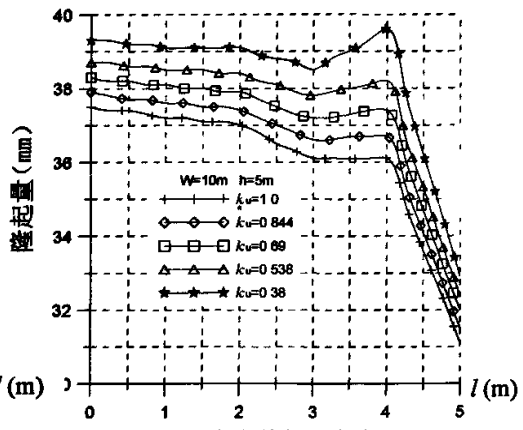
a 水平变形



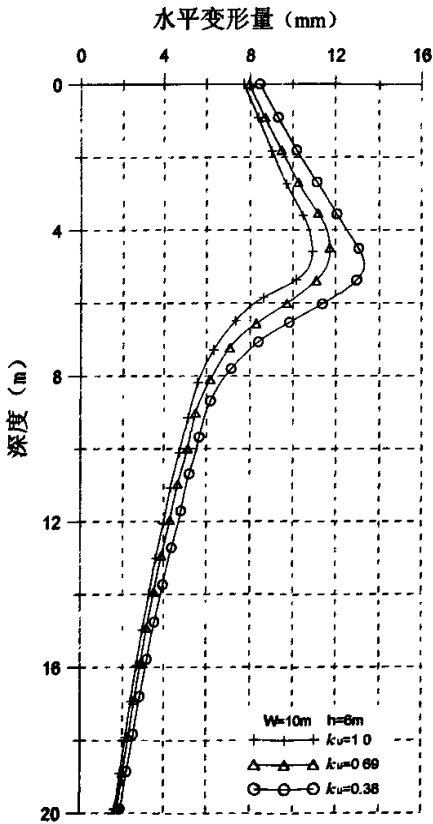
a 水平变形



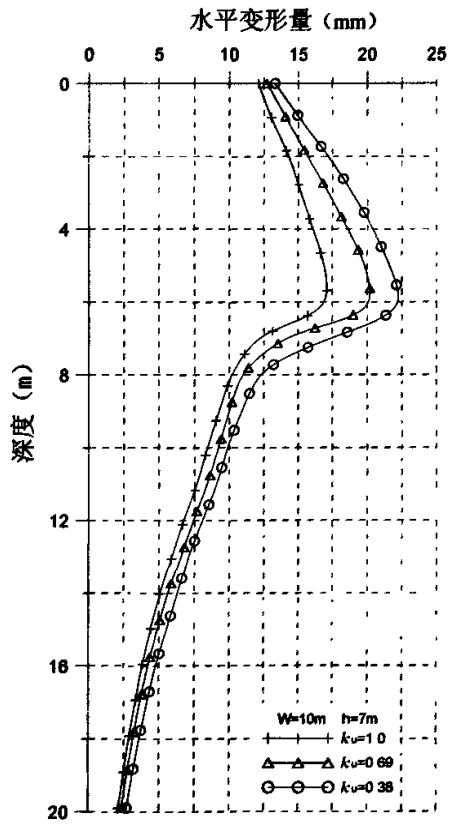
b 坑底土体的竖向变形
图 4.10 $W=10m, h=4m$ 时土体的变形



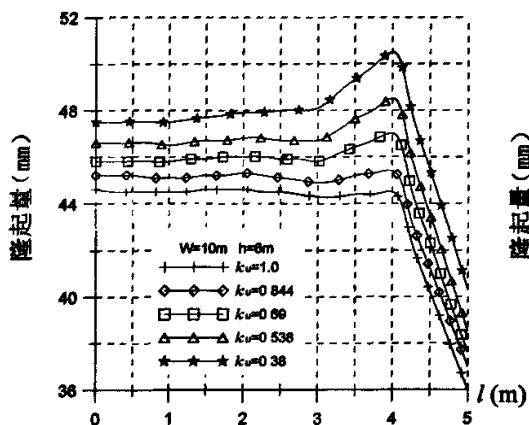
b 坑底土体的竖向变形
图 4.11 $W=10m, h=5m$ 时土体的变形



a 水平变形

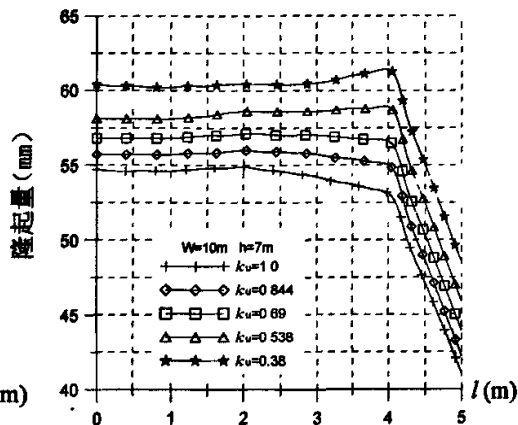


a 水平变形



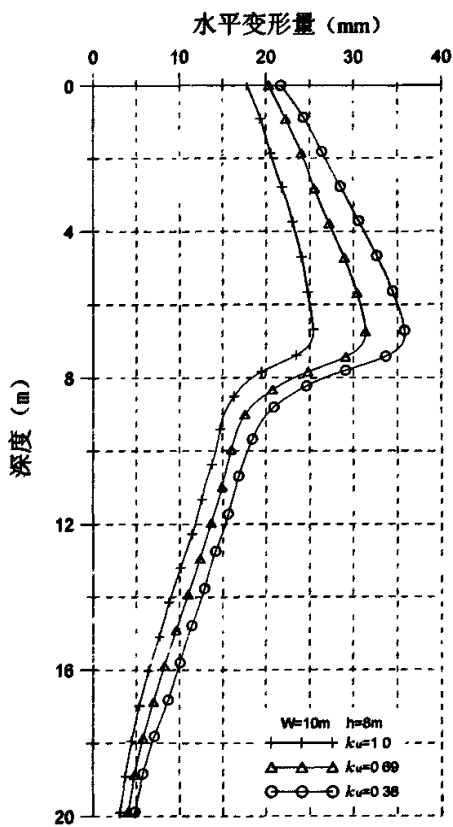
b 坑底土体的竖向变形

图 4.12 $W=10m, h=6m$ 时土体的变形

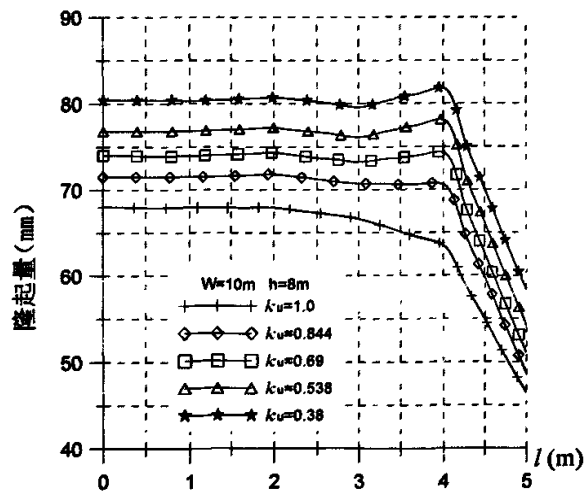


b 坑底土体的竖向变形

图 4.13 $W=10m, h=7m$ 时土体的变形



a 水平变形



b 坑底土体的竖向变形

图 4.14 $W=10m, h=8m$ 时土体的变形

从图中可以看出：在同一开挖深度范围内， k_u 值对基坑土体水平变形的影响随着 k_u 值的减小，即土体各向异性程度的增强而增大，特别是在基坑的开挖边界范围内，这种影响更加显著。

从图中还可以看出，在同一开挖深度内，坑底土体的竖向变形也随着 k_u 值的减小，即土体各向异性程度的增强而增大。在不同开挖深度，坑底土体的最大竖向变形由最初以基坑中心位置为主，到随着开挖深度的增加而逐渐趋向以基坑开挖边界处为主，最后约稳定在距基坑开挖边界 1/5 处（从基坑中心位置算起）。

从以上分析可知：基坑开挖后土体的变形（水平变形和竖向变形）随着土体 k_u 值的减小，即各向异性程度的增强而增大。为了分析土体的 k_u 值对不同方向上土体变形（水平和竖向）的影响程度，可从在同一开挖深度，土体水平与竖向变形的最大变形量以及变形的增长率来衡量（以 $k_u = 1.0$ 时的最大变形为基准），分别如表 4.6 (a)、4.6 (b) 所示。

从表 4.6 (a) 和表 4.6 (b) 中可以看出：在同一开挖深度时，基坑开挖后土体的水平变形增长率随着土体 k_u 值的减小，即各向异性程度的增强（ k_u 越小）而增大，如表中所示，当开挖深度为 8m 时， k_u 从 0.844 变化到 0.38 时，土体的水平位移增长率从 19.0% 变化到 41.67%。

从表 4.6 (b) 中还可以看出，在相同 k_u 值，不同开挖深度时，土体变形的增长率随着开挖深度的增加而增加，在一定开挖深度范围内，土体及竖向变形的增长率均在增加，而且，随着 k_u 值的减小，即土体的各向异性程度越强，这

表 4.6 (a) 不同 k_u 值、不同开挖深度时土体变形的最大值（开挖边界处）

开挖深度 (m)	最大变形量 (mm)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
4.0	4.64	30.4	4.77	30.7	4.90	30.9	5.05	31.2	5.24	31.6
5.0	7.14	37.5	7.53	37.9	7.60	38.3	7.86	38.7	8.11	39.3
6.0	10.8	44.6	11.77	45.4	11.8	46.4	12.0	48.5	12.5	50.5
7.0	16.9	54.8	19.08	56.0	20.1	57.4	21.9	58.9	22.2	61.4
8.0	25.2	68.0	30.0	71.8	31.2	74.3	33.1	78.1	35.7	81.8

表 4.6 (b) 不同 k_u 值、不同开挖深度时土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度 (m)	变形增长率 (%)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
4.0	0	0	2.8	0.99	5.6	1.6	8.8	2.6	12.9	3.95
5.0	0	0	5.46	1.07	6.44	2.13	10.2	3.2	13.6	4.8
6.0	0	0	8.98	1.79	9.26	4.04	11.11	8.74	15.7	13.23
7.0	0	0	12.9	2.19	18.93	4.7	29.56	7.48	31.36	12.04
8.0	0	0	19.0	5.59	23.8	9.26	31.35	14.85	41.67	20.29

注: 以 $k_u = 1.0$ 为基准

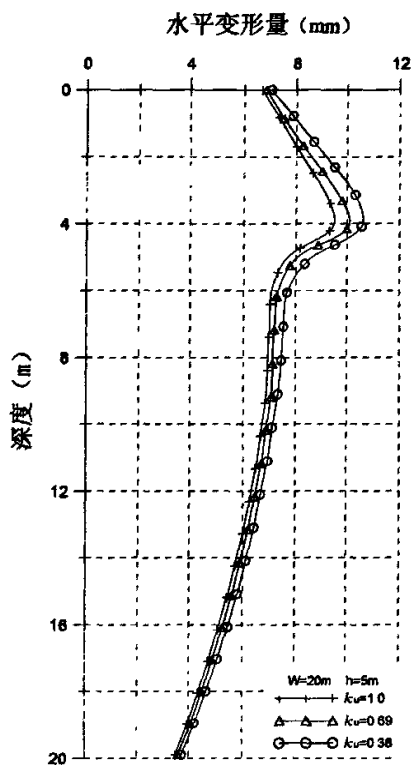
种变化越显著。从表 4.6 (b) 中可以看出, 当 k_u 相同, 且开挖宽度也相同时, 土体在水平方向和竖直方向上变形的增长率不同, 这表明: 各向异性对基坑开挖后土体变形的影响在不同的方向是有所不同的。

从表 4.6 (b) 中可以看出, 在相同 k_u 值的条件下, 当开挖深度相同时, 土体水平变形的增长率要大于土体的竖向变形增长率, 表明在一定的开挖宽度范围内, 当开挖深度相同时, 各向异性对基坑开挖后土体水平变形的影响程度要大于对土体竖向变形的影响程度。

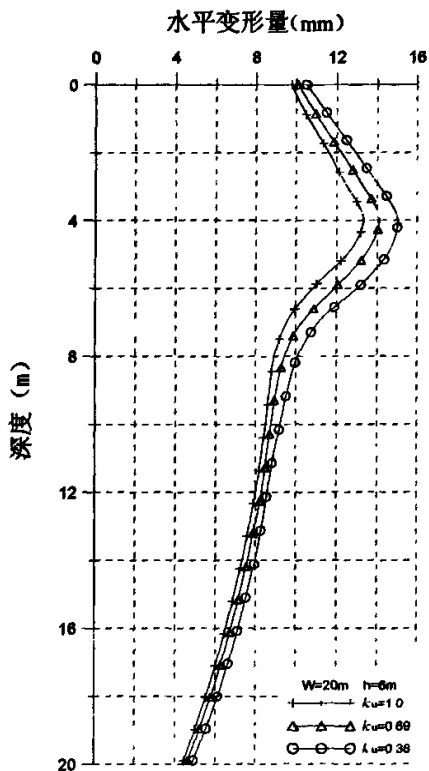
4.3.2 不同开挖宽度时各向异性对土体变形的影响

为了分析不同开挖宽度时各向异性对基坑开挖后变形性状的影响, 并尽量减少模型边界条件对基坑变形分析的影响, 选择在基坑开挖后变形相对稳定阶段的计算结果作为分析依据。因此, 根据 4.3.1 的计算结果分析, 选择在开挖深度为 5m~8m 时基坑开挖后土体的变形量作为分析依据。图 4.15~图 4.26 分别表示了在不同开挖宽度时基坑开挖后土体的变形 (水平变形和竖向变形), 表 4.7 到表 4.9 分别表示不同开挖宽度时土体变形 (水平变形和竖向变形) 的最大值及增长率。

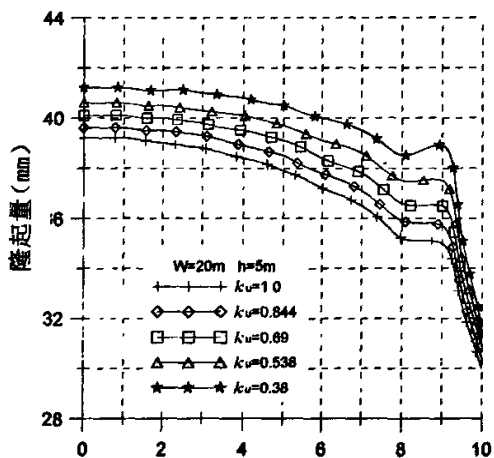
(1) 开挖宽度为 20m 时基坑的变形



a 水平变形

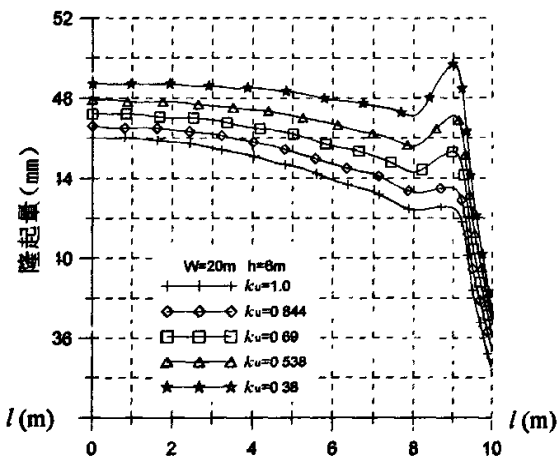


a 水平变形



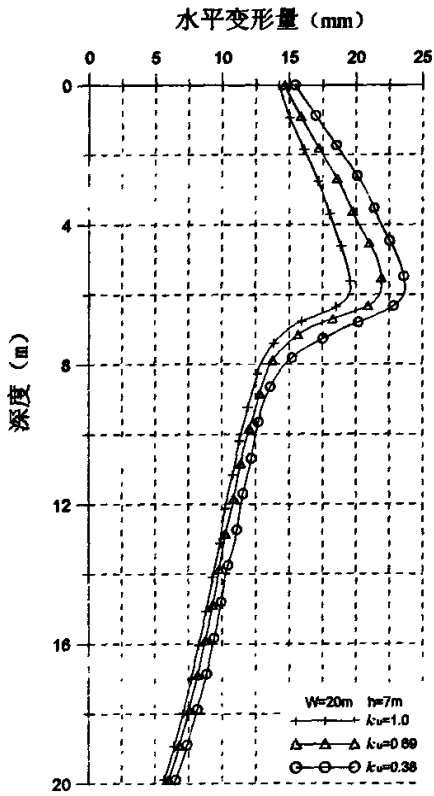
b 坑底土体的竖向变形

图 4.15 W=20m, h=5m 时土体的变形

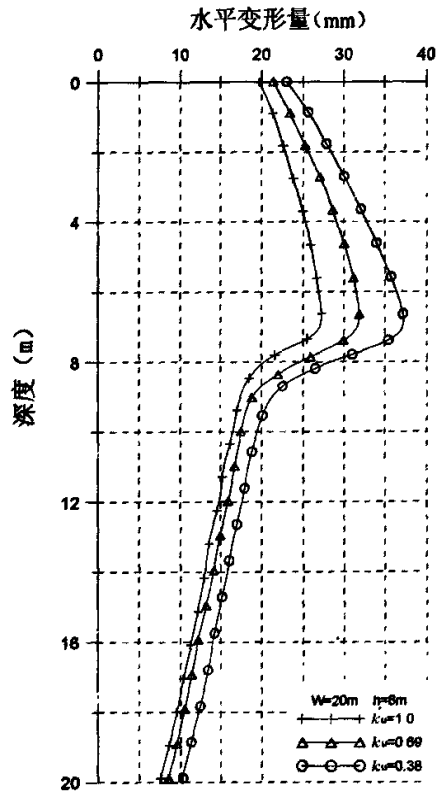


b 坑底土体的竖向变形

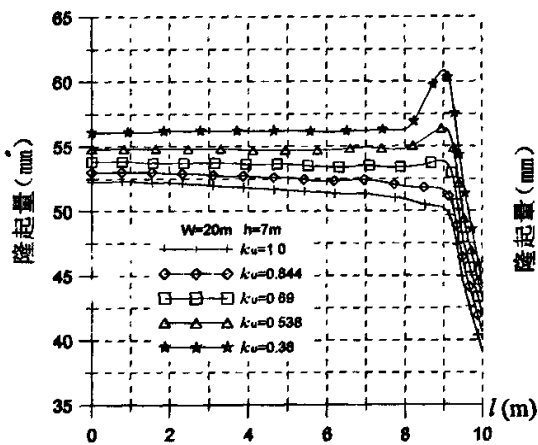
图 4.16 W=20m, h=6m 时土体的变形



a 水平变形

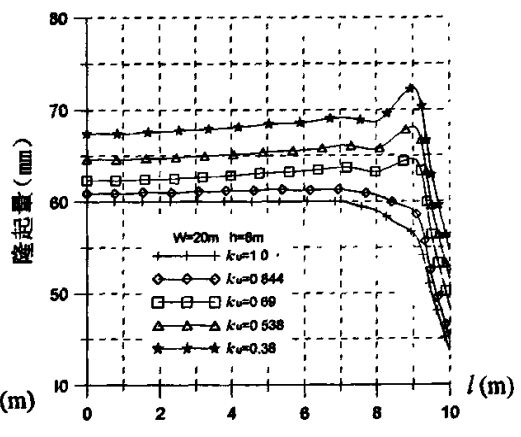


a 水平变形



b 坑底土体的竖向变形

图 4.17 W=20m, h=7m 时土体的变形



b 坑底土体的竖向变形

图 4.18 W=20m, h=8m 时土体的变形

表 4.7 (a) 开挖宽度为 20m 时, 不同 k_u 条件下土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度 (m)	变形最大值 (mm)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
5.0	9.5	39.2	9.72	39.6	10.0	40.1	10.3	40.6	10.6	41.2
6.0	13.3	46.0	13.74	46.6	14.1	47.2	14.66	47.9	15.0	49.7
7.0	19.5	52.3	20.38	53.5	21.8	53.8	22.8	56.4	23.6	60.8
8.0	27.0	60.0	28.9	62.04	31.6	64.6	34.5	68.1	37.1	72.3

表 4.7 (b) 开挖宽度为 20m 时, 不同 k_u 条件下土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度 (m)	变形增长率 (%)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
5.0	0	0	2.32	1.02	5.26	2.30	8.42	3.57	11.58	5.10
6.0	0	0	3.31	1.30	6.02	2.61	10.23	4.13	12.78	8.04
7.0	0	0	4.51	2.29	11.79	2.87	16.92	7.84	21.03	16.25
8.0	0	0	7.04	3.4	17.0	7.67	27.8	13.5	37.4	20.5

注: 以 $k_u = 1.0$ 为基准

(2) 开挖宽度为 30m 时基坑的变形

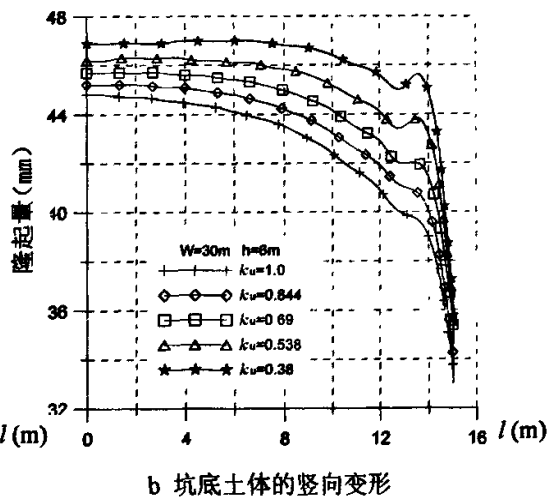
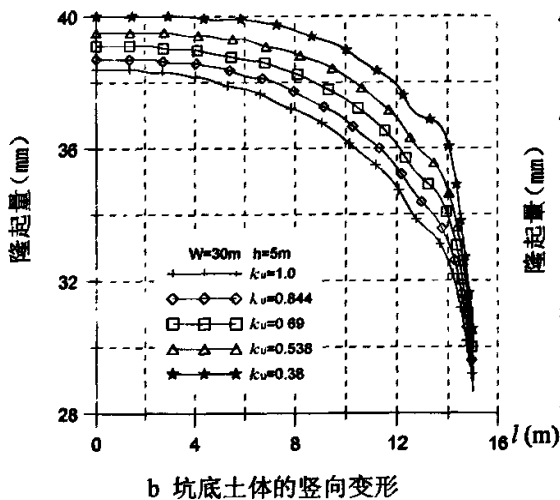
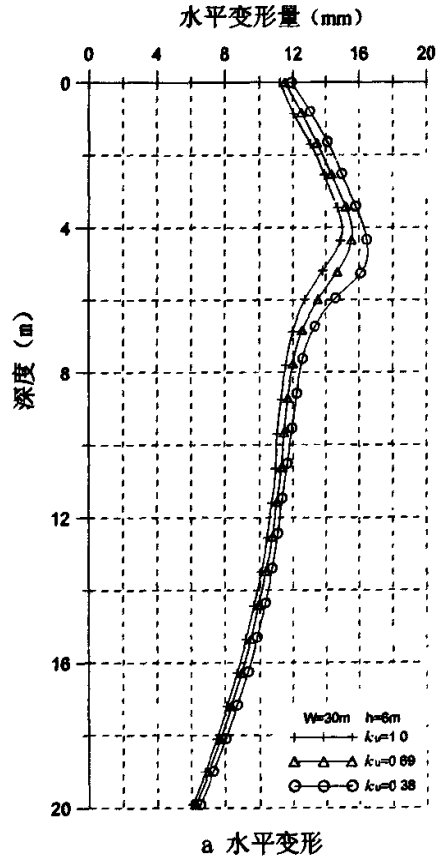
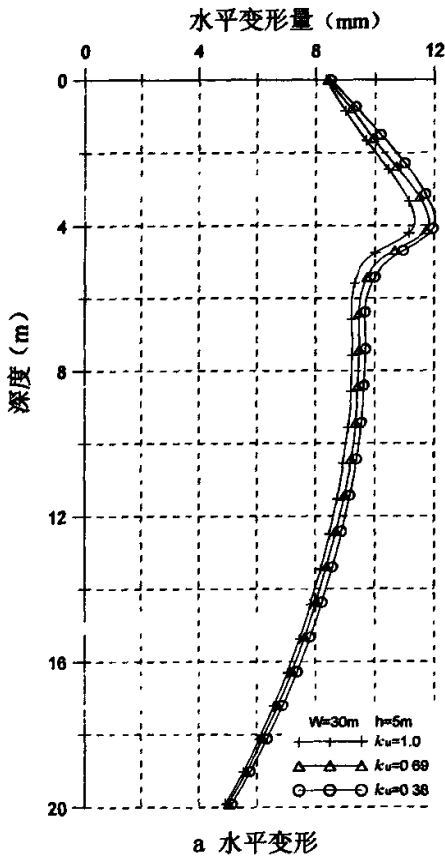
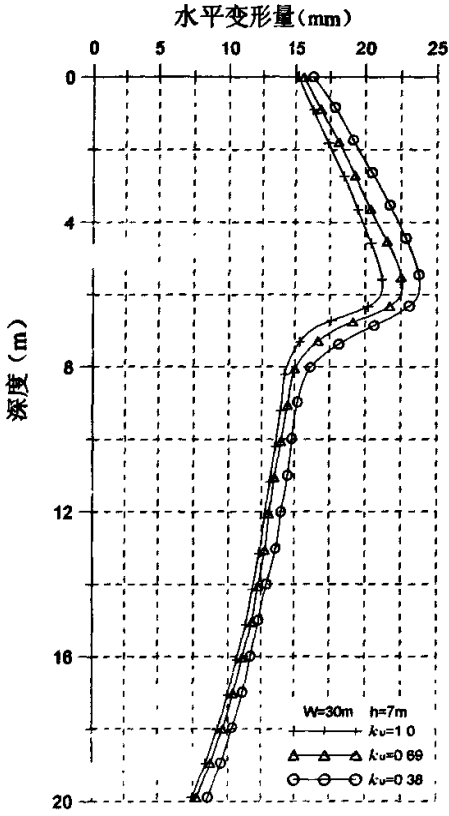
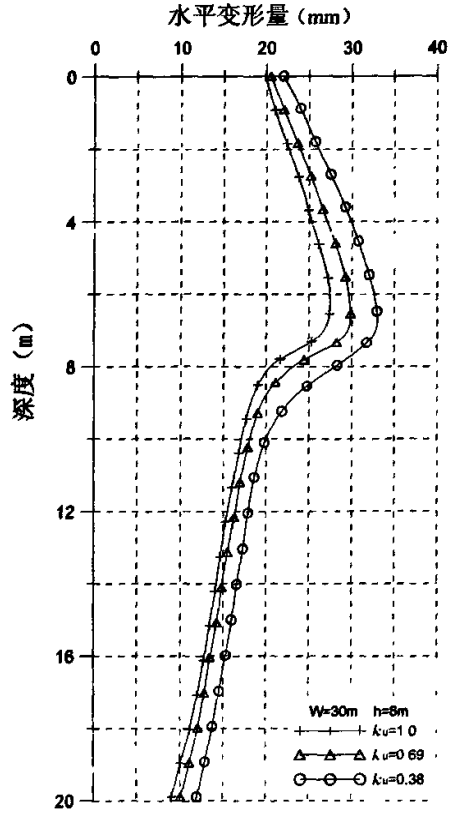


图 4.19 W=30m, h=5m 时土体的变形

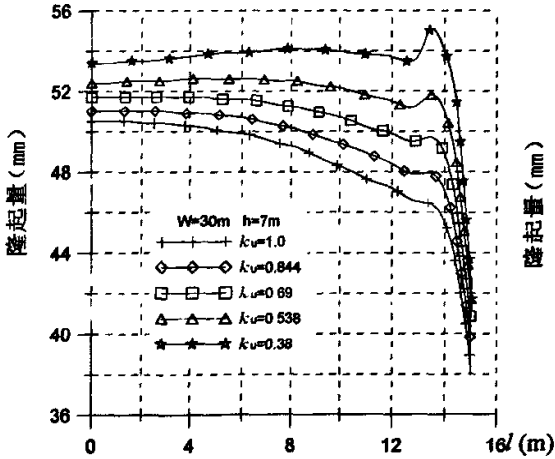
图 4.20 W=30m, h=6m 时土体的变形



a 水平变形

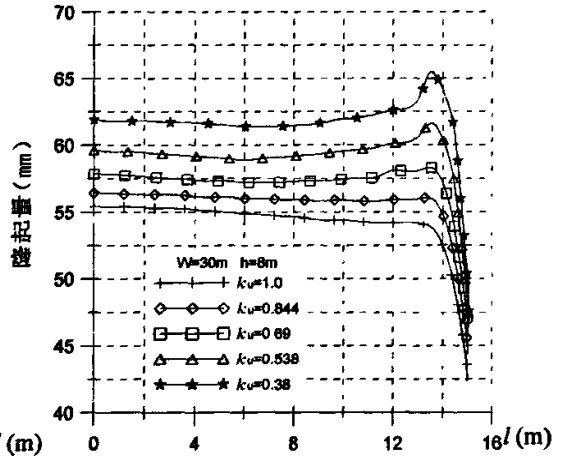


a 水平变形



b 坑底土体的竖向变形

图 4.21 $W=30\text{m}, h=7\text{m}$ 时土体的变形



b 坑底土体的竖向变形

图 4.22 $W=30\text{m}, h=8\text{m}$ 时土体的变形

第4章 应力各向异性对基坑开挖性状的影响

表 4.8 (a) 开挖宽度为 30m 时, 土体变形的最大值 (开挖边界处)

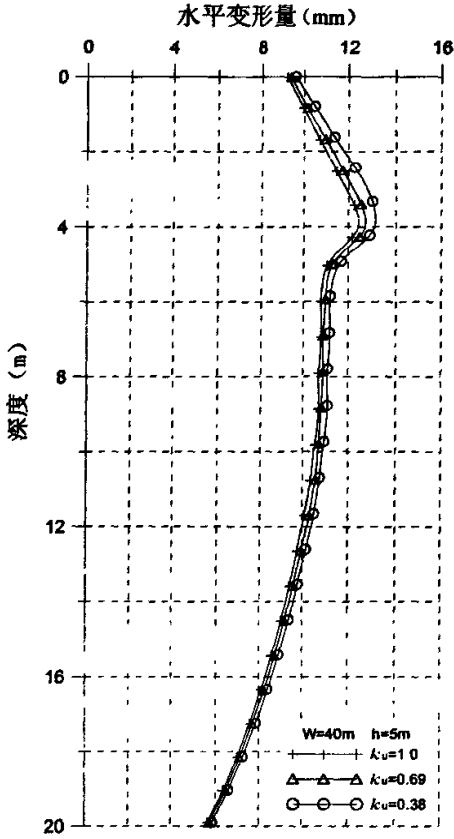
开挖深度 (m)	变形最大值 (mm)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
5.0	11.3	38.4	11.5	38.7	11.68	39.1	11.83	39.5	12.0	40
6.0	15.0	44.8	15.29	45.2	15.6	45.7	16.2	46.3	16.4	47
7.0	21.1	50.5	21.6	51.0	22.5	51.7	23.6	52.6	23.7	55.1
8.0	27.4	55.4	28.3	56.4	29.6	58.3	30.8	61.6	32.8	65.5

表 4.8 (b) 开挖宽度为 30m 时, 土体变形的增长率 (开挖边界处)

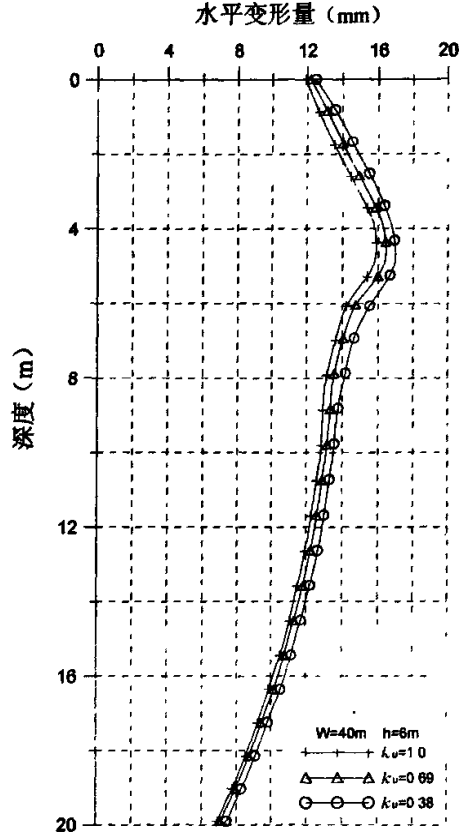
开挖深度 (m)	变形增长率 (%)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
5.0	0	0	1.77	0.78	3.36	1.82	4.69	2.86	6.19	4.17
6.0	0	0	1.93	0.89	4.0	2.01	8.0	3.35	9.33	4.9
7.0	0	0	2.37	1.0	6.64	2.38	11.85	4.16	12.32	9.11
8.0	0	0	3.28	1.81	8.03	5.23	12.41	11.19	19.71	18.23

注: 以 $k_u = 1.0$ 为基准

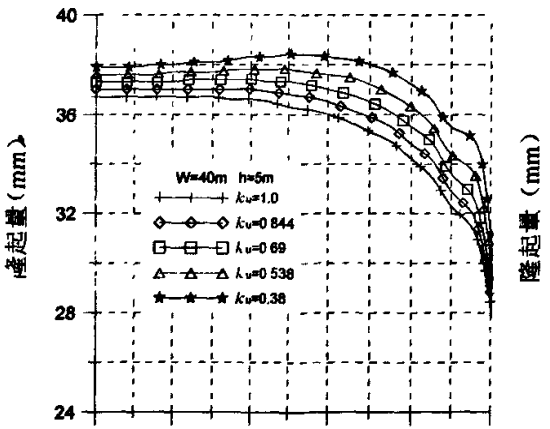
(3) 开挖宽度为40m时基坑的变形



a 水平变形

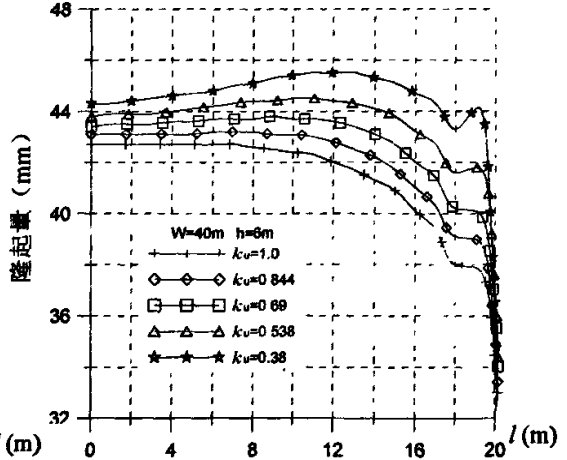


a 水平变形



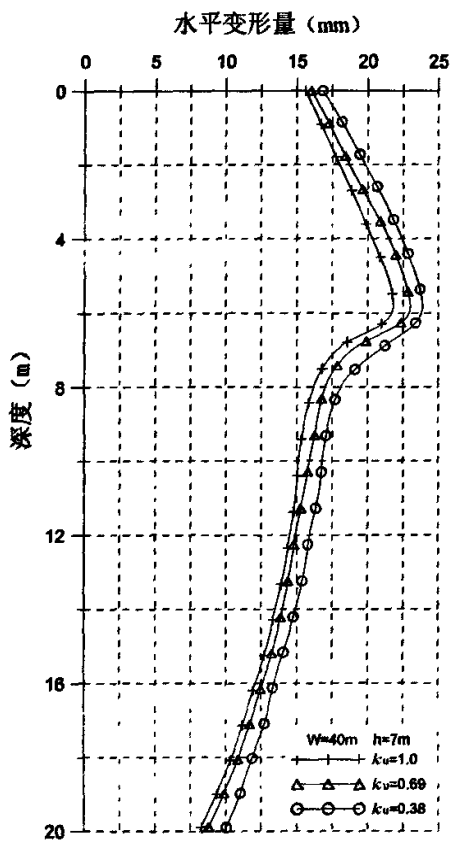
b 坑底土体的竖向变形

图 4.23 W=40m, h=5m 时土体的变形

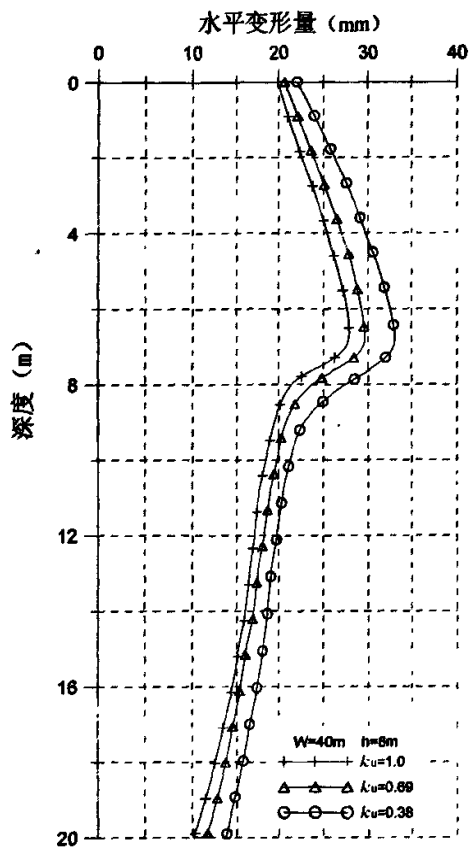


b 坑底土体的竖向变形

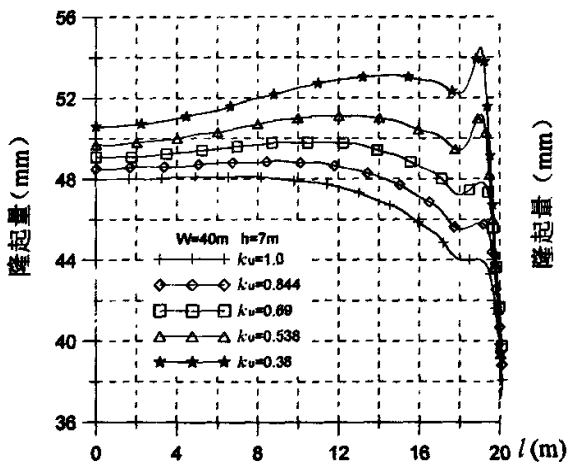
图 4.24 W=40m, h=6m 时土体的变形



a 水平变形

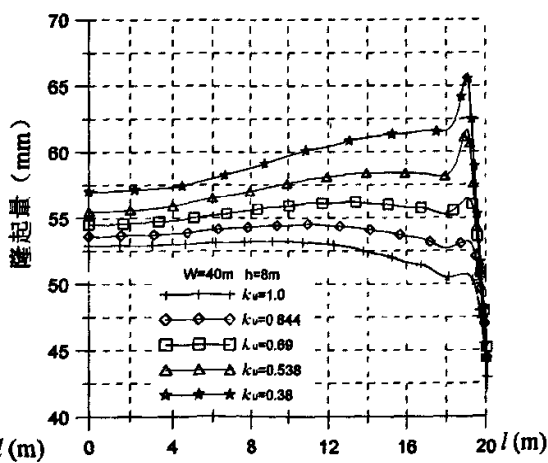


a 水平变形



b 坑底土体的竖向变形

图 4.25 W=40m, h=7m 时土体的变形



b 坑底土体的竖向变形

图 4.26 W=40m, h=8m 时土体的变形

第4章 应力各向异性对基坑开挖性状的影响

表 4.9 (a) 开挖宽度为 40m 时, 土体变形的最大值 (开挖边界处)

开挖深度 (m)	变形最大值 (mm)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
5.0	12.4	36.7	12.5	37.0	12.7	37.4	12.8	37.8	13.1	38.4
6.0	15.8	42.7	16.1	43.2	16.3	43.8	16.57	44.5	16.9	45.5
7.0	21.7	48.1	22.4	48.9	22.9	49.8	23.31	51.1	23.8	54.4
8.0	27.6	53.2	28.9	54.5	29.4	56.4	31.9	61.6	32.9	65.8

表 4.9 (b) 开挖宽度为 40m 时, 土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度 (m)	变形增长率 (%)									
	$k_u = 1.0$		$k_u = 0.844$		$k_u = 0.69$		$k_u = 0.538$		$k_u = 0.38$	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
5.0	0	0	0.81	0.82	2.42	1.91	3.23	3.0	5.65	4.63
6.0	0	0	1.90	1.17	3.16	2.58	4.87	4.22	6.96	6.56
7.0	0	0	3.23	1.66	5.53	3.53	7.4	6.24	9.68	13.1
8.0	0	0	4.71	2.44	6.52	6.02	15.58	15.79	19.2	23.68

注: 以 $k_u = 1.0$ 为基准

从图 4.10~图 4.26 可以看出, 当 k_u 值相同时, 随着基坑开挖宽度的增加, 在同一开挖深度, 其水平变形也越大, 但是对于坑底土体的竖向变形来说, 当 k_u 值和开挖深度相同时, 其竖向变形随着基坑开挖宽度的增加而有所降低。

从表 4.6 到表 4.9 可以看出, 当 k_u 值相同时, 在同一开挖深度, 土体水平变形的增长率随着开挖宽度的增加而降低, 竖向变形的增长率也随着开挖宽度的增加而有所降低, 但是, 当超过一定开挖宽度时 (比如, 分析中开挖宽度为 30m 时), 土体竖向变形增长率出现了有所上升的迹象, 这说明: 各向异性对土体的水平变形与竖向变形的影响程度与开挖宽度和开挖深度的比值有关, 简单地说, 在相同开挖深度条件下, 随着开挖宽度的增加, 各向异性对基坑开挖后土体的变形特性的影响由主要影响土体的水平变形逐渐转化为影响土体的竖向变形 (通过在不同开挖宽度条件下, 相同 k_u 、相同开挖深度时, 土体水平变

形与竖向变形的增长率的比值求得，见表 4.10)。也就是说，在 k_u 值相同的条件下，在同一开挖深度，各向异性对土体变形（水平变形和竖向变形）的影响随着开挖宽度的增加由主要以影响水平变形为主逐渐转变为以影响竖向变形为主。这表明，在同一 k_u 值时，随着开挖宽度的增加，在同一开挖深度，各向异性对土体水平变形的影响程度在逐渐减小，而对土体竖向变形的影响程度在逐渐增加。因此，在软土地区的实际工程建设中，当进行大面积开挖时，预防坑底的隆起就成了首要任务。

表 4.10 不同开挖宽度时各向异性对土体变形的影响率（水平变形增长率与竖向变形增长率的比值）

开挖深度 (m)	k_u	影响率 (%)			
		开挖宽度 (m)			
		10	20	30	40
5	0.844	5.10	2.27	2.27	0.98
	0.690	3.00	2.29	1.85	1.27
	0.538	3.19	2.36	1.64	1.08
	0.380	2.83	2.27	1.48	1.22
6	0.844	5.01	2.55	2.17	1.62
	0.690	2.29	2.31	1.99	1.22
	0.538	1.36	2.48	2.39	1.15
	0.380	1.18	1.59	1.90	1.06
7	0.844	5.89	1.97	2.37	1.95
	0.690	4.03	4.60	2.78	1.57
	0.538	3.95	2.16	2.85	1.19
	0.380	2.60	1.29	1.35	0.74
8	0.844	3.40	2.07	1.81	1.93
	0.690	2.57	2.21	1.54	1.08
	0.538	2.11	2.06	1.11	0.99
	0.380	2.05	1.83	1.08	0.81

4.3.3 初始各向异性和应力诱发各向异性的影响程度

强度各向异性对基坑开挖土体变形的影响可以包括初始各向异性和应力诱发各向异性。对于土体的变形来说，初始各向异性和应力诱发各向异性对土体变形的影响程度是不同的 (Ohta, 1985; 施建勇等, 2004; Yee, 2005)。

前面已经探讨了不同 k_u 值，即各向异性程度对土体变形的影响，本节主要

探讨对于同一 k_u 值时, 初始各向异性 and 应力诱发各向异性对土体变形的影响以及影响程度。

根据第三章的研究以及上海地区软粘土静止侧压力系数的取值范围(程玉梅等, 2000), 本节取 $k_u = 0.538$, 由于是不排水分析, 取 $\nu = 0.49$, 分析比较以下三种情况下基坑开挖后土体的变形特性:

- ① 不考虑强度的初始各向异性 and 应力诱发各向异性 (I);
- ② 只考虑强度的初始各向异性 (A);
- ③ 同时考虑强度的初始各向异性 and 应力诱发各向异性 (A)。

(1) 开挖宽度为 10m 时, 基坑开挖后土体的变形

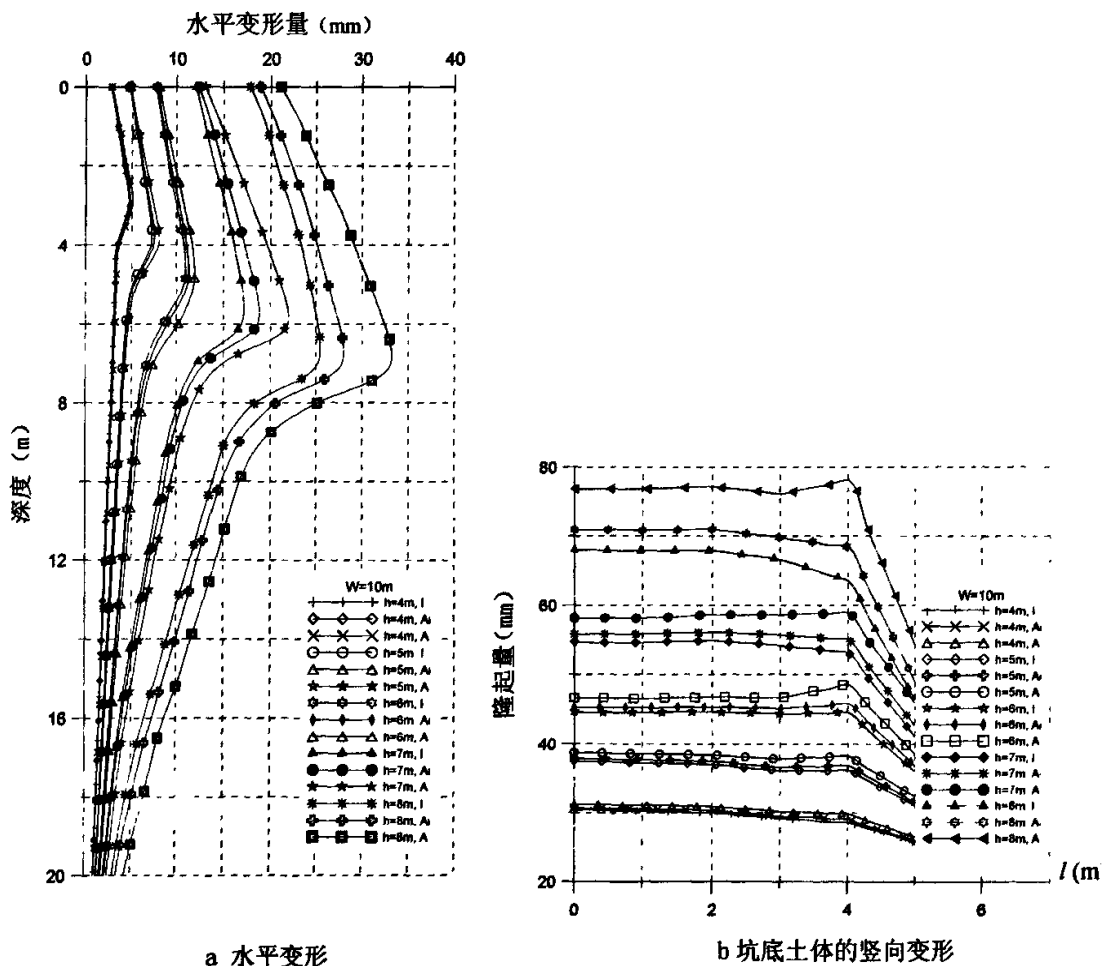


图 4.27 $W=10m$, 不同开挖深度时土体的变形

第 4 章 应力各向异性对基坑开挖性状的影响

表 4.11 (a) 开挖宽度为 10m 时, 土体的最大变形量 (开挖边界处)

开挖深度 (m)	最大变形量 (mm)									
	4		5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	4.64	30.4	7.14	37.5	10.8	44.6	16.9	54.8	25.2	68.0
②	4.77	30.67	7.36	37.9	11.14	45.7	18.55	56.15	27.6	71.3
③	5.65	31.2	7.86	38.7	12.0	48.5	21.9	58.9	33.1	78.1

表 4.11 (b) 开挖宽度为 10m 时, 土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度 (m)	变形增长率 (%)									
	4		5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
②	2.8	0.89	3.08	1.07	3.15	2.47	9.76	2.46	9.52	4.85
③	8.8	2.6	10.08	3.2	11.11	8.74	29.56	7.48	31.35	14.85

*以第①种情况为基准

(2) 开挖宽度为 20m 时, 基坑开挖后土体的变形

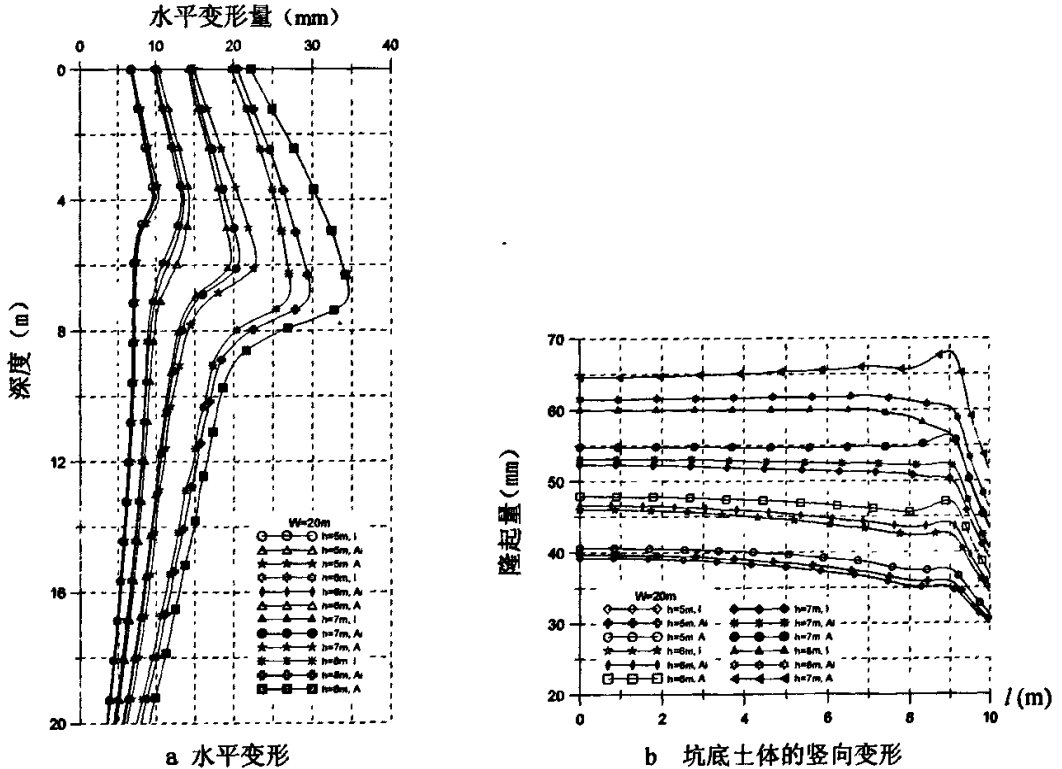


图 4.28 W=20m, 不同开挖深度时土体的变形

第4章 应力各向异性对基坑开挖性状的影响

表 4.12 (a) 开挖宽度为 20m 时, 土体的最大变形量 (开挖边界处)

开挖深度(m)	最大变形量 (mm)							
	5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	9.5	39.2	13.3	46.0	19.5	52.3	27.0	60.0
②	9.75	39.64	13.75	46.6	20.4	53.6	29.3	62.5
③	10.3	40.6	14.66	47.9	22.8	56.4	34.5	68.1

表 4.12 (b) 开挖宽度为 20m 时, 土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度(m)	变形增长率 (%)							
	5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	0	0	0	0	0	0	0	0
②	2.63	1.12	3.38	1.3	4.6	2.49	8.52	4.17
③	8.42	3.57	10.23	4.13	16.92	7.84	27.78	13.5

*以第①种情况为基准

(3) 开挖宽度为 30m 时, 基坑开挖后土体的变形

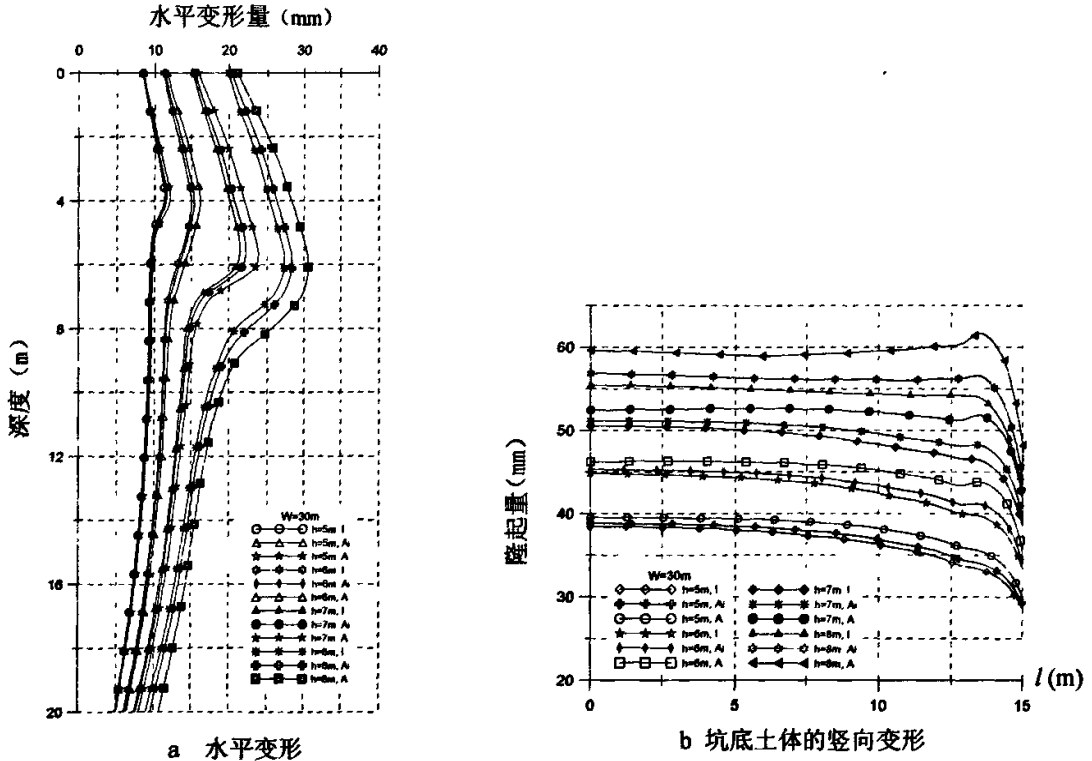


图 4.29 W=30m, 不同开挖深度时土体的变形

表 4.13 (a) 开挖宽度为 30m 时, 土体的最大变形量 (开挖边界处)

开挖深度(m)	最大变形量 (mm)							
	5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	11.3	38.4	15.0	44.8	21.1	50.5	27.4	55.4
②	11.45	38.75	15.33	45.3	21.9	51.1	28.5	57.45
③	11.83	39.5	16.2	46.3	23.6	52.6	30.8	61.6

表 4.13 (b) 开挖宽度为 30m 时, 土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度(m)	变形增长率 (%)							
	5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	0	0	0	0	0	0	0	0
②	1.33	0.91	2.2	1.1	3.79	1.19	4.01	3.7
③	4.69	2.86	8.0	3.35	11.85	4.16	12.41	11.19

*以第①种情况为基准

(4) 开挖宽度为 40m 时, 基坑开挖后土体的变形

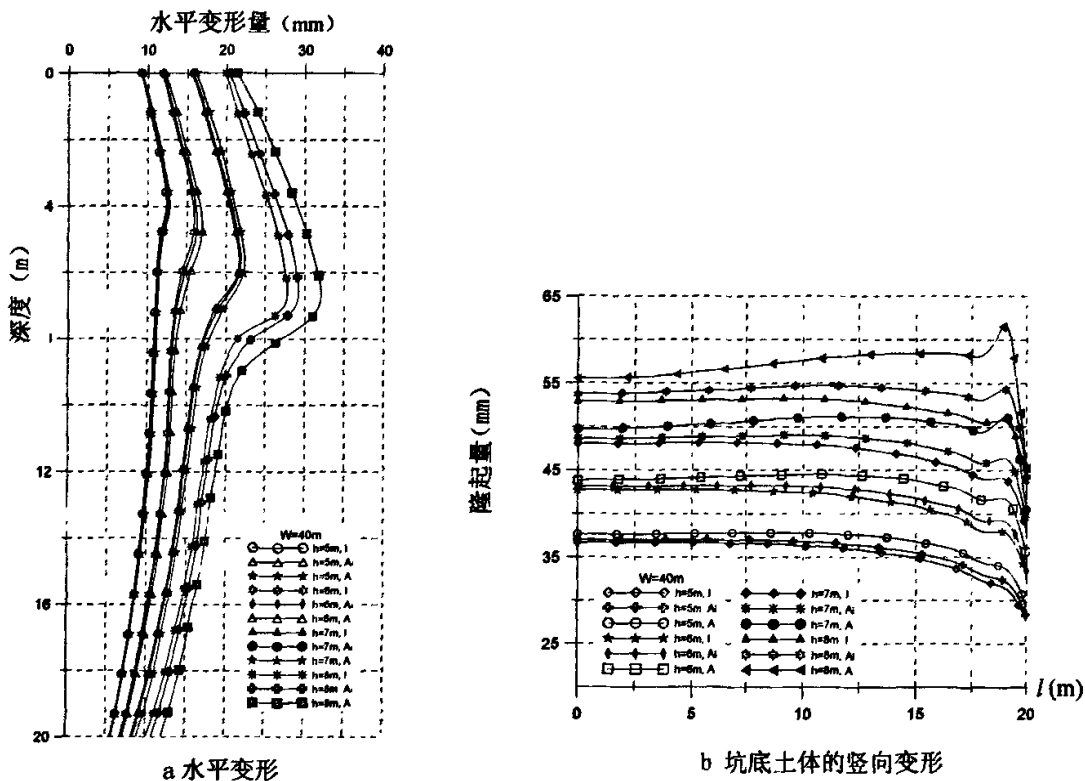


图 4.30 $W=40m$, 不同开挖深度时土体的变形

表 4.14 (a) 开挖宽度为 40m 时, 土体的最大变形量 (开挖边界处)

开挖深度(m)	最大变形量 (mm)							
	5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	12.4	36.7	15.8	42.7	21.7	48.1	27.6	53.2
②	12.52	37.05	16.05	43.2	22.23	49.0	29.02	55.9
③	12.8	37.8	16.57	44.5	23.3	51.1	31.9	61.6

表 4.14 (b) 开挖宽度为 40m 时, 土体变形的增长率 (开挖边界处)

开挖深度(m)	变形增长率 (%)							
	5		6		7		8	
对比项目	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
①	0	0	0	0	0	0	0	0
②	0.97	0.95	1.58	1.17	2.44	1.87	5.14	5.08
③	3.23	3.0	4.87	4.22	7.37	6.24	15.58	15.79

*以第①种情况为基准

表 4.15 初始各向异性和应力诱发各向异性的影响程度

对比条件	影响程度 (%)																	
	开挖宽度和深度 (m)																	
	W=10m									W=20m								
	4		5		6		7		8		5		6		7		8	
水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	
②	31.8	34.2	30.6	33.4	28.4	28.3	33	32.9	30.4	32.7	31.2	31.4	33	31.5	27.2	31.8	30.7	30.9
③	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

续表 4.15 初始各向异性和应力诱发各向异性的影响程度(续表)

对比条件	影响程度 (%)															
	开挖宽度和深度 (m)															
	W=30m								W=40m							
	5		6		7		8		5		6		7		8	
水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	
②	28.4	31.8	27.5	32.8	31.9	28.6	32.3	33.1	30	31.7	32.4	27.7	33.1	29.9	33	32.2
③	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

从图 4.27~图 4.30 可以看出,在同一开挖宽度和同一开挖深度范围内,土体的水平变形量和竖向变形量在第①种情况最小,第②种情况次之,第③种情况土体的变形量最大,这说明当综合考虑土体的初始各向异性和应力诱发各向异性时对土体变形的影响要大于仅仅考虑初始各向异性时对土体变形的影响。

关于第②种情况和第③种情况分别对土体变形的影响程度,可以从表 4.15 中看出,若以第③种情况的影响程度为标准(100%),那么第②种情况占整个影响的百分比分别为:对于水平变形,影响程度的变化范围为:27.2%~33.1%;对于竖向变形,影响程度的变化范围为:27.7%~34.2%。从以上两个数据可以看出,土体初始各向异性对土体变形(水平变形和竖向变形)的影响程度约占整个各向异性(初始各向异性和诱发各向异性)的30%。

从以上分析可知:在基坑的开挖过程中,初始各向异性和应力诱发各向异性对土体变形的影响程度是不同的,对于软粘土来说,在整个开挖阶段,初始各向异性对土体变形的影响较小(约占30%),相对而言,应力诱发各向异性对土体变形的影响程度较大(70%)。因此,在基坑的开挖变形计算中,考虑应力诱发各向异性是至关重要的。

4.3.4 不同施工方法(顺作法、逆作法)时各向异性对基坑开挖性状影响

在有支护基坑开挖的平面分析中,为了减少边界条件对计算结果的影响,采用了开挖过程中围护墙体水平变形的计算结果来分析不同施工方法条件下各向异性对基坑变形性状的影响。在以下分析中,模型的尺寸以及土体的物理力学参数选择方法与 4.2.2 节相同。在本分析中,基坑的开挖宽度为 20m,开挖深度为 8m,支护形式水平面上为一道横撑支护,竖向平面上为地下连续墙和两排钻孔桩支护。分别模拟顺作法施工和逆作法施工两种施工条件下土体的变形特性。对于顺作法的模拟,采用在开挖深度达到地表以下 1m 后加横撑,支护位置在地表以下 0.5m~1.0m 之间;对于逆作法的模拟,假设在开挖深度达到地表以下 0.5m 时横撑已经施工完毕,支护的位置不变。因此,在后续的开挖步中均是从 1.0m 开始,两种施工方法在坑内土体开挖之前,地下连续墙以及钻孔桩均以施工完毕。

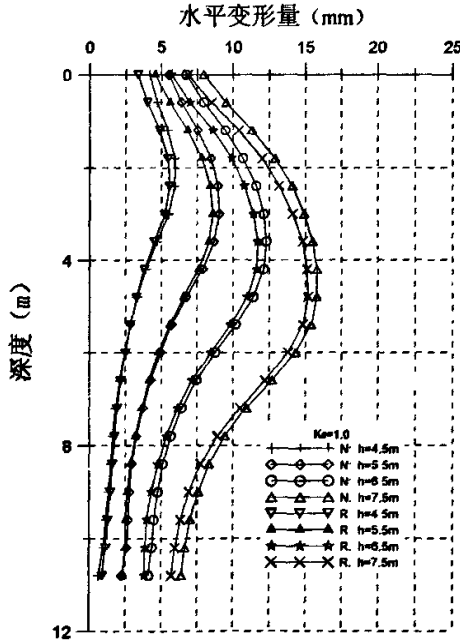
为了减少施工横撑以及支护结构的边界条件对土体变形的影响,本分析均以横撑施工完毕后的开挖计算为主。因此,选择了在开挖后土体变形较为稳定时的计算结果作为分析依据,如图 4.31 所示(图中 N 表示顺作法施工,R 表示

逆作法施工, h 表示开挖深度)。

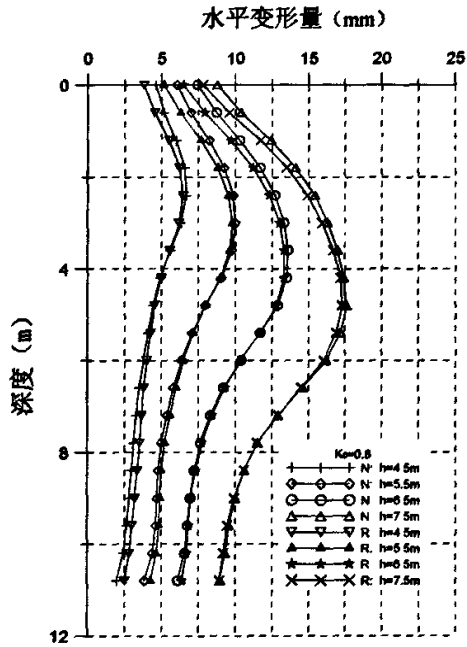
表 4.16 为两种施工方法条件下, 开挖到不同的深度后支护墙体侧向变形的最大值, 逆作法施工条件下支护墙体水平变形最大值比顺作法施工条件下支护墙体水平变形最大值减小的百分比, 以及两种施工方法条件下支护墙体水平变形的增长率。

从图 4.31 和表 4.16 中可以看出, 在同一开挖深度, 逆作法施工条件下围护墙体的最大水平变形量要小于顺作法条件下围护墙体的最大水平变形量, 表明在基坑开挖的施工过程中, 逆作法施工比顺作法施工能够更为有效地控制基坑周围土体的变形。

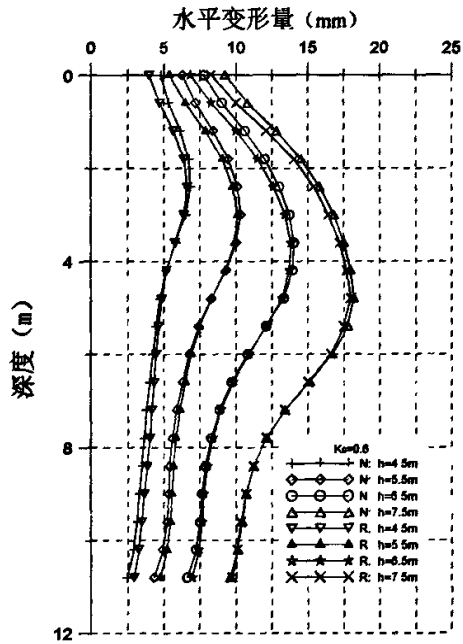
从表 4.16 (a) 中可以看出, 在相同的 k_a 条件下, 当开挖深度不同时, 两种施工方法条件下最大变形量减少的百分比随着开挖深度在逐渐减小, 一方面反映了各向异性对土体的变形的影响是随着基坑开挖深度的增加而逐渐趋向稳定, 另一方面也反映了土体在各向异性条件下其变形量要大于各向同性条件下的变形量, 而且随着开挖深度的增加, 土体的应力诱发各向异性程度有所增强 (两者差值的减小说明了随着开挖深度的增加土体各向异性程度有所增强, 引起变形量的增长率增加, 即最大位移量的减小百分比在逐渐减小)。



a $k_a = 1.0$ 时, 顺作法与逆作法施工时支护墙体的水平变形



b $k_v = 0.69$ 时, 顺作法与逆作法施工时支护墙体的水平变形



c $k_v = 0.38$ 时, 顺作法与逆作法施工时支护墙体的水平变形

图 4.31 不同各向异性比、两种施工方法时土体的水平变形

表 4.16 (a) 不同施工方法时支护墙体水平变形的最大值及水平变形减小的百分比

$k_u = 1.0$	开挖深度 (m)		4.5	5.5	6.5	7.5
	最大侧移量 (mm)	顺作法施工		5.95	9.02	12.3
逆作法施工			5.58	8.58	11.78	15.2
减少百分比 (%)			6.22	4.88	4.23	3.8
$k_u = 0.69$	最大侧移量 (mm)	顺作法施工	6.66	10.0	13.6	17.6
		逆作法施工	6.44	9.79	13.33	17.3
减少百分比 (%)			3.3	2.1	1.98	1.7
$k_u = 0.38$	最大侧移量 (mm)	顺作法施工	6.86	10.3	14.0	18.2
		逆作法施工	6.64	10.1	13.8	18.0
减少百分比 (%)			3.21	1.94	1.43	1.1

表 4.16 (b) 各向异性条件下不同施工方法时支护墙体水平变形增长百分比

$k_u = 1.0$	开挖深度 (m)		4.5	5.5	6.5	7.5
	增长百分比 (%)	顺作法施工		0.0	0.0	0.0
逆作法施工			0.0	0.0	0.0	0.0
$k_u = 0.69$	增长百分比 (%)	顺作法施工	11.93	10.86	10.57	11.39
		逆作法施工	15.41	14.10	13.16	13.82
$k_u = 0.38$	增长百分比 (%)	顺作法施工	15.29	14.19	13.82	15.19
		逆作法施工	18.99	17.72	17.15	18.42

从图 4.31 及表 4.16 中可以看出, 随着土体各向异性程度的增强, 逆作法施工时支护墙体的变形量与顺作法施工时支护墙体的变形量的差值在逐渐减小, 同时, 逆作法施工时支护墙体变形的增长率大于顺作法施工时土体变形的增长率, 这说明逆作法条件下各向异性对土体变形的影响要大于顺作法施工时各向异性对土体变形的影响。因此, 在基坑的围护设计中以及逆作法施工条件下, 必须考虑土体的各向异性对基坑开挖性状的影响。

以上仅是定性分析了土体的各向异性对基坑开挖变形性状的影响。

4.4 小结

本章在第三章的理论基础上, 以 ANSYS9.0 为平台, 将能够反映土体各向异性的理想弹塑性本构模型连接到该软件中。以此为基础, 首先对 Poh 等 (1997) 中的两个分析实例验证了所耦合程序的可靠性, 接着, 对各向异性条件下基坑

开挖后的变形性状进行了较为详细的分析，具体有以下几点结论：

(1) 在考虑土体的各向异性时，当基坑的开挖宽度相同时，各向异性对基坑变形性状的影响随着各向异性程度的增强而增大，在一定的开挖宽度范围内，各向异性对土体水平变形的影响要大于对土体竖向变形的影响。

(2) 各向异性对基坑开挖后土体变形（水平变形和竖向变形）的影响随着基坑开挖宽度的不同而不同。在一定的开挖深度范围内，随着开挖宽度的增加，各向异性对土体变形的影响由对水平变形为主要影响对象，逐渐转变为以对竖向变形为主要研究对象。

(3) 初始各向异性和应力诱发各向异性对基坑开挖后土体变形的影响程度是不同的，就软土条件下的基坑开挖而言，各向异性对土体变形的影响以应力诱发各向异性为主，对于挖深在8m左右的基坑来说，应力诱发各向异性对基坑变形（水平变形和竖向变形）的影响约占整个各向异性影响的70%。

(4) 顺作法施工时，基坑开挖后土体的变形量要大于同等条件下逆作法施工时土体的变形量。逆作法条件下各向异性对土体变形的影响要大于顺作法施工时各向异性对土体变形的影响，土体的各向异性程度越强，这种影响将越显著。

以上定性分析作为第五章工程实例应用的理论依据。

第5章 考虑应力各向异性的深基坑工程三维有限元分析

5.1 引言

目前,在深基坑开挖的数值计算中,大都是将其作为二维平面应变问题来处理。一般的深基坑,尤其是建筑基坑,常是一些具有不规则形状的基坑,是一个典型的三维空间问题,而对于基坑变形的二维模拟与三维模拟来说,在量化上是有区别的。一般来说,二维分析的结果要大于同样条件下三维分析和实测的结果,这样的问题也存在于其它的土工问题中,例如,在边坡的稳定性分析中,二维分析的安全系数偏于保守(Hwang, 2000; 吴春秋, 2004)。

对于二维和三维分析之间存在的差别有多种原因,比如,若所使用的屈服准则不同,计算出的塑性变形也不同(郑颖人等, 2002)。然而,对于大多数问题的计算分析,二维模拟分析与三维模拟分析一般都采用相同的屈服准则。针对基坑开挖所引起的土体变形来说,仍然存在着二维分析的结果大于三维分析的结果,众多研究者把这一现象归结为基坑开挖的空间效应,如 Ou 等(1996)通过深入研究深基坑开挖后的变形性状,说明在采用三维模拟分析时,由于基坑的角部效应,因此存在着对支护墙体变形行为的影响,造成了二维分析结果与三维分析结果之间存在着差别。在此基础上,总结了三维模拟分析与二维模拟分析之间的关系。

Chew 等(1996)对内撑式支护结构进行了二维和三维有限元的计算分析比较,认为支护结构变形表现出明显的空间效应,三维计算结果可以较好地预测各个断面上的变形,在基坑拐角处,二维计算结果明显偏大。

二维与三维分析结果的不一致,也存在着其它原因,比如,所使用的土体参数来自于不同的试验。二维分析时,选择三轴试验的土体参数作为计算分析输入参数,或者在进行三维分析时,采用平面应变试验条件下的土体参数作为计算输入参数(这种情况在一般的有限元计算中经常存在)。众所周知,不同试验条件下所获取的土体力学参数差别是比较大的。就土体的不排水抗剪强度来说,在相同的固结压力下,三轴不排水强度要低于平面应变条件下的不排水强度,就 Clough 等(1980)对 San Francisco 泥土的试验结果来看,两者之间的差别高达 20%。土体力学参数的不同必将导致计算结果的不同,因此,这也是一

般三维分析与二维分析结果不一致的原因。

鉴于二维分析与三维分析之间存在着的差异，有各方面的因素。但是，有时为了定性分析某些参数对所研究问题的影响，可采用平面应变分析的方法。三维有限元克服了二维模型的主要缺陷，可以在计算中量化深基坑周围土体以及支护结构中各部分个体效应和整体效应，所得结果能够客观地描述深基坑周围土体支护工程的工作性状。因此，对于定量化要求较高的工程来说，在条件具备时，建议采用三维有限元模拟分析。

5.2 基坑开挖有限元计算中的几个问题

5.2.1 软粘土不排水抗剪强度与三轴固结不排水强度参数之间的关系

基坑开挖的不排水分析一般可采用以下两种方法：其一，由于工程勘察报告一般提供固结不排水抗剪强度指标 c_{cu} 和 ϕ_{cu} ，因此可以直接采用 c_{cu} 和 ϕ_{cu} 按 Mohr-Columb 或 Drucker-Prager 准则进行分析，这种方法从理论上是不合理的，因为不排水条件下的软粘土土力学特性更符合 Tresca 或 von Mises 准则，但实用上往往采用这种方法；其二，在不排水条件下， ϕ_u 应为零，而 c_u 或 S_u 则可以通过土体的原位固结应力水平与固结不排水强度指标 c_{cu} 和 ϕ_{cu} 建立关系，然后利用换算的 c_u 或 S_u 值采用 Tresca 或 von Mises 准则进行分析。事实上由于换算的 c_u 或 S_u 与上覆有效应力 σ'_{v0} 有关，因此对于 c_u 或 S_u 来说不存在着均质土层，这种给有限元分析带来一定的困难，可以每层土进行加权平均的方法。

下面介绍如何基于有效固结应力理论，利用固结不排水剪切强度 c_{cu} 、 ϕ_{cu} 来计算不排水抗剪强度 c_u 或 S_u 。

根据沈珠江（2000）提出的一种适用于 $c_{cu} \neq 0$ 的计算方法，对应的示意图如图 5.1 所示，假设其破裂面方向与大主应力方向的夹角为 45° ，相应的强度公式为：

$$\tau_f = c_{cq} + \frac{1}{2}(\sigma_{1c}' + \sigma_{3c}') \tan \phi_{cq} \quad (5.1)$$

式中：

c_{cq} 、 ϕ_{cq} 的定义见图 5.1 所示；

σ'_{1c} 、 σ'_{3c} — 有效固结应力；

τ_f — 破坏 Mohr 圆的半径，即总强度，也就是不排水抗剪强度 S_u 。

总强度也可通过三轴固结不排水指标 c_{cu} 和 ϕ_{cu} 计算，即：

$$\tau_f = c_{cu} \cos \phi_{cu} + \frac{1}{2}(\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}) \sin \phi_{cu} \quad (5.2)$$

当试样先等向固结 $\sigma'_{1c} = \sigma'_{3c}$ ，然后再增大 σ_1 使之破坏时， $\sigma'_{3f} = \sigma'_{3c}$ ，

$\sigma'_{1f} = \sigma'_{3c} + 2\tau_f$ ，代入式 (5.2) 可得：

$$\tau_f = c_{cu} \frac{\cos \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} + \sigma'_{3c} \frac{\sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} \quad (5.3)$$

即：

$$c_{cq} = c_{cu} \frac{\cos \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}}, \quad \tan \phi_{cq} = \frac{\sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} \quad (5.4)$$

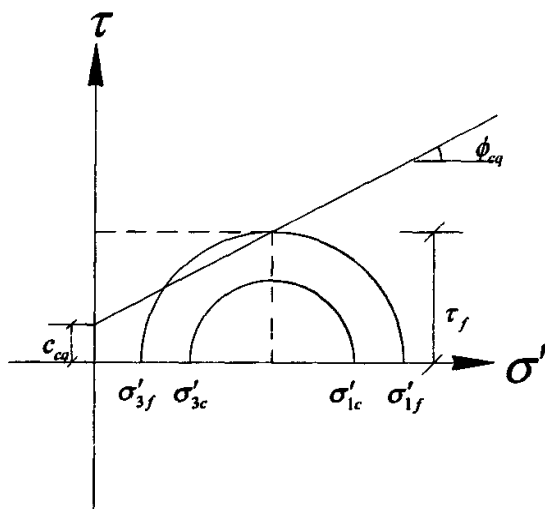


图 5.1 不排水抗剪强度与固结不排水抗剪强度参数关系示意图

对于实际土层, 土体处于 K_0 固结状态, 即 $\sigma'_{3c} = \frac{1+K_0}{2} \sigma'_{v0}$, 其中 σ'_{v0} 为上覆

有效固体应力。最后可以得到不排水抗剪强度的表达式为:

$$S_u = c_{cu} \frac{\cos \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} + \frac{1}{2} (1 + K_0) \sigma'_{v0} \frac{\sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} \quad (5.5)$$

5.2.2 不排水条件下土体弹性力学参数的选取

(1) 不排水条件下土体的弹性模量

土体的弹性模量对于土工有限元分析有着重要的影响。国内外很多学者对于不排水条件下土体的弹性模量进行了大量的研究, 如: Poulos 等(1980), Hsieh 等(2003) 和 Ong 等(2006)。Poulos 等(1980) 在研究分析侧向加载对桩基的变形影响时发现, 对于高岭土, 土体的弹性模量应为不排水抗剪强度的 150 到 400 倍之间, 即: $E = 150S_u \sim 400S_u$; Hsieh 等(2003) 在分析注浆条件下基坑围护墙体的变形时, 取 $E = 600S_u$ 来确定土体的弹性模量, 并通过室内试验和反分析的结果得到了进一步的印证, 不过值得说明的是, 这种软粘土地基是经过注浆改良过的, 因此, 计算分析所选取的土体弹性模量和不排水抗剪强度之间的比例关系较大。对于高岭土, Ong 等(2006) 在分析基坑开挖所诱发的桩体变形时取 $E = 150S_u$, 并把数值分析的结果与离心模型试验的结果作了对比, 对比结果表明, 采用 $E = 150S_u$ 时两种试验结果吻合较好。鉴于本文的研究, 结合第四章实例的验证, 关于土体的弹性模量和不排水抗剪强度之间的关系, 根据土性的不同, 取 $E = 150S_u \sim 400S_u$, 对于软粘土为: $E = 150S_u$, 对于中等硬度的粘土为: $E = 400S_u$, 对于砂土, 有 $E = 600S_u$, 具体取值见表 5.1。

(2) 不排水条件下土体的泊松比

土体在不排水条件下的泊松比是进行土体弹塑性分析时的另一个重要的弹性参数, 对于饱和土体在不排水条件下的土工分析, 泊松比一般取值比较接近于 0.5, 通常取 $\nu = 0.49$, 在以下工程实例分析中, 泊松比均取 0.49。

5.3 兴业银行深基坑工程的三维有限元计算分析

从 5.1 节的分析可知, 在基坑工程的有限元计算分析中, 二维模拟分析的结果比三维模拟分析和实测的结果误差较大。因此, 本节采用三维模拟分析,

分两种情况模拟基坑开挖后的变形性状，即：使用本文提出的简化各向异性模型和使用 ANSYS 软件自带的 Drucker-Prager 模型分别给予计算分析，并将两种模型的计算结果和实测结果加以对比分析。

5.3.1 工程概述

(1) 上海兴业银行大厦位于上海市黄浦区四川中路、汉口路路口。工程占地面积7856m²，基坑面积约6200m²。主楼19层，高82.5m；裙房10层，高42m；主楼和裙房均设三层地下室，基础埋深为13.6~14.6 m。结构采用钢筋混凝土框架剪力墙体系，基础形式为桩筏基础，桩基采用钻孔灌注桩。基坑开挖长度为88m，宽度为84m，深度为14m。

工程基地位于上海市区密集建筑群中，周边紧邻多幢上海市优秀近代保护建筑：西南侧为交通银行大楼；西侧为华东设计院大楼；南侧为三井洋行大楼。离基坑稍远的有：北侧中南大楼、联合大楼；东侧海关大楼、新汇丰大楼以及西南侧的新城大楼。另外四川中路、汉口路路面下分布较多管线，距基坑较近，且年代久远，因此环境保护要求极高。基坑工程总平面图如图5.2所示。

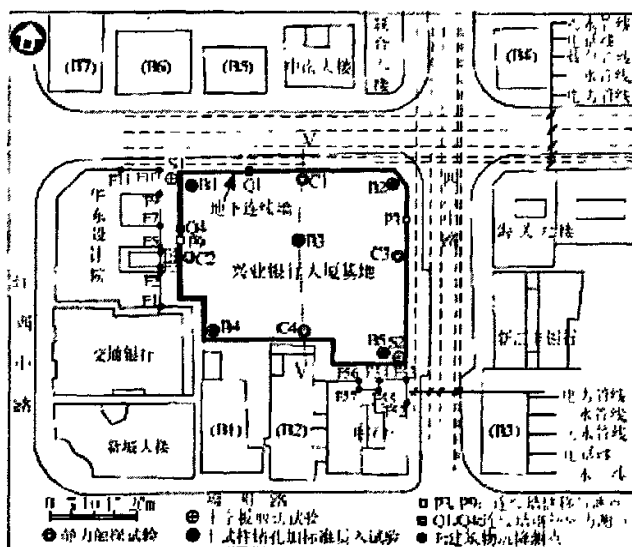


图 5.2 基坑总平面图

(1) 工程地质条件

根据地质勘察报告（兴业银行大厦岩土工程勘察报告，1997），在建筑场地

所揭露的 95.36m 深度范围内的地基土均属第四纪河口~滨海相、滨海~浅海相沉积层, 主要由饱和粘性土、粉性土、砂土组成。根据土的成因、结构及其物理特性共分 9 层。因受古河道切割的影响, 上海地区常见的第⑥层粉质粘土及第⑦层砂土缺失, 以第⑤₁₋₂层粉质粘土夹粘质粉土、⑤₂层砂质粉土代之分布。勘察期间测得的地下水位埋深一般在 0.35~0.70 m 之间。

(2) 总体围护方案

考虑了周边的环境保护要求、施工工期以及经济性等情况, 本工程采用了全逆作法的设计方案。本工程地下三层, 根据一柱一桩竖向承重体系的实际承载能力, 全逆作法选用两墙合一的地下连续墙作为围护结构, 根据周边环境不同的保护要求采用了不同深度、厚度和槽段宽度的连续墙。地连墙插入深度在 25m~32m 之间。逆作法中将地下室的结构梁板作为水平支撑体系, 局部梁板缺失处采用临时支撑以满足水平传力要求; 主楼底板较深处加设一道临时支撑, 该支撑同浅部底板同时浇捣, 以解决该位置土体一次开挖过深的问题。采用主体结构的一柱一桩系统作为竖向承重体系; 局部剪力墙后作部位, 加打型钢立柱和 $\Phi 800$ 钻孔灌注桩, 以满足竖向承重要求。为进一步控制坑外土体的变形, 确保地下室施工期间相邻保护建筑及管线的安全, 在基坑外西侧和南侧打设一排拱形树根桩, 起到隔离作用; 另外还采用水泥土搅拌桩对基坑内土体进行加固。

5.3.2 有限元计算模型参数的确定

(1) 地下连续墙的刚度

地下连续墙采用 C30 级水下混凝土, 抗渗等级 S8, 考虑到实际工程中地下连续墙的施工特点, 并根据谢百钧 (1999) 的研究, 对于开挖深度在 10~20m 的基坑, 可将弹性模量折减到 75%~80% 后再进行分析。本文分析中将围护桩的刚度降低到原来的 80%。因此, 在本分析中, 地下连续墙的弹性模量取 $2.4 \times 10^7 \text{ kPa}$, 墙体的厚度分为 0.8m 和 1.0m 两种。分析中没有考虑地下连续墙在受弯荷载作用下可能产生的微裂缝, 这一假设是合理的, 因为在实际工程中地下连续墙的工作状态未达到其极限承载能力状态, 从目前的经验来看, 无裂缝截面假设的使用不会从根本改变分析的结果, 只会轻轻地影响墙体最大弯矩的计算结果。

(2) 支撑的刚度

水平构件的结合。设计中将地下室结构顶板及地下一层、二层楼板的梁板体系作为围护结构的水平支撑体系。在楼板缺失处增设临时支撑进行水平力的传递。在楼板存在高差处，过渡区域的结构采用了变标高斜板的设计，以有效地传递水平荷载。对于水平支撑，截面共分三种，分别为 $900\text{mm} \times 600\text{mm}$ 、 $1100\text{mm} \times 600\text{mm}$ 和 $1200\text{mm} \times 700\text{mm}$ ，在建立有限元模型时，由于不考虑部分临时角撑，因此，截面统一取为 $1200\text{mm} \times 700\text{mm}$ ，混凝土等级为 C35，支撑弹性模量的处理方法同 (1)，取 $2.8 \times 10^7 \text{ kPa}$ 。

竖向构件的结合。采用一柱一桩承担施工期间的荷载及同时施工的上部结构荷载，框架柱部位的支承柱结合主体结构的 $\phi 609$ 钢管混凝土柱，其下为 $\phi 900$ 钻孔灌注桩，而在地下室剪力墙部位则设置临时钢格构柱承担荷载，其下采用 $\phi 800$ 钻孔灌注桩。对于钢管混凝土柱，其强度等级为 C60，弹性模量的处理方法同 (1)，取 $4.8 \times 10^7 \text{ kPa}$ 。各构件的三维有限元模型见附录 I 所示。

(3) 本文模型中土体力学参数的确定

根据地质勘察报告，排水条件下土体的力学参数见表 5.2，需要说明的是原报告中提供的土体物理力学参数有：容重、压缩模量、泊松比、粘聚力和内摩擦角，考虑到本文采用的简化各向异性模型中土体的力学参数为：弹性模量、泊松比、不排水抗剪强度以及各向异性比 k_u ，因此，根据 5.2.1 节土体的不排水抗剪强度与上覆有效应力以及土体的固结不排水强度参数 c_{cu} 和 ϕ_{cu} 之间的关系式 (5.5) 求得，土体的弹性模量根据 5.2.2 节弹性模量和不排水抗剪强度之间的关系求得。需要说明的是：土体的上覆有效应力 σ'_{v0} 为加权平均有效应力，因此，表 5.1 中的不排水抗剪强度可认为土体的加权平均不排水抗剪强度，对于土体的泊松比，按照 5.1.2 节的分析取值，即：统一取 $\nu = 0.49$ 。

表 5.1 本文模型计算所选取的土体力学参数

土层	S_u (kPa)	E (kPa)	ν	K_0	k_u
填土	11.59	1738.5	0.49	0.7	0.538
粘土	27.12	4068	0.49	0.7	0.538
淤泥质粉质粘土夹砂质粉土	32.88	6576	0.49	0.7	0.538
淤泥质粘土	45.59	13677	0.49	0.7	0.538
粉质粘土夹粘土	91.12	27336	0.49	0.7	0.538
粉质粘土夹粘质粉土	193.26	77304	0.49	0.7	0.538
粉质粘土夹砂质粉土	275.94	165564	0.49	0.7	0.538

(4) Drucker-Prager 模型中土体力学参数的确定

对于 Drucker-Prager 模型, 采用报告中所作的常规土工试验所提供的土体固结不排水剪强度指标 c_{cu} 、 ϕ_{cu} 等, 由于在有限元计算中考虑到弹性模量对土体变形的影响较大这个原因, 为了增加对比度, 土体弹性模量与不排水条件下分析时所取的弹性模量相同。Drucker-Prager 模型中部分土体力学参数如表 5.2 所示。

两种计算模型中支护结构的力学参数一致。

表 5.2 Drucker-Prager 模型计算所选取的土体力学参数

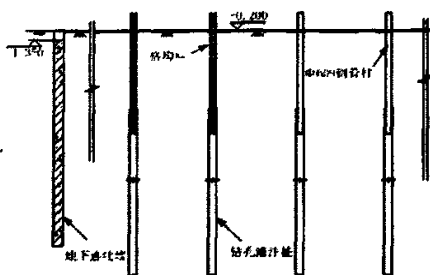
土层	层底标高(m)	层厚(m)	重度(kN/m ³)	ϕ_{cu} (°)	c_{cu} (kPa)
填土	-2.2	2	18	20	0
粘土	-3	0.8	18.5	16.1	23
淤泥质粉质粘土夹砂质粉土	-7.7	4.7	18.1	21.3	11
淤泥质粘土	-16.8	9.1	17.1	12.7	14
粉质粘土夹粘土	-21.2	4.4	18.2	19.2	13
粉质粘土夹粘质粉土	-48.2	27	18.4	25.3	13
粉质粘上夹砂质粉土	-57.7	9.5	18.5	22.9	19

(5) 有限元模型的建立

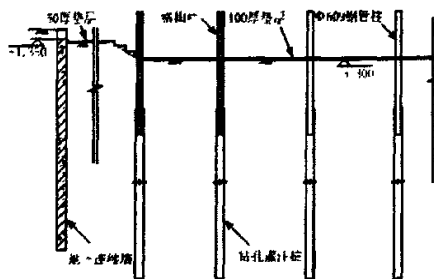
本模型严格按照设计方案中提供的数据建立有限元模型, 土层共分 7 层, 土体采用支持用户子程序的 8 节点 solid185 单元, 地连墙及地下室的顶、底板采用 shell63 壳单元, 支撑、工程桩以及临时支护桩采用 beam181 单元, 共建桩 73 根。整个有限元模型的建立按照龚晓南(1998)中的建模规则建立。需要说明的是, 本文在建立有限元模型时, 考虑到桩长的影响, 因此在深度方向上为 88m, 整个计算模型的三维图以及部分支护结构见附录 I 所示。整个模型共划分 271800 个单元。

(6) 主要开挖阶段的模拟

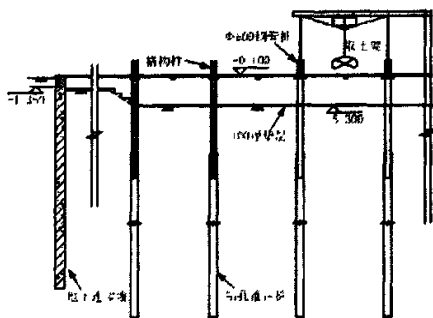
为了消除在建立有限元模型时土体在自重作用下所产生的位移对后续计算结果的影响, 在建立有限元模型后, 首先计算出整体模型在重力作用下的初始地应力, 然后使用 ANSYS 中自动读入初始地应力的方法, 消去有限元模型计算时自重作用下产生的初始位移场。考虑到地面超载 60kPa, 将此荷载作为恒荷载考虑进行基坑的开挖与支护的模拟计算。具体在有限元模拟中的实际工况如图 5.3 所示。



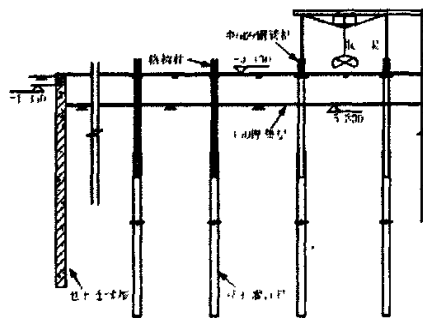
工况 1: 施工地下连续墙等



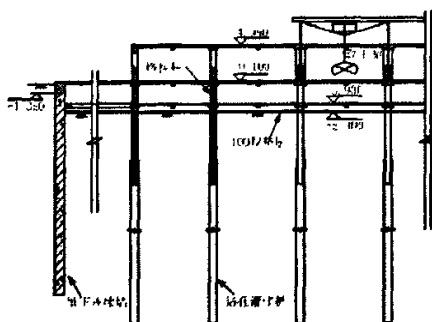
工况 2: 盆式开挖至-5.300 m



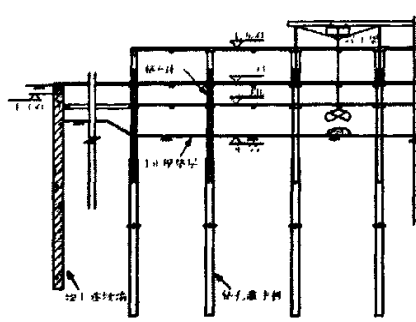
工况 3: 施工地下室顶板及结构



工况 4: 盆边开挖至-5.300 m

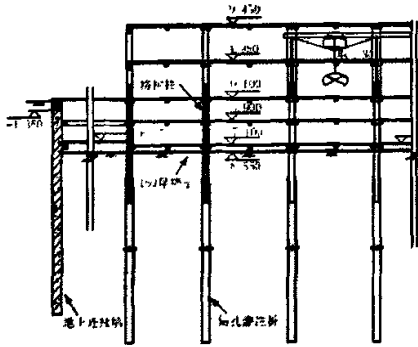


工况 5: 施工地下一层梁板, 架设临时支撑;
同时施工地上一层结构

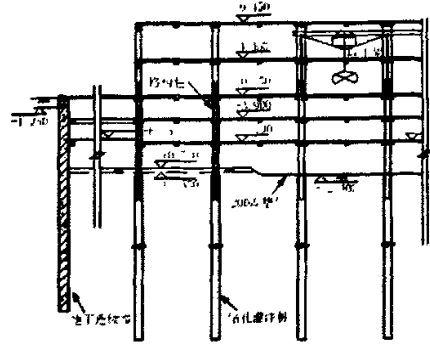


工况 6: 开挖至-8.550 m

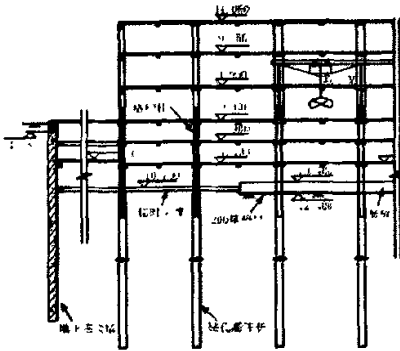
第 5 章 考虑应力各向异性的深基坑工程三维有限元分析



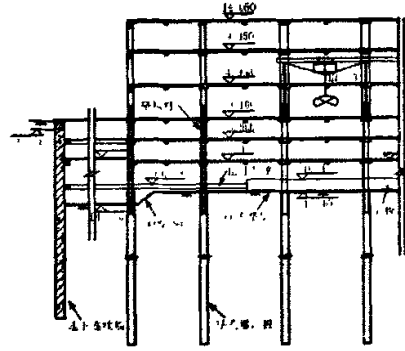
工况 7: 施工地下二层梁板, 架设临时支撑;
同时施工地上二层结构



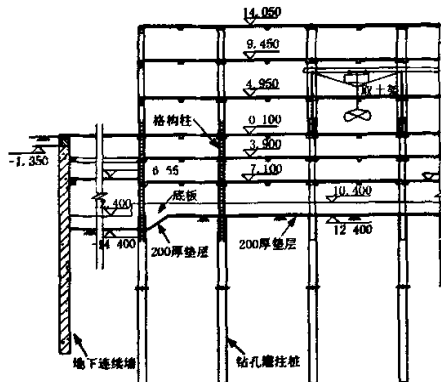
工况 8: 开挖至-12.400 m, 临时支撑位置
开槽挖土至-11.300 m



工况 9: 施工-10.400 m 底板和地下三层临时支撑,
同时施工地上三层结构



工况 10: 开挖基坑内其它部位土方
至-14.400 m、-12.40 m



工况 11: 施工西侧-12.400 m 大底板, 拆除-10.700 m 标高处临时支撑

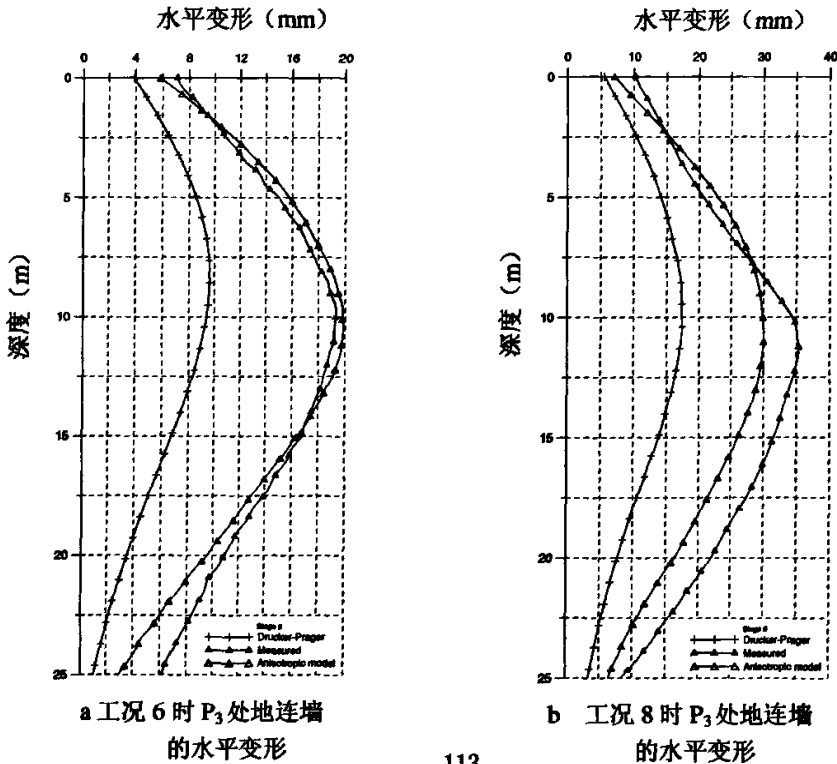
图 5.3 基坑施工工况

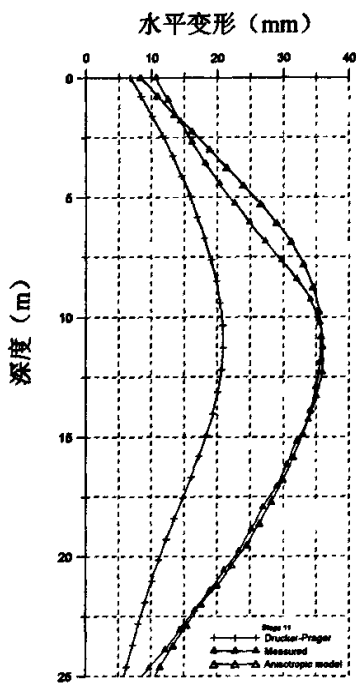
5.4 计算结果分析

支护墙体的水平位移、墙后地表沉降和坑底土体隆起是构成基坑变形的三个重要组成部分。其中，墙体水平位移是反映基坑变形程度的一项重要内容，根据墙体水平位移的曲线形状及其最大值，可以用于推测周围建筑物和地下管线的变形情况，从而对基坑变形的环境影响进行评估。同时，坑底土体隆起的状况若出现异常，往往是基坑失稳的先兆，尤其是在软土地区。因此，常用墙体水平位移和坑底土体隆起作为分析基坑变形性状的主要依据。

1、地下连续墙的水平变形

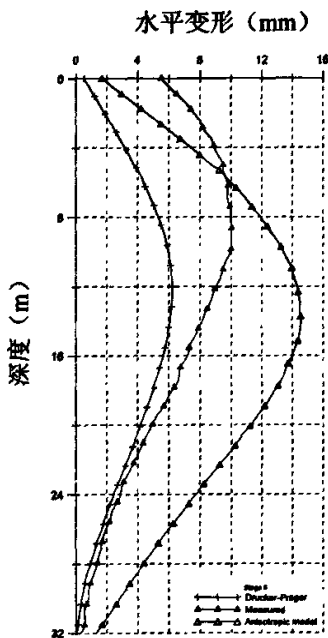
作为对比，以显示土体在考虑初始各向异性和各向异性强度变化的条件下对分析结果的影响程度，本文同时还进行了 Drucker-Prager 模型对本工程实例进行了计算分析。这两个模型的最大区别是 Drucker-Prager 模型没有考虑土体的初始各向异性和各向异性强度的变化对基坑开挖性状的影响，而且模型中直接采用固结不排水条件下的力学参数。为了提高对比度，所获取的地下连续墙的变形的的位置与实测结果的位置相同，图 5.4 所示为两个测点 (P_3 和 P_9) 在第 6、8 和 11 工况下地下连续墙水平变形的对比。



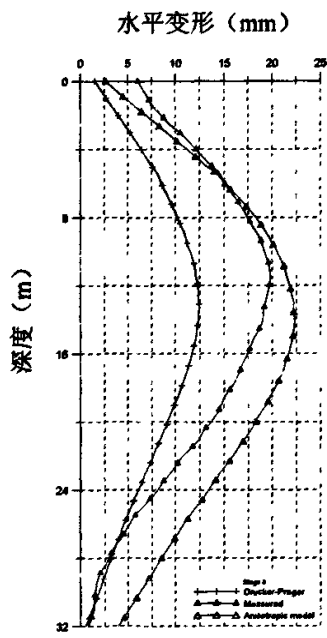


c 工况 11 时 P_3 处地连墙的水平变形

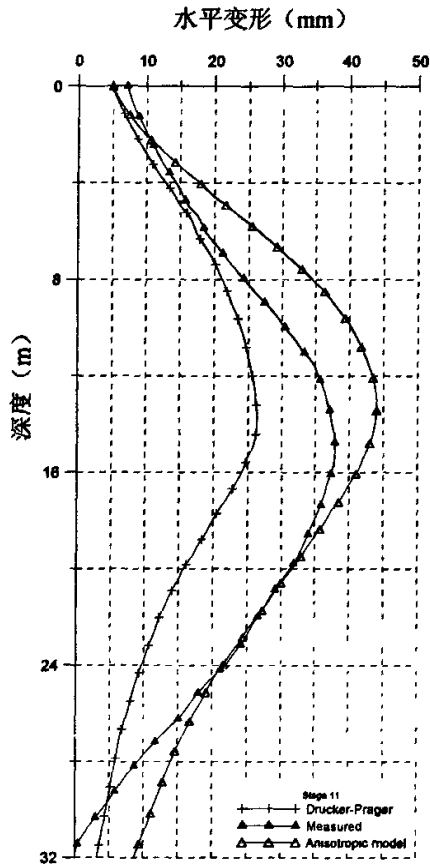
图 5.4 同一工况下 P_3 测点处地连墙水平变形的计算和实测对比



a 工况 6 时 P_9 处地连墙的水平变形



b 工况 8 时 P_9 处地连墙的水平变形



c 工况 11 时 P₉ 处地连墙的水平变形

图 5.5 同一工况下 P₉ 测点处地连墙水平变形的计算和实测对比

从图 5.4 和图 5.5 中可以看出,在各开挖阶段中,使用 Drucker-Prager 模型计算所得出的墙体变形明显要比采用本文模型计算所得的结果和实测结果要小。Drucker-Prager 模型计算所得出的变形到开挖的最后阶段,在 P₃ 测点所测的最大值比实测结果要小 14.9mm,在 P₉ 测点所测的最大值比实测结果要小 16.9mm,分别比实测结果小 41.97%和 44.59% (均以实测数据为基准)。

图5.4和图5.5也显示了由Drucker-Prager模型计算所得到的变形轮廓与实测结果的对比,很明显,其在各阶段下的变形轮廓与实测变形有着明显的差距,

这种墙体变形轮廓的差距直接影响着坑底土体隆起的大小及坑底土体竖向变形的分布模式。

通过比较可以发现，考虑土体的各向异性和各向异性强度的变化对支护墙变形的影响是显而易见的，虽然计算结果与实测结果之间还存在着一定的差别，特别是测点P₃在工况8的情况下，本文模型所计算出的结果在整个变形趋势上与实测结果一致，但是在量值上比实测结果要小。原因可能是在实际的基坑开挖过程中，由于基坑开挖范围内土体的不同步挖除以及支护条件（安装与拆卸临时支撑）的变化，使得模拟计算的结果与实际工况之间在本工况时存在着较大的差别。通过上述比较可知：使用不同模型进行数值分析所得到的墙体在各开挖阶段的变形性状以及变形在各阶段的发生情况，无疑对检测模型的合理性有着重要的意义。

图5.6显示在典型开挖阶段由本文的模型计算所得的墙体侧向变形与实测开挖变形的对比。在整个开挖阶段，计算的墙体变形与实测的墙体变形从形状上和大小都吻合的比较好。从图中也可以看出，本文模型在开挖结束后计算的结果要大于实测结果，对于测点P₃来说，基坑开挖结束后，本文模型所计算的结果与实测结果吻合的较好，对于测点P₆来说，到开挖阶段结束后，地下连续墙的最大水平位移为43.1mm，相对于实测结果37.9mm而言，结果偏大，误差为13.7%（以实测结果为基准）。考虑到整个基坑工程以及施工工况的复杂性，此误差在基坑工程有限元计算的误差范围之内。

因此，从图5.4、图5.5和图5.6中可以看出，总体上来说，对于地下连续墙的水平移动，虽然本文模型计算的结果与实测结果之间仍存在着一定的差别，相比较而言，考虑土体应力各向异性时的基坑开挖能够更好地模拟基坑的水平变形性状。

表5.3(a) 墙体最大位移与发生位置的比较（测点P3）

工 况	开挖深度 H(m)	墙体最大水平位移 (δ_h /mm)		最大位移发生的位置 (H/m)		δ_h / H (%)	
		实测	计算	实测	计算	实测	计算
4	5.3	9.58	9.64	8.1	8.0	0.118	0.120
6	8.55	19.1	19.89	10.1	9.5	0.189	0.209
8	12.4	34.3	30.02	11.4	11.25	0.301	0.267
11	14.6	35.5	35.76	11.5	11.38	0.308	0.314

表5.3(b) 墙体最大位移与发生位置的比较(测点P9)

工况	开挖深度 H(m)	墙体最大水平位移 (δ_h /mm)		最大位移发生的位置 (H/m)		δ_h / H (%)	
		实测	计算	实测	计算	实测	计算
4	5.3	5.1	6.2	5.8	9.6	0.08	0.06
6	8.55	10.1	14.6	9.3	12.7	0.109	0.11
8	12.4	22.3	30	12.0	12.8	0.186	0.234
11	14.6	37.9	43.1	14.4	13.9	0.263	0.310

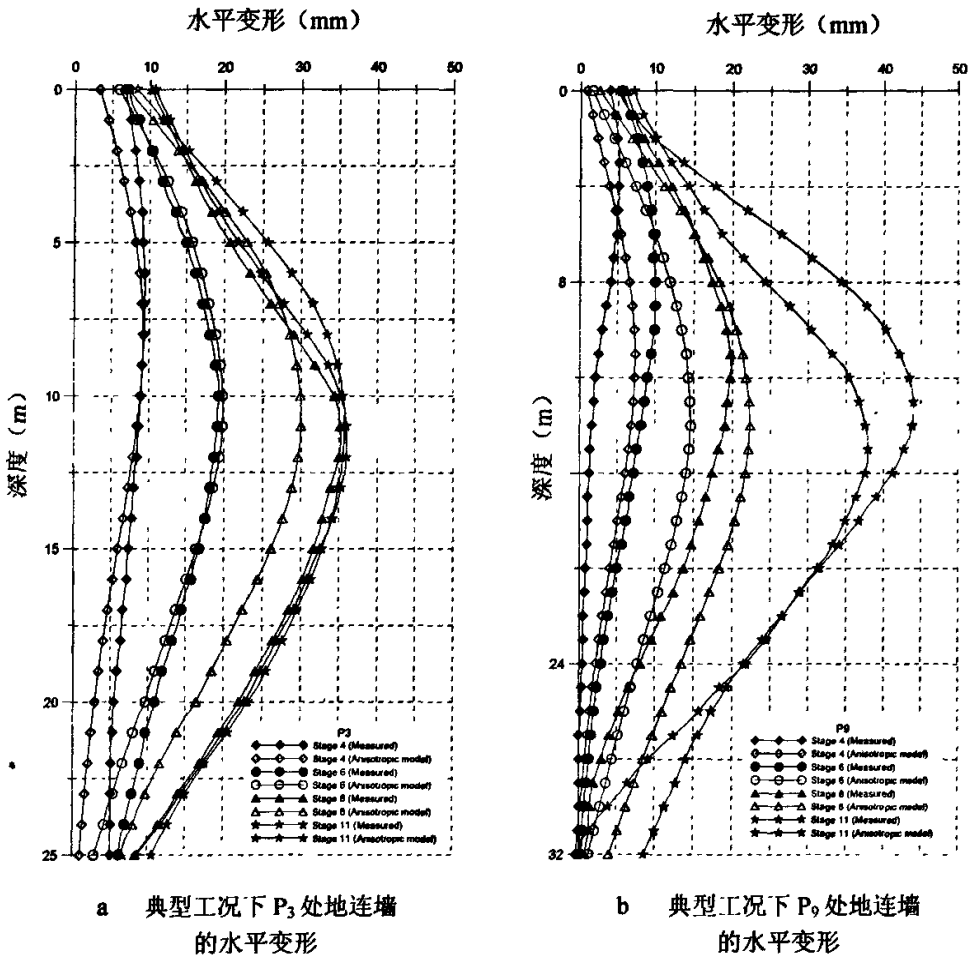


图5.6 测点P3和P9在各典型工况下地连墙的水平变形

从图5.6和表5.3可以看出,使用本文所耦合的可考虑土体各向异性的本构模型,通过有限元计算所得到的各工况下墙体的变形以及沿开挖深度的分布模

式、墙体变形的大小、墙体的最大变形以及发生位置与实测结果吻合的较好，说明本文模型在模拟软土条件下深基坑的开挖时，能够较好地反映基坑的水平变形性状。

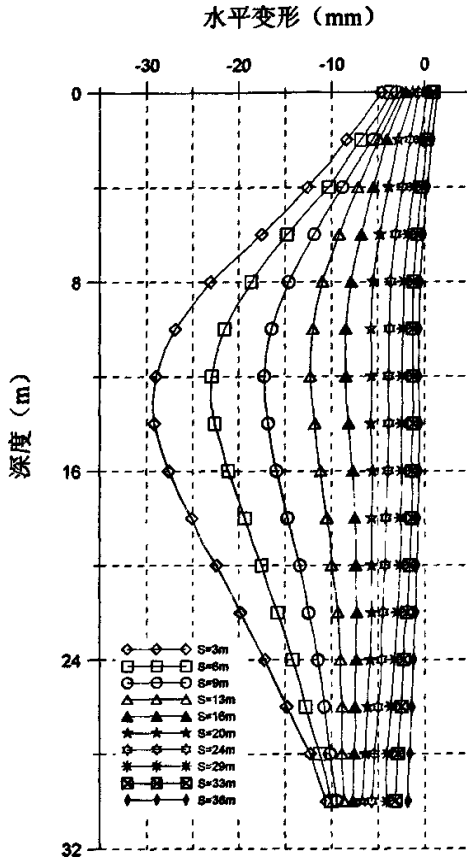


图 5.7 开挖结束后距离墙体不同位置的土体侧向变形沿深度的变化
(s 为墙后土体距离墙体的水平距离)

图 5.7 表示与测点 P9 在同一剖面处、距墙体不同距离的土体在基坑结束后水平位移的分布随深度分布的变化情况，从图中可以看出，在靠近墙体处的土体位移基本上呈抛物线形，随着与地下连续墙距离的增加土体的水平位移逐渐减小。图 5.7 中所表现出的土体位移在距离墙体最远处的土体上部出现了轻微的背向墙体的倾斜以及下部（地下连续墙深度范围内）出现了轻微的前倾，这表明：在使用有限元计算时，由于大面积开挖所引起的坑底土体的应力释放，由于没有考虑支护墙体与土体之间的摩擦作用，使得支护结构伴随着坑底土体

的隆起而上抬，在水平方向上，墙后的土体也出现了向外的积压作用而出现了上述现象，这也是这一类有限元计算时的共同现象。

以上计算结果所对应的云图见附录 II。

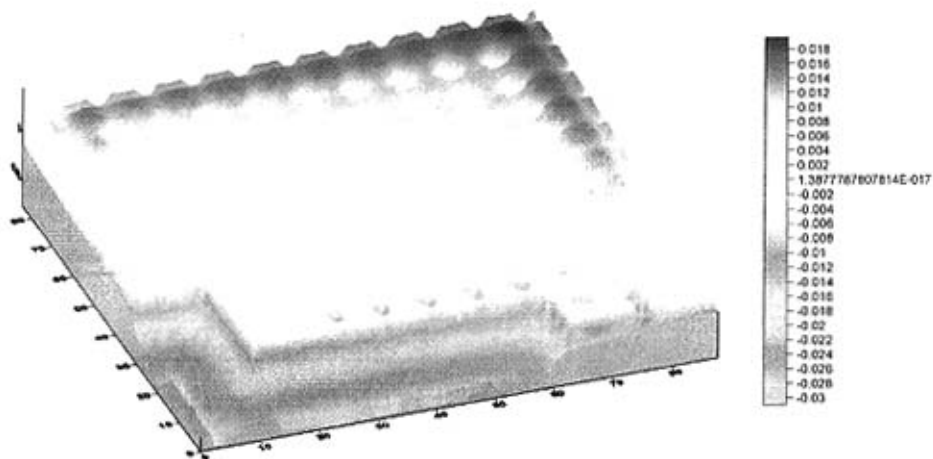
2、坑底土体的隆起变形

(1) 典型工况下土体的隆起变形

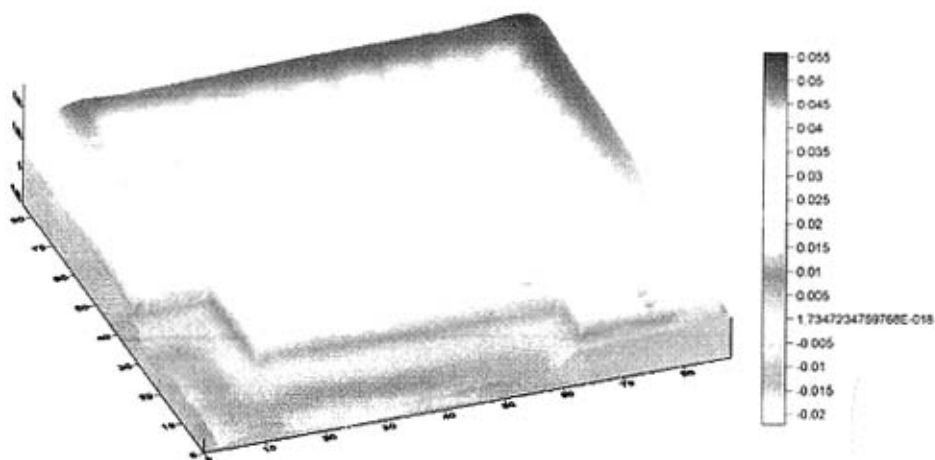
基坑开挖过程中，坑底土体的隆起量是判断基坑稳定性的最直观的依据。在开挖深度不大时，坑底土体在卸荷后由于竖向应力的释放发生垂直的弹性隆起，伴随着开挖深度的增加，坑内外土面的高差不断扩大，当开挖到一定深度，基坑坑底土体的弹性隆起就转变为塑性隆起，此时，出现了中间小、两侧大的竖向变形分布模式。在各典型工况下坑底土体的隆起变形空间图如图 5.8 所示（对应的有限元计算的云图见附录 II）。

由于该基坑工程没有实测的坑底土体隆起量的数据，为了便于和工程实测对比，根据上海软土条件下基坑开挖土体隆起的实测的结果（刘国彬，1999）来看，对开挖深度在 15m 左右的基坑，其回弹量大约在 80~100mm 左右，从本文模型计算的结果来看，开挖到最终阶段，最大隆起量为：109mm，比上述所提及的范围稍大，约大 9%。

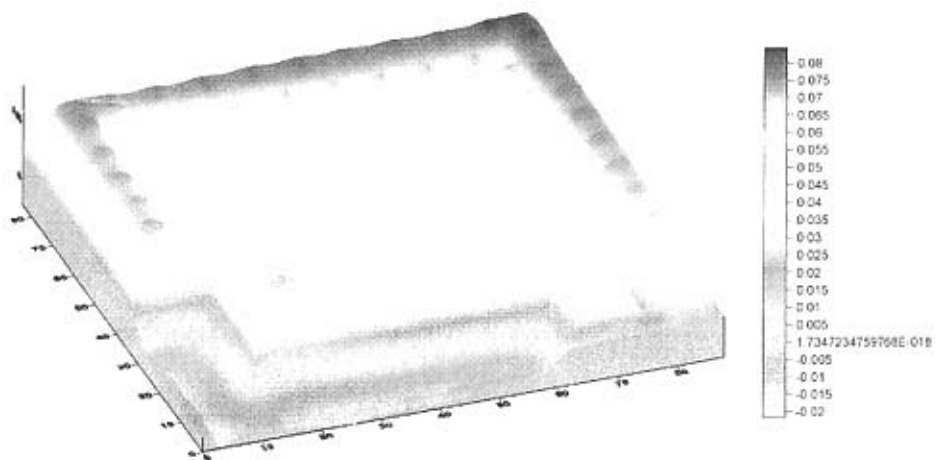
出现以上计算结果与实测结果的差别，主要原因在于本文模型考虑了土体的各向异性，并且随着基坑开挖的进行，土体的强度也发生了变化，并不是把开挖后土体的强度等同于开挖前土体的强度，因此，也体现了各向异性强度对基坑变形的影响，虽然两者之间仍存在着差别，但是这种差别可以忽略，毕竟有限元的模拟能力有限。因此，考虑土体初始各向异性和各向异性强度的变化的计算模型无疑更为合理，也能够反映基坑开挖过程中以及开挖后土体的竖向变形特性。



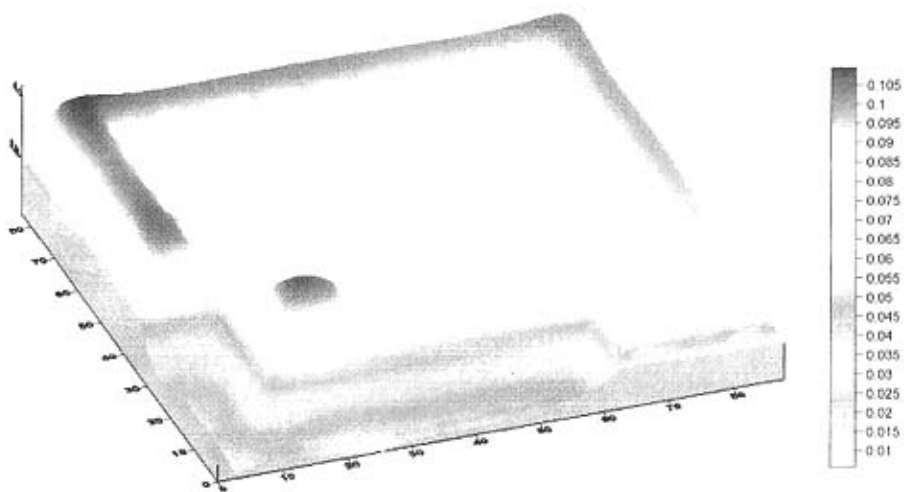
(a) 工况 4 开挖结束后坑底土体的隆起变形



(b) 工况 6 开挖结束后坑底土体的隆起变形



(c) 工况 8 开挖结束后坑底土体的隆起变形



(d) 工况 11 开挖结束后坑底土体的隆起变形

图 5.6 典型开挖工况下坑底土体的隆起变形

(2) 坑底土体的最大隆起量

表 5.4 表示典型工况下坑底土体的最大隆起量与当前开挖深度的比值。从表中可以看出, 开挖面处的最大隆起量随着开挖深度的加深而增大, 但是, 随着开挖深度的增加, 坑底土体的最大隆起量与当前开挖深度的比值随着开挖深度的增大而其增长幅度在逐渐减小。

表 5.4 坑底土体的最大隆起量

工况	开挖深度 H(m)	坑底最大隆起量 (δ_v , mm)	δ_v / H
4	5.3	19.6	0.3698
6	8.55	55.3	0.646
8	12.4	83.4	0.673
11	14.6	109	0.747

5.5 小结

本章通过采用可考虑土体各向异性的本构模型对兴业银行的深基坑工程进行了有限元分析, 并把本文模型的计算结果与 Drucker-Prager 模型以及实测结果作了对比, 具体有以下结论:

1、在基坑工程的有限元分析中, 平面应变分析的结果一般来说要比实测和三维分析的结果大, 强度准则并不是引起这种差别的主要原因。

2、就基坑开挖后的变形性状而言, 考虑土体各向异性时能够更好地反映基坑开挖后的变形性状, 特别是在支护墙体的水平变形上, 当考虑土体的各向异性时, 一般来说, 墙体的水平变形量要比 Drucker-Prager 模型计算的结果要大, 与实测结果吻合较好, 而且水平变形的分布模式与实测结果吻合较好。就本文的分析结果而言, 在最终开挖阶段, 测点 P_3 和 P_9 处支护墙体的最大变形量比实测结果分别大 0.7% 和 13.7%, 这个结论与 Clough 等(1981) 和 Ou 等(1996) 的分析结果一致。

对于坑底土体的隆起来说, 考虑土体的各向异性时, 到最终开挖阶段, 与上海软土条件下深基坑开挖后坑底土体的最大隆起量(实测值)约大 9%。

第6章 结论与展望

6.1 本文工作总结

深基坑开挖不仅要保证基坑本身的安全与稳定，而且还要有效地控制基坑周围地层移动以达到保护周围环境的目的。因此，准确地预测由于基坑开挖而引起的土体移动，不仅是基坑开挖支护系统设计的一个重要组成部分，而且也是评估由于基坑开挖对周围环境影响程度的一个重要指标。然而，在通常所使用的有限元进行基坑开挖的计算分析中，一般都没有考虑土体的应力各向异性，或者考虑了土体的应力各向异性但所使用的本构模型过于复杂，不便于工程界接受。因此，本文在考虑土体初始各向异性的前提下，并结合基坑开挖过程中由于主应力轴旋转引起的土体强度的应力诱发各向异性，提出了一个实用的、可以反映土体应力各向异性的理想弹塑性本构模型，并将其连接到 ANSYS 软件中，利用 ANSYS 软件强大的前后处理及计算功能，计算分析了土体应力各向异性对基坑开挖性状的影响，主要工作内容和研究成果可以归结为以下几点：

1、综述了研究基坑开挖变形的计算方法和模型试验，包括经验估算法和有限单元法，比较分析了它们之间的优缺点，重点指出有限单元法在计算基坑变形性状方面的优越之处，并对前人在使用有限单元法计算基坑开挖变形性状时是否考虑土体应力各向异性方面作了阐述。

2、阐述了一个在临界状态理论和边界面塑性理论的框架内所建立的一个适用于正常固结粘土和超固结粘土的各向异性边界面模型。该模型能够解决以往剑桥模型和修正剑桥模型无法合理模拟各向异性重塑土的应力应变响应的问题。

3、在各向异性边界面的理论框架内，定性分析了土体在压缩试验和拉伸试验时的变形特性，以及初始固结各向异性对土体变形的影响，主要结论有：

➤ 当考虑土体的各向异性时，在等向固结三轴试验条件下，在具有相同的偏应力增量 (dq) 的情况下，拉伸试验条件下土体的轴向应变要大于压缩试验条件下土体的轴向应变。在应力水平较低的情况下，这种差别不明显。但是，随着应力水平的提高，拉伸试验条件下产生的轴向应变与压缩试验条件下产生的轴向应变之间的差距逐渐增大。

► 在具有初始各向异性土样的等向固结三轴试验条件下, 初始各项异性参数 α_0 对土体的应力应变特性影响显著。 α_0 值越小 (即土体的初始各向异性程度越弱), 在相同的偏差应力增量下, 其轴向变形量越小; 相反, 如果 α_0 值越大 (即土体的初始各向异性程度越强), 在具有相同偏差应力增量的条件下, 其轴向变形量越大。

4、基于上述各向异性界面本构模型的基础上, 根据三轴试验的不排水应力路径, 推导了软粘土不排水三轴压缩和拉伸的各向异性强度公式, 该表达式可以综合考虑土的应力历史以及初始固结状态对强度的影响。同时, 结合室内试验, 确定了上海典型软粘土 K_0 固结条件下拉伸与压缩不排水抗剪强度的比值。对于在不排水条件下的弹塑性分析, 本文为了反映土体初始各向异性 (K_0 固结状态) 和反映土体单元主应力轴方向的旋转引起土体强度的应力诱发各向异性特性, 本文选择了 von Mises 准则作为土体的屈服准则, 并结合 Casagrande 和 Carillo(1944)公式进一步考虑了主应力轴旋转对不排水强度的影响, 推导了不排水条件下土体各向异性强度与 von Mises 屈服准则所表示的强度之间的关系, 对经典的 von Mises 准则作了改进, 改进后的 von Mises 准则可反映土体的各向异性强度特性。

5、以 ANSYS9.0 为平台, 利用 ANSYS 的用户材料模型二次开发功能, 将考虑应力各向异性的 von Mises 模型连接到 ANSYS 中, 利用 ANSYS 软件强大的前后处理和计算功能, 来模拟不排水条件下、不同开挖尺寸以及不同施工方法时深基坑开挖过程中土体的应力各向异性对基坑开挖性状的影响。主要结论有:

► 在考虑土体的应力各向异性时, 当基坑的开挖宽度相同时, 应力各向异性对基坑变形性状的影响随着各向异性程度的增强而增大, 在一定的开挖宽度范围内, 各向异性对土体水平变形的影响要大于对土体竖向变形的影响。

► 各向异性对基坑开挖后土体变形 (水平变形和竖向变形) 的影响随着基坑开挖宽度的不同而不同。在一定的开挖深度范围内, 随着开挖宽度的增加, 各向异性对土体变形的影响由对水平变形为主要影响对象, 逐渐转变为以对竖向变形为主要研究对象。

► 初始各向异性和应力诱发各向异性对基坑开挖后土体变形的影响程度是不同的, 就软土条件下的基坑开挖而言, 各向异性对土体变形的影响以应力诱发各向异性为主, 对于挖深在 8m、开挖宽度在 10m~40m 左右的基坑来说, 应力

诱发各向异性对基坑变形（水平变形和竖向变形）的影响约占整个各向异性影响的70%。

► 顺作法施工时，基坑开挖后土体的变形量要大于同等条件下逆作法施工时土体的变形量。逆作法条件下各向异性对土体变形的影响要大于顺作法施工时各向异性对土体变形的影响，土体的各向异性程度越强，这种影响将越显著。

6、在上述理论及分析的基础上，使用本文的模型和 Drucker-Prager 模型对一具体基坑工程进行了三维空间的计算分析，两种模型的计算结果均与实测结果作了对比，对比表明，Drucker-Prager 模型计算的关于基坑的变形均比本文模型和实测结果要小，本文模型的计算结果要比实测结果大，约大 13.7%，虽然本文模型的计算结果与实测数据仍有一定的误差，但是，考虑土体应力各向异性时，采用有限元计算基坑的空间变形性状要与实际工程更为接近。

6.2 后续工作展望

深基坑工程中土体的变形问题是一个非常复杂的问题，涉及的影响因素很多。本文仅通过一定的简化和假设，建立反映土体应力各向异性的、与土体不排水抗剪强度有关的弹塑性应力应变关系。若要全面反映土体应力各向异性对基坑开挖性状影响的研究，至少还应从以下几个方面开展工作：

(1) 改进的模型中没有考虑土体的结构性，而天然粘土在受力后出现的结构性损伤给土体的刚度带来不稳定现象，且对土体的应力应变响应有着极大的影响。

(2) 本次研究分析中所使用的土体不排水抗剪强度为所研究土体的加权平均不排水抗剪强度，而实际工程中土体的不排水抗剪强度是随上覆有效应力逐渐变化的，土体不排水抗剪强度的变化也会引起土体弹性模量的变化，而在本文的模型中，仅考虑了土体不排水抗剪强度随应力水平的变化，弹性模量为常数，因此，能够同时考虑两者的变化及其相互关系的理论研究有待进一步加强。

(3) 各向异性对土体抗剪强度指标的影响问题较为复杂，不同地区、不同类别的土体强度指标受各向异性的程度不同，因此，应进行不同土体的试验研究。

(4) 本次研究分析了基坑开挖时土体的不排水特性，没有考虑土中渗流的影响。但是，在沿海地区渗流对基坑开挖变形的影响较大。因此，对考虑渗流

影响的基坑开挖变形过程进行深入细致的研究对今后基坑工程的设计具有重要意义。

(5) 基坑工程具有明显的时间效应，每一步开挖都需要经历一个过程，并不是一步完成的，开挖以后支护也需要经历一定的时间，因而有必要考虑基坑周围土体流变特性。

(6) 本文在研究基坑的变形性状时，没有考虑基坑的稳定性，而基坑的稳定性对于整个基坑的工程性状有着重要影响。

本文改进的本构模型及其有限元程序，实用性及优越性仍有待更多的实际应用来检验，并在工程实践中进一步验证，不断完善，以期对上海地区深基坑工程的设计、施工真正起到有效的指导作用。

如果本文能对以后的研究工作和工程实践有一些参考和帮助，那将是作者最大的欣慰。

参考文献

- [1] ANSYS USER Material Subroutine Usermat [M]. Mechanics Group Development Department, ANSYS, Inc. Southpointe 275 Technology Drive, Canonsburg, 1999.
- [2] Arthur J R F, Assadi A. Induced anisotropy in a sand[J]. Geotechnique, 1977, 27(1): 13-30.
- [3] Atkin J H, Richardson D, Robinson P J. Compression and extension of K_0 normally consolidated Kaolin clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1987, 113(12): 1468-1482.
- [4] Becker D E, Crooks J H A, Jefferies M G, McKenzie K. Yield Behavior and Consolidation. II: Strength Gain. Sedimentation Consolidation Models – Predictions and Validation[C]. Proceedings of a Symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division. San Francisco, California(USA): 1984, 382-395.
- [5] Bishop A W. The strength of soils as engineering materials[J]. Geotechnique, 1966, 16(2):89-130.
- [6] Bjerrum L, Eide O. Stability of strutted excavations in clay[J]. Geotechnique, 1956, 6: 32-47.
- [7] Bjerrum L. Embankment on soft ground[C]. Proc Speciality Conf Performance Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Lafayette, Indiana, 1972, (2):1-54.
- [8] Bjerrum L. Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils[C]. Proc 8th ICSMFE, Moscow, 1973, (3):111-159.
- [9] Bolton M D. Behavior of Diaphragm Walls in Clay Prior to Collapse[J]. Geotechnique, 1988, 38(2):167-189.
- [10] Bose S K, Som N N. Parametric study of a braced cut by finite element method[J]. Computers and Geotechnics, 1998, 22(2):91-107.
- [11] Bransby et al. Soil Deformation near Cantilever Sheet Pile Walls[J]. Geotechnique, 1975, 25(2):175-195.
- [12] Cai F, Ugai K, Hagiwara T. Base stability of circular excavations in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002, 128(8): 702-706.
- [13] Casarande A, Carillo N. Shear failure of anisotropic soil[J]. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 1944, 31(4):74-87.
- [14] Chandrasekara V S, King G W. Simulation of Excavation Using finite Elements[J]. Journal

- of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1974,100:1086-1089.
- [15] Chang C Y, Duncan J M. Analysis of soil movement around a deep excavation[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,1970, 96 (SM5): 1629-1653.
- [16] Chang M F, Cao L F. Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36: 876-890.
- [17] Chang M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, 126(3): 276-279.
- [18] Charles W W Ng. Stress paths in relation to deep excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 1999, 5(2):25-29.
- [19] Chen W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam, Elsevier Scientific, 1975.
- [20] Chew S H, Yong K Y, Lim A Y K. Three-dimensional finite element Analysis of a strutted excavation underlain by deep deposits of soft clay[C]. Proceedings of the Sixth NTU-KU-KAIST Tri-lateral Seminar /Workshop on Civil Engineering, Korea, 1996, 13-14.
- [21] Choi J W. The Progressive Failure Analysis of Cut Slope in Anisotropic Train Softening Soils[D], Old Dominion University,1995.
- [22] Clough G W, Hansen L A. Clay anisotropy and braced wall behavior[J]. Journal of Geotechnique Division ,ASCE, 1981,107 (7):893-913.
- [23] Clough R W, Woodward R J. Analysis of embankment stress and deformation[J], Journal of the Soil Mechanics and Engineering Foundatiogs Division, ASCE, 1967, 93(SM4): 529-549.
- [24] Cording E J, Long J, Mueller C, Ghahreman B. Excavation, ground movements and building damage[C].Seminar on Urban Geotechnolgy and Rehabilitation ASCE Metropolitan Section, New York City, NY, 1985.
- [25] Dafalias Y F, Herrmann L R. Bounding surface formulation of soil plasticity[J]. Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, Eds. Pande G N, Zienkiewics O C. John Wiley & Sons Ltd., 1982: 253-282.
- [26] Dafalias Y F. Anisotropic critical state soil plasticity model[J]. Mech. Res. Commun,1987, 13(6): 341-347.
- [27] Davis E H, Christian J T. Bearing capacity of anisotropic cohesive soil[J]. Journal of the Soil Mechanics and Engineering Foundatiogs Division, ASCE, 1971, 97(5): 753-769.
- [28] Diaz-Rodriguez J A et al. Yielding of Mexico City Clay and other natural clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1992, 118(GT7): 981-995.
- [29] Dittrich J P, Slope Behavior During Excavation of the Sarnia Approach to the ST. CLAIR Tunnel[J]. ASCE, 2000, 133-139.

参考文献

- [30] Duncan J M ,Chang C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J].Journal of the Soil Mechanics and Engineering Foundations Division, ASCE,1970,94 (SM3):637-659.
- [31] Duncan J M, Clough G W. Finite Element Analysis of Port Allen lock[J]. Journal of the Soil Mechanics and Engineering Foundatiogs Division, ASCE, 1971, 97:1053-1066.
- [32] Duncan J M, Dunlop P. Slopes in stiff-fissured clays[J]. Journal of the Soil Mechanics and Engineering Foundations Division, ASCE, 1959, 95:467-492.
- [33] Faheem H, Cai F, Ugai K, Hagiwara T. Two-dimensional base stability of excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2003, 30(2): 141-163.
- [34] Faheem H, Cai F, Ugai K. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2004, 31(4): 67-64.
- [35] Finno R J, Blackburn T J, Roboski J F. Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2007,133(1):30-36.
- [36] Finno R J, Harahaps I S. Finite Element Analysis of HDR-4 Excavation[J]. Journal of Geotechniques Division, ASCE, 1991,117(10):72-81.
- [37] Gajo A, Muir Wood D. A new approach to anisotropic, bounding surface plasticity: general formulation and simulations of natural and reconstituted clay behavior[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2001, 25: 207-241.
- [38] Goh A T C. Assessment of basal stability for braced excavation systems using the finite element method[J]. Computers and Geotechnics, 1990, 10(4): 325-338.
- [39] Goh A T C. Estimating basal-heave stability for braced excavations in soft clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1994, 120(8): 1430-1436.
- [40] Graham J, Noonan M L, Lew K V. Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, 20(3): 502-516.
- [41] Gutta S K, Modeling Large Three Dimensional Stress Reversals in Cross Anisotropic Sands[D]. University of Delaware,2003.
- [42] Hashash M.A.Y. Analysis of deep excavation in clay[D]. Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA,1992.
- [43] Hashash Y M A, Whittle A J. Mechanisms of load transfer and arching for braced excavation in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(3): 187-197.
- [44] Hashiguchi K. Subloading surface model in unconventional plasticity[J].International Journal of Solids and Structures,1998(25):917-945.
- [45] Hashiguci K. Constitutive Equations of granular media with an Anisotropic hardening [M].

- Fukuoka: Balkema AA, 1979, 435 -439.
- [46] Hong S H, Lee F H, Yong K Y. Three-dimensional pile-soil interaction in soldier-piled excavations[J]. *Computers and Geotechnics*, 2003, 30:81 -107.
- [47] Hsieh H S, Wang C C, Ou C U. Use of Jet Grouting to Limit Diaphragm Wall Displacement of a Deep Excavation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2003, 129(2):146-157.
- [48] Hwang J A, Experimental and Numerical Investigation of Three -Dimensional Stability of Slope[D].University of Colorado, 2000.
- [49] Kimura T, Takemura J, Hiro-oka A, Okamum M, Park J. Excavation in soft clay using an in-flight excavator[J]. *Centrifuge*, 1994, 649-654.
- [50] Kung G T C, Juang C H, Hsiao E C L, Hashash Y M A, Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE,2007,133(6):731-747.
- [51] Ladd C C, Foott R. New design procedure for stability of soft clays[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 1974,100 (GT7):763-786.
- [52] Ladd C C, Foott R. The behavior of embankment on clay foundation: Discussion [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1980, 17(3):454-460.
- [53] Ladd C C. Discussion. Main Session 4. In: Proc. 8th ICSMFE, eds. Committee of 8th ICSMFE, Moscow, 1973, 4(2): 108-115.
- [54] Ladd C C. Strength parameters and stress-strain behavior of saturated clays. Report R71-23, Department of Civil Engineering, MIT, 1971.
- [55] Lade P V, Inel S. Rotational kinematic hardening model for sand. Part I: Concept of rotating yield and plastic potential surfaces[J]. *Computers and Geotechnics*, 1997, 21(3):183-216.
- [56] Leroueil S. Queleques considerations sur le component des argiles sensibles[D]. Department of Civil Engineering, Laval University, Quebec, 1977.
- [57] Ling H I, Whittle A J. Discussion to"Three-dimensional Finite Analysis of Deep Excavations"by Chang et al.[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE,1998,124(5):458-459.
- [58] Lings M L, Pennington D S, Nash D F T. Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay[J]. *Geotechnique*, 2000,50(2):109-125.
- [59] Lo K Y. Stability of slopes in anisotropic soils[J]. *Journal of the Soil mechanics and Foundations Division*. Proceedings, ASCE,1965, 91(SM4):85-106.
- [60] Loh C K, Tan T S, Lee F H. Three-dimensional excavation tests[J]. *Centrifuge*, 1998, 649-654.

- [61] Luccioni L X. Numerical development and implementation of a constitutive model for clays with application to deformations around a deep excavation[D]. University of California, 1995.
- [62] Maria A I, Clough G W. Prediction of movement for brace cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, Division, ASCE, 1981, 107(GT6):759-778.
- [63] Marulanda C. Integration of numerical modeling and field observations of deep excavations[D]. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001.
- [64] Matsuoka H, Yao Y P, Sun D A. The cam-clay models revised by the SMP criterion[J]. Soils and Foundations, 1999, 39(1):81-95.
- [65] Mesri G A. Reevaluation of $S_{u(mob)} = 0.22\sigma'_p$ using laboratory shear tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(1):162-164.
- [66] Mitchell J K. Fundamental of soil behavior[J]. John Wiley and Sons, New York, 1993.
- [67] Mroz Z. On the description of anisotropic workhardening[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1967, 15: 163-175.
- [68] Nakano M, Nakai K, Noda T. Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by super/subloading yield surface Cam-clay model[J]. Soils and foundations, 2005, 45(1):141-151.
- [69] Nicholson D P. The Design and Performance of the Retaining Walls at Newton Station[C]. Proc. SMRTC, Singapore, 1987.
- [70] O'Rourke T D et al. The ground movements relates to excavation and their influence on adjacent buildings, Report No. DOT-TST-761-23, United States Department of Transportation, 1976.
- [71] Ohta H, Sekiguchi H. Constitutive Equations Considering Anisotropy and Stress Reorientation in Clay. In: Wittke W, ed. Proc 3rd Int Conf Numerical Method in Geomechanics. Aachen : Published by University of Aachen , 1979, 475-484.
- [72] Ong D E L, Leung C E, Chow Y K. Pile Behavior due to Excavation Induced Soil Movement in Clay. I: Stable Wall[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2006, 132(1):36-44.
- [73] Osman A S, Bolton Malcolm D. Ground Movement Predictions for Braced Excavations in Undrained Clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(4): 465-477.
- [74] Ou C Y, Chiou D C, Wu T S. Three-dimensional finite element analysis of deep excavation[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(5):337-345.
- [75] Ou C Y, Hsieh P G, Chiou D C. Characteristics of ground surface settlement during

- excavation[J].*Geotech. J., Ottawa, Canada*, 1993,30:758-767.
- [76] Pary R H G, Nadarajah V. Observation on laboratory prepared lightly overconsolidated specimens of Kaolin[J]. *Geotechnique*, 1973, 24(3):345-358.
- [77] Peck R B. Deep excavation & tunneling in soft ground. *State-of-the-Art-Report*[C].*Proc*, 7th Int. Con. Soil Mech. Fdn. Engrg., 1969, 226-281.
- [78] Pestana J M, Whittle A J. Formulation of a unified constitutive model for clays and sands[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1999, 23(12): 1215-1243.
- [79] Poh T Y , Wong I H. Performance of two propped diaphragm walls in stiff residual soils[J]. *Journal of performance of constructed facilities*,1997, 11(4):190-199.
- [80] Potts D M, Fourite A B. The Behavior of a Popped Retaining Wall: Result of a Numerical Experiment[J]. *Geotechnique*, 1984, 34(3):383-404.
- [81] Poulos H G, Davis E H. *Pile foundation analysis and design*[M]. Wiley, New York,1980.
- [82] Prevost J H, Plasticity theory for soil stress-strain behavior[J]. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 1979,104(5):1177-1194.
- [83] Prevost J H. Anisotropic undrained stress-strain behavior of clays[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1978, 104(8):1075-1090.
- [84] Ronald F. Scott .”Physical and numerical models” in: *Centrifuges in soil mechanics*[J].*Craig, James & Schofield(eds)* ,1988,103-118.
- [85] Shen C K , Kim Y S. Centrifuge Modeling of Lateral Earth Support[J].*Journal of the geotechnical Engineering Division*.1982, 108(GT9):1150-1164.
- [86] Simpson, B. Retaining structures: displacement and design[J]. *Geotechnique*, 1992, 42(4):541-576.
- [87] Su S F, Liao H J, Lin Y H. Basal stability of deep excavation in anisotropic soft clay [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 1998, 124(9): 809-819.
- [88] Sugimoto. Prediction for the maximum settlements of ground surface by open cut[J]. *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers*,1986, 373(VI):5-11.
- [89] Tavenas F, Leroueil S. Effects of stress and time of yielding of clays[C]. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, 1: 319-326.
- [90] Terzaghi K, Peck R.B. *Soil mechanics in engineering practice*[M]. Wiley, 1948, New York.
- [91] Ukritchon B, Whittle A J, Sloan S W. Undrained stability of braced excavations in clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 2003, 129(8): 738-755.
- [92] Wesley L D. *Influence of Stress Path and Anisotropy on the Behavior of Soft Alluvial Clay*[D], University of London, 1975.

参考文献

- [93] Wheeler S J, Naatanen A, Karstunen M et.al . An anisotropic elastoplastic model for soft clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40:403-418.
- [94] Whittle A J, Hashash Y M.A. Analysis of deep excavation in Boston[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1993,119(1): 69-90.
- [95] Whittle A J. A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles[D]. ScD thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts. 1987.
- [96] Whittle A J. Evaluation of a Constitutive Model for Overconsolidated Clays[J]. Geotechnique, 1993, 43(2): 289-313.
- [97] Wong K S, Brons B B. Lateral Wall Deflection of Braced Excavation in Clay [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering , ASCE, 1989, 115(6):132-138.
- [98] Wood D M. Soil behavior and critical state soil mechanics[M].London: Cambridge University Press,1990.
- [99] Xia H L, An Analysis for Braced Excavations in Clay[D]. University of Newfoundland, Canada,1999.
- [100] Yang Y W, Modeling of anisotropy of natural clays: constitutive laws and identification protocol[D]. Duke University,1997.
- [101] Yee L H, The anisotropy small strain stiffness of completely decomposed tuff and its effects on deformations associated with excavations[D]. The Hong Kong University of Science and Technology, 2005.
- [102] Yue D Y, An anisotropic and time-dependent bounding surface model for clays and its application to a containment system constructed over a soft foundation[D].Columbia University,2001.
- [103] Zdravkovic L, Potts D M, Hight D W. The effect of strength anisotropy on the behavior of embankments on soft clay[J]. Geotechnique, 2002, 52(6): 447-457.
- [104] 地基基础设计规范(DGJ08-11-1999) 条文说明, 上海市工程建设规范, 1999.
- [105] 高文华, 杨林德, 沈蒲生. 软土深基坑支护结构内力与变形时空效应的影响因素分析[J]. 土木工程学报, 2001. 34(5):90-96.
- [106] 龚晓南, 高等土力学[M]. 浙江: 浙江大学出版社, 1998.
- [107] 顾晓鲁, 陈培毅. 基坑的稳定性和变形[J]. 岩土工程技术, 1997, (4):11-12.
- [108] 韩国城, 连镇营, 姚仰平. 一个适用于深基坑开控的三维各向异性模型[J]. 水利学报, 2002, 11:14-19.
- [109] 何颐华, 杨斌, 金宝森, 李瑞茹, 谭永坚, 王铁宏. 深基坑护坡桩土压力的工程测试及研究[J]. 土木工程学报, 1997, 2:16-24.

- [110] 侯学渊, 陈永福. 深基坑开挖引起周围地基土的沉降的计算[J]. 岩土工程师, 1989, (1).
- [111] 黄茂松, 廖俊展, 魏星. 软土应力各向异性及其对深基坑工程的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(4): 502-504.
- [112] 黄茂松, 宋晓宇, K_0 固结粘土基坑抗隆起稳定性上限分析. 岩土工程学报, 2007 (录用待刊).
- [113] 黄茂松, 钟辉虹, 李永盛. 天然状态结构性黏土的边界面弹塑性模型[J]. 水利学报, 2003, 12: 47-52.
- [114] 姜洪伟, 软土的三维各向异性弹塑性本构关系理论及其应用研究[D]. 同济大学博士学位论文, 1995.
- [115] 姜洪伟, 赵锡宏, 张保良. 各向异性条件下软土深基坑抗隆起稳定分析[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(1): 1-7.
- [116] 廖俊展, 黄茂松, 王卫东, 陈峥. 设置抗浮抗拔桩深基坑的三维数值仿真分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(z1): 1370-1373.
- [117] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [118] 刘金元, 软土基坑的离心模型试验研究[D]. 同济大学博士学位论文, 1999.
- [119] 刘明, 饱和软粘土动力本构模型研究与地铁隧道长期振陷分析[D]. 2006, 同济大学.
- [120] 刘维宁, 张弥, 华成. 开挖作用对基坑周围地层工程性质的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(1): 60-64.
- [121] 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[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 89-92.
- [122] 刘元雪, 施建勇. 基于应力空间变换的修正剑桥模型改进[J]. 岩土力学, 2003, 24(1): 1-7.
- [123] 陆新征, 宋二祥. 某特深基坑考虑支护结构与土体共同作用的三维有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 488-491.
- [124] 钱七虎. 迎接我国城市地下空间开发高潮[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(1): 112-113.
- [125] 沈恺伦. 软粘土结构性、塑性各向异性及其演化[D]. 浙江大学博士论文, 2006.
- [126] 沈扬. 考虑主应力方向变化的原状软粘土试验研究[D]. 浙江大学博士论文, 2007.
- [127] 沈珠江. 基于有效固结应力理论的粘土土压力公式[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(3): 353-356.
- [128] 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21 世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95-97.
- [129] 孙德安, 姚仰平, 殷宗泽. 初始应力各向异性土的弹塑性模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(3): 222-226.

- [130] 孙红, 赵锡宏. 软土的弹塑性各向异性损伤分析[J]. 岩土力学, 1999, 20(3): 7-12.
- [131] 孙红, 赵锡宏. 软土的损伤对剪切带形成的影响[J]. 同济大学学报, 2001, 29(3): 278-280.
- [132] 汪中卫. 考虑时间与小应变的地铁深基坑变形及土压力的研究[D]. 同济大学博士论文, 2004.
- [133] 王洪瑾, 张国平, 周克驥. 固有各向异性对击实粘性土强度和变形特性的影响[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3): 1-10.
- [134] 王立忠, 叶盛华, 沈恺伦, 胡亚元. K_0 固结软土不排水抗剪强度[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(8): 970-977.
- [135] 魏星, 黄茂松. 黏土的各向异性界面模型[J]. 水利学报, 2006, 37(7): 831-837.
- [136] 吴春秋. 非线性有限单元法在土体稳定分析中的理论及应用研究[D]. 武汉大学博士学位论文, 2004.
- [137] 夏明耀. 地下连续墙工程的变形机理与环境问题对策[D]. 同济大学, 1990.
- [138] 谢百钧. 粘土层开挖引致地盘移动之预测[D]. 国立台湾科技大学营建工程技术研究所, 1999.
- [139] 徐方京, 谈敬慧. 地下连续墙深基坑开挖综合特性的研究[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(6): 28-33.
- [140] 徐杨青. 深基坑工程优化设计理论与动态变形控制研究[D]. 武汉理工大学, 2001.
- [141] 杨雪强, 朱志政, 韩高升, 何世秀. 不同应力路径下土体的变形特性与破坏特性[J]. 岩土力学, 2006, 12: 2181-2185.
- [142] 姚燕明, 周顺华, 刘建国. 微型桩基挡土墙稳定性离心模型试验[C]. 中国土木工程学会第九届十力学及岩土工程学术会议论文集, 2003, 10: 609-612.
- [143] 殷宗泽, 徐志伟. 土体的各向异性及近似模拟[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 547-551.
- [144] 俞建霖, 龚晓南. 基坑工程变形性状研究[J]. 土木工程学报, 2002, 35(4): 86-90.
- [145] 袁静. 软土地基基坑工程的流变效应[D]. 浙江大学, 2001.
- [146] 袁聚云, 叶朝汉, 赵锡宏. 考虑土体各向异性的深基坑开挖有限元法分析, 地下空间与工程学报, 2006, 2(3): 407-410.
- [147] 袁聚云, 赵锡宏, 杨熙章. K_0 固结条件对上海软土强度和变形影响的试验研究[J]. 勘察科学技术, 1995, 6: 22-25.
- [148] 赵锡宏, 姜洪伟, 袁聚云, 张启辉. 上海软土各向异性弹塑性模型[J]. 岩土力学, 2003, 3: 126-134.
- [149] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京: 北京建筑工业出版社, 2002.

参考文献

- [150]朱百里, 刘国彬. 软粘土深开挖的弹塑性分析[C]. 中国土木工程学会第六届土力学及基础工程学术会议论文集, 上海: 同济大学出版社, 北京: 中国建筑工业出版社, 1991.

致 谢

本文是在导师黄茂松教授的悉心指导下完成的，三年多来导师在学业与生活上给予过我许多教导与帮助令我终生难忘，导师渊博的知识、敏锐的洞察力令我敬佩，导师严谨、认真的治学态度使我受益匪浅，导师为人随和、乐观开朗的生活作风值得我学习。在此，谨向我尊敬的导师表示我最真挚的感谢！

特别感谢河南工业大学的王录民教授！

衷心感谢中国矿业大学的高延法教授，多年来他一直在学业上给予我无私地指导和鼓励，在生活上也给予我无微不至的照顾和帮助，在此谨向他表示我深深的敬意！

感谢山东科技大学的牛学良副教授、梁赛江、刘峰珍讲师！

感谢河南工业大学的李兴照博士！

感谢山东大学的张庆松副教授、张宏博博士、王汉鹏博士！

感谢大学时的同学，他们经常的问候与鼓励给予了我前进的动力；感谢硕士和博士期间我的同学和朋友们，有了他们在生活上和学习上的帮助，使我能够汲取更多的知识。

感谢课题组的钱建固副教授、刘明、陈峰两位博士后以及其他多位师弟、师妹们的无私帮助，和你们在一起的日子令我终生难忘！

特别感谢我的妻子王晓梅女士，十一年来从女友到妻子，时刻伴我左右，在最需要的时候给予理解、给予爱，除却生活上的伴侣，更是我心灵的慰藉！

特别感谢我的父母和家人，多年来你们默默地支持和充分的理解是我进步的最大动力，我唯有以更努力的工作才能作为回报家人的殷切期望与关怀！

本文承蒙国家自然科学基金、上海市科技攻关项目的资助，在此深表谢意！最后，再次感谢所有帮助过我的老师、亲人和朋友！

作者：廖德展

2007年9月于上海

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

廖俊展, 男, 1976年7月生。

1996年9月至2000年7月, 山东科技大学资源与环境工程学院, 获采矿工程专业学士学位;

2001年9月至2004年3月, 山东科技大学资源与环境工程学院, 获采矿工程专业硕士学位;

2004年3月至今, 同济大学地下建筑与工程系, 攻读岩土工程博士学位。

发表论文:

- [1] 黄茂松, 廖俊展等. 软土应力各向异性及其对深基坑工程的影响. 地下空间与工程学报, 2005, 4(1):502-505.
- [2] 廖俊展, 黄茂松等. 某越江通道工程江中风井抗震稳定性研究. 地下空间与工程学报, 2006, 4(2):236-241.
- [3] 廖俊展, 黄茂松等. 深基坑开挖侧向位移的有限元分析研究. 建筑科学, 2006, 3:31-35.
- [4] 廖俊展, 黄茂松等. 设置抗浮抗拔桩深基坑的三维数值仿真分析. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊): 1370-1373.
- [5] 徐力勇, 钱建国, 廖俊展. 静止土压力系数对基坑开挖性状的影响分析. 地下空间与工程学报, 2007 (待刊)

科研项目:

1. 国家自然科学基金项目(10272083), “移动往复荷载作用下流变性软土的长期沉降分析”, 2003-2005.
2. 上海市重大科技攻关项目子课题(04dz12001), “主体工程与支护结构相结合的深基坑工程理论、设计与施工新技术研究”, 2004.8-2005.12.
3. 横向科研项目, “中海长兴岛修船基地滩涂圈围工程监测, 中海工业公司, 2005-2007.
4. 横向科研项目, “上海世博 500KV 地下变抗拔桩基础数值模拟分析, 华东电力设计院, 2005-2007.

附录 I

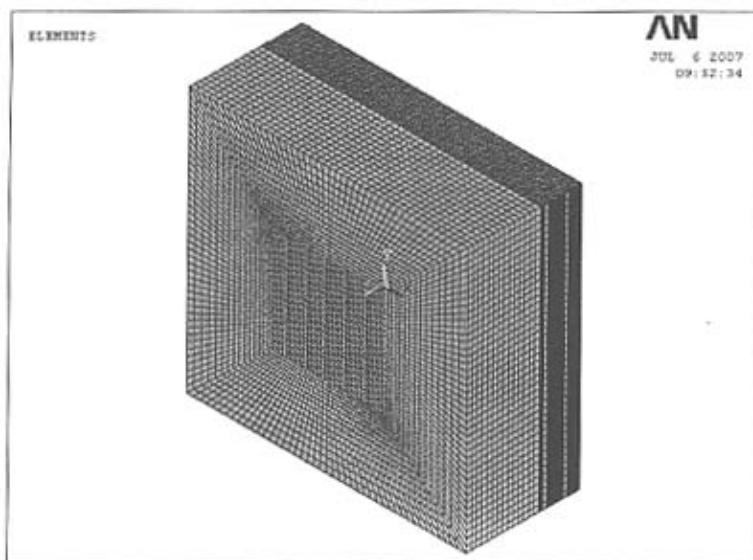


图 I -1 整体有限元模型网格剖分图

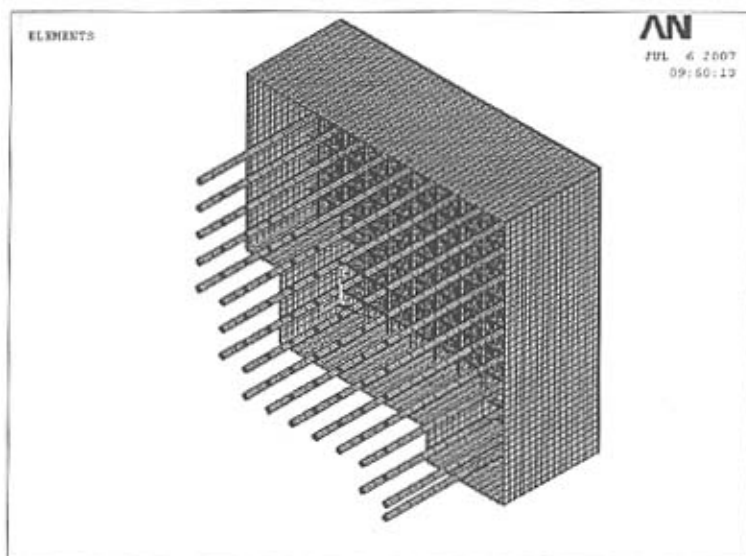


图 I -2 围护体系有限元网格剖分图

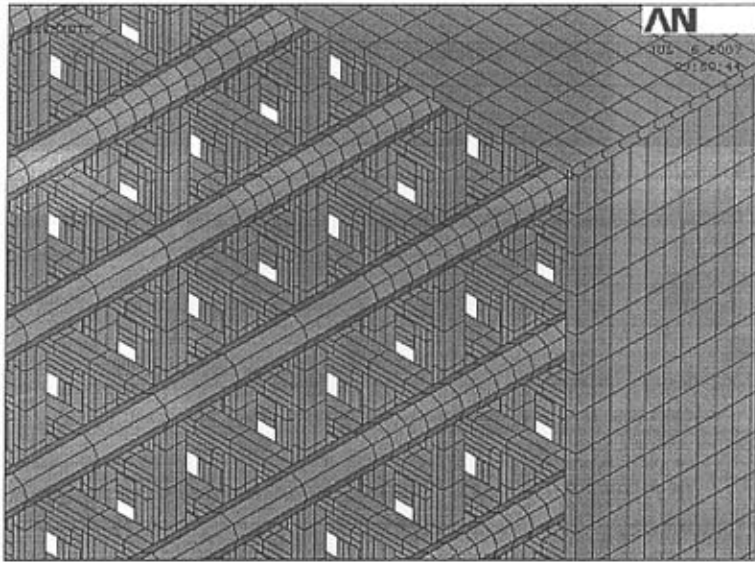


图 I -3 一柱一桩有限元剖分图（部分）

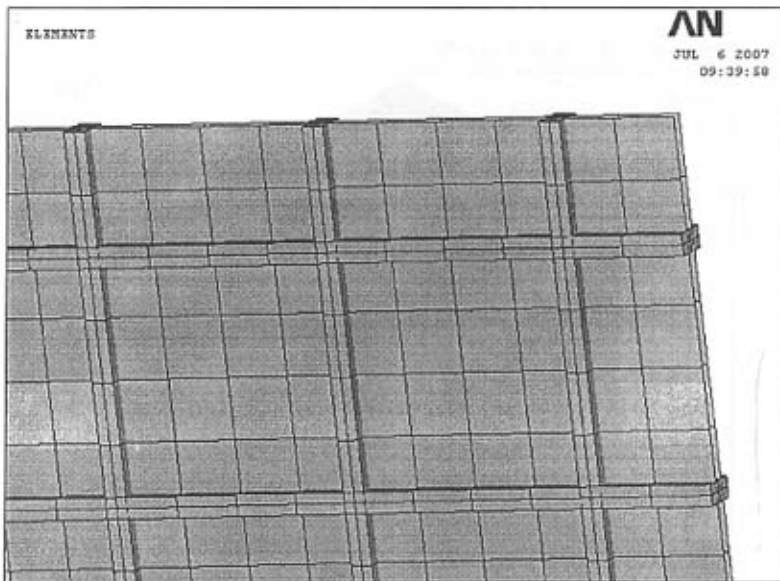


图 I -4 梁板支护体系有限元剖分图（部分）

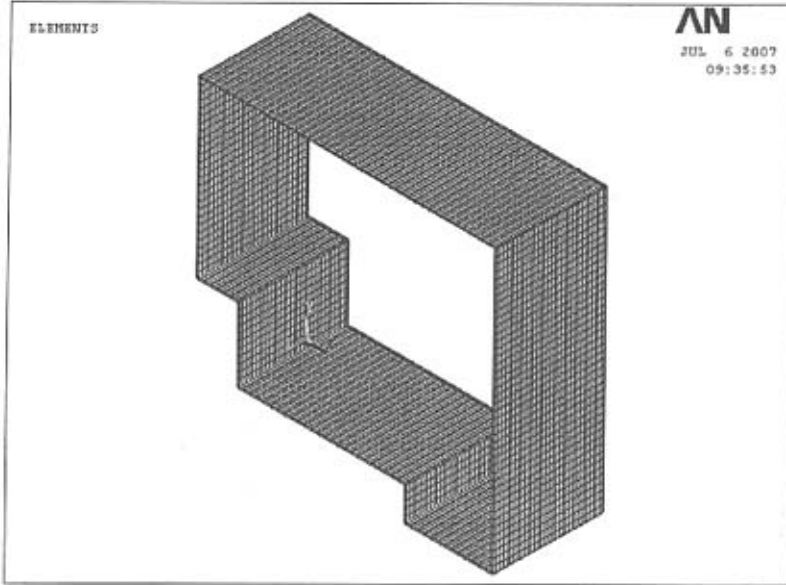


图 I -5 地连墙有限元网格剖分图

附录 II

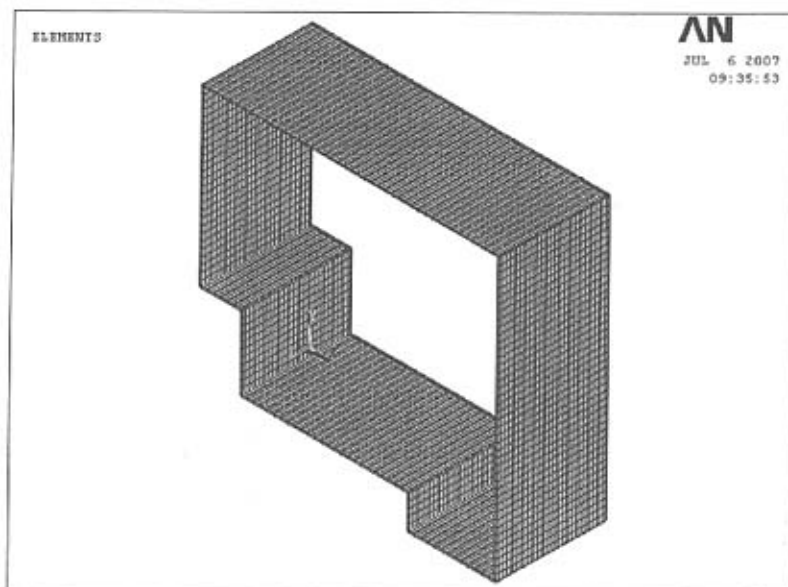


图 II-1 工况 6 时地连墙的水平位移云图 (Drucker-Prager 模型).

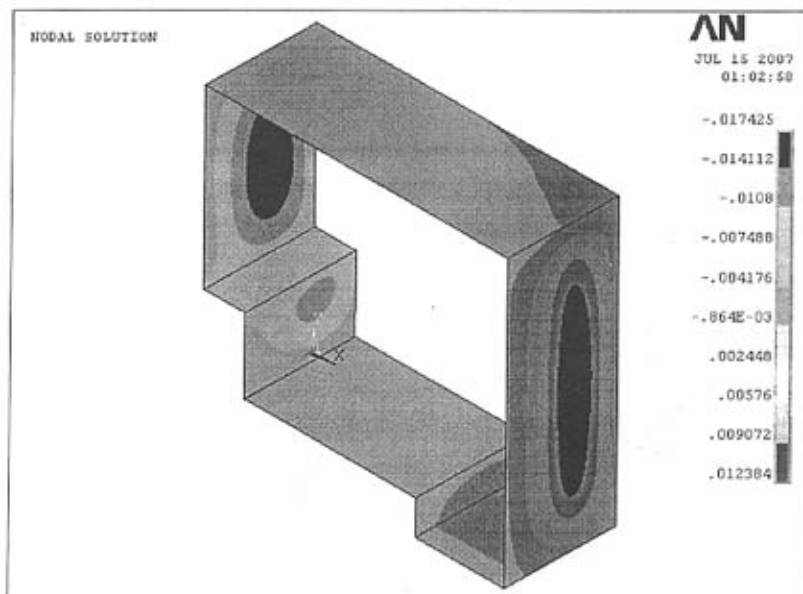


图 II-2 工况 8 时地连墙的水平位移云图 (Drucker-Prager 模型)

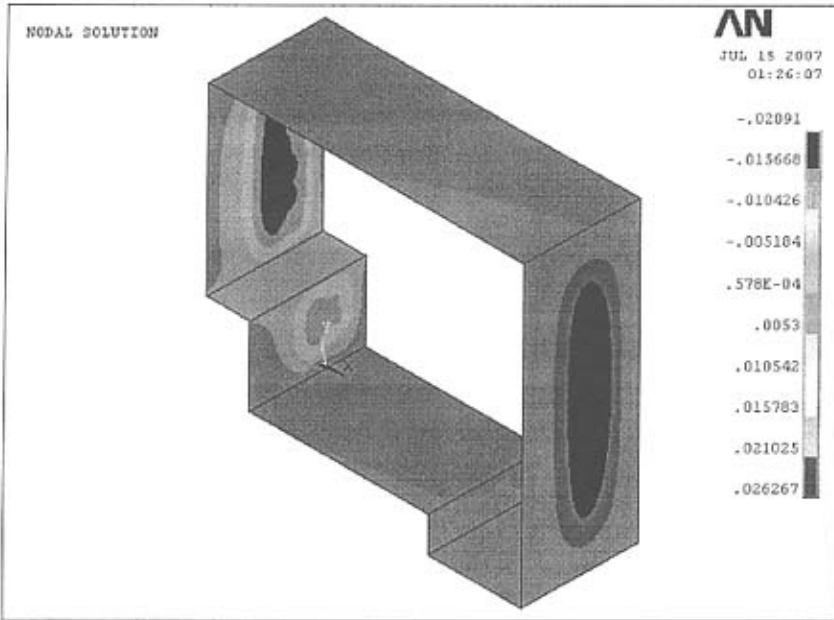


图 II-3 工况 11 时地连墙的水平位移云图 (Drucker-Prager 模型)

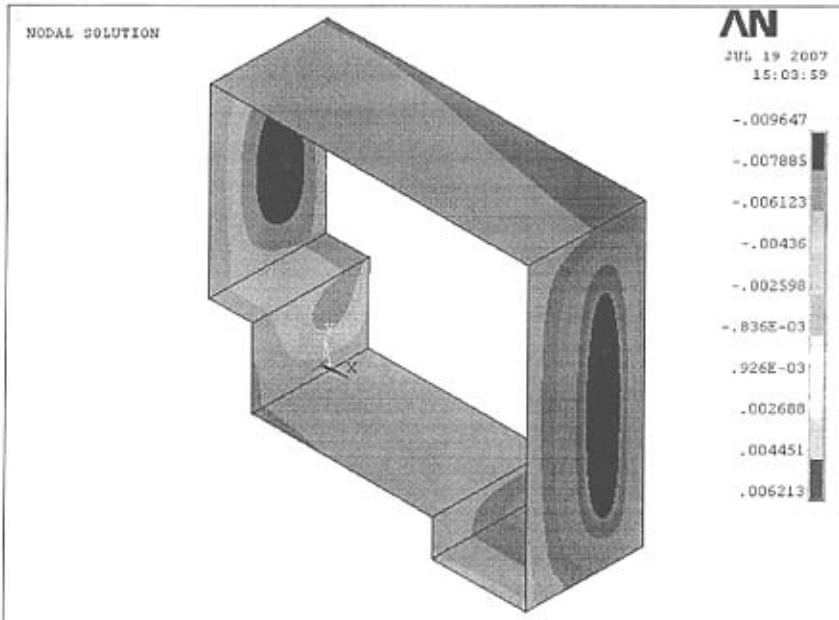


图 II-4 工况 4 时地连墙的水平位移云图 (用户模型)

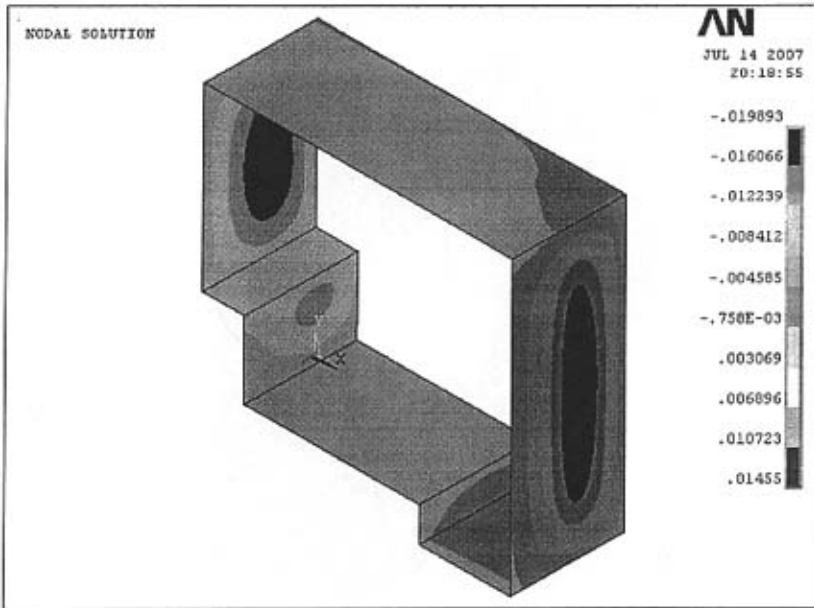


图 II-5 工况 6 时地连墙的水平位移云图（用户模型）

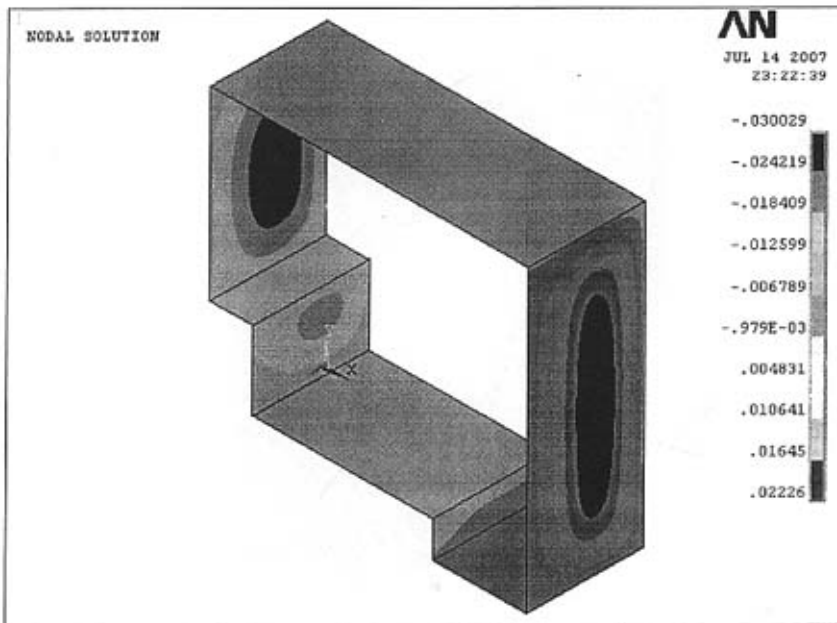


图 II-6 工况 8 时地连墙的水平位移云图（用户模型）

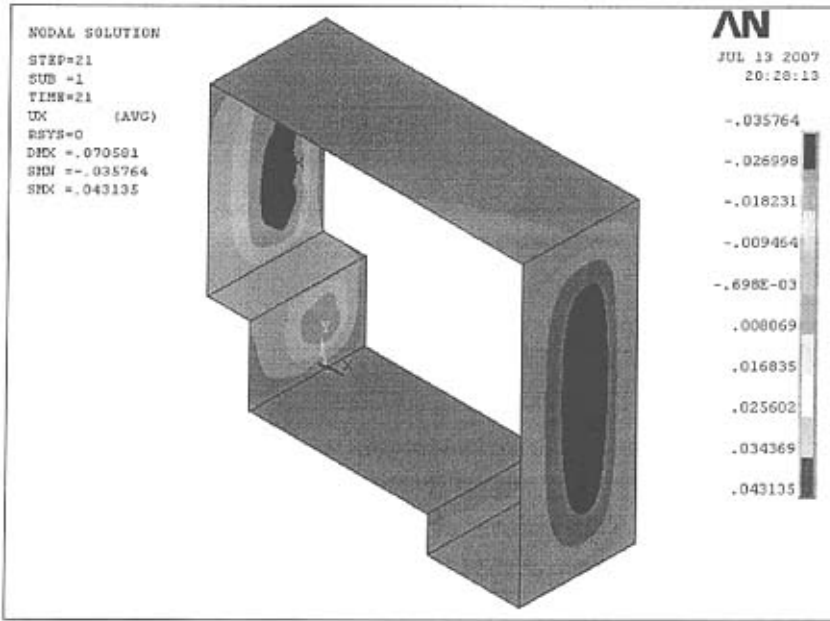


图 II-7 工况 11 时地连墙的水平位移云图（用户模型）

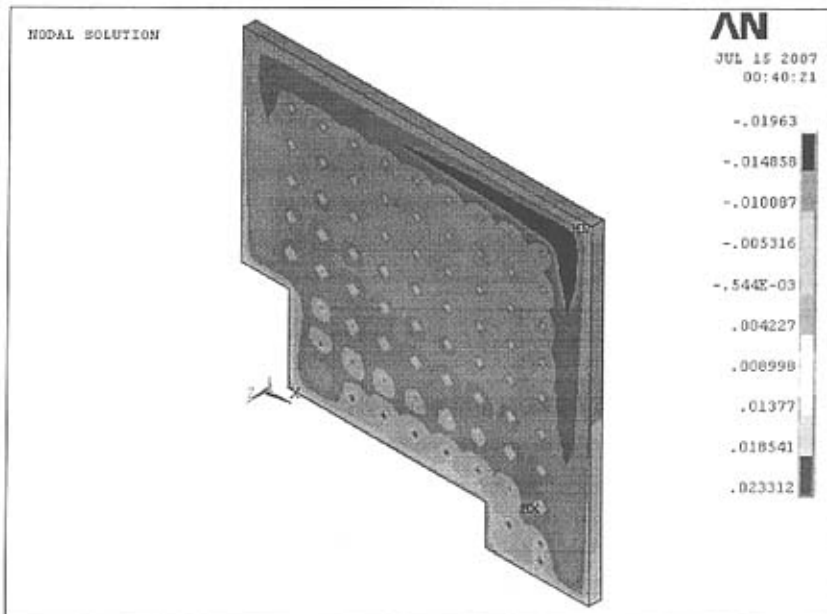


图 II-8 工况 4 时坑底土体隆起变形云图（用户模型）

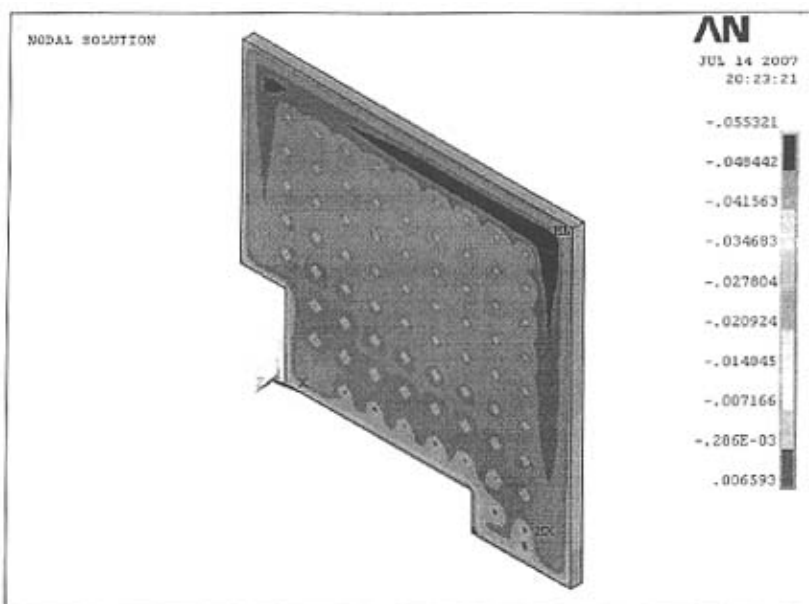


图 II-9 工况 6 时坑底土体隆起变形云图（用户模型）

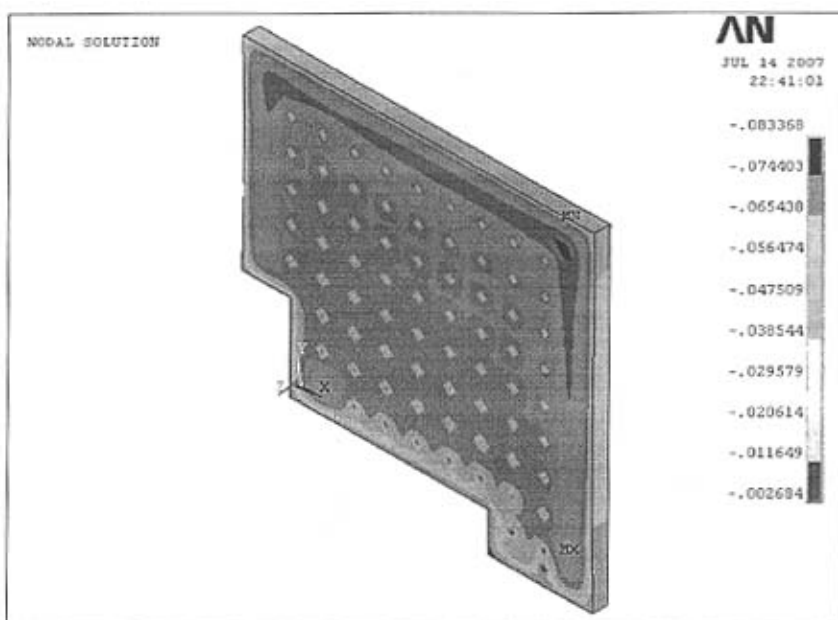


图 II-10 工况 8 时坑底土体隆起变形云图（用户模型）

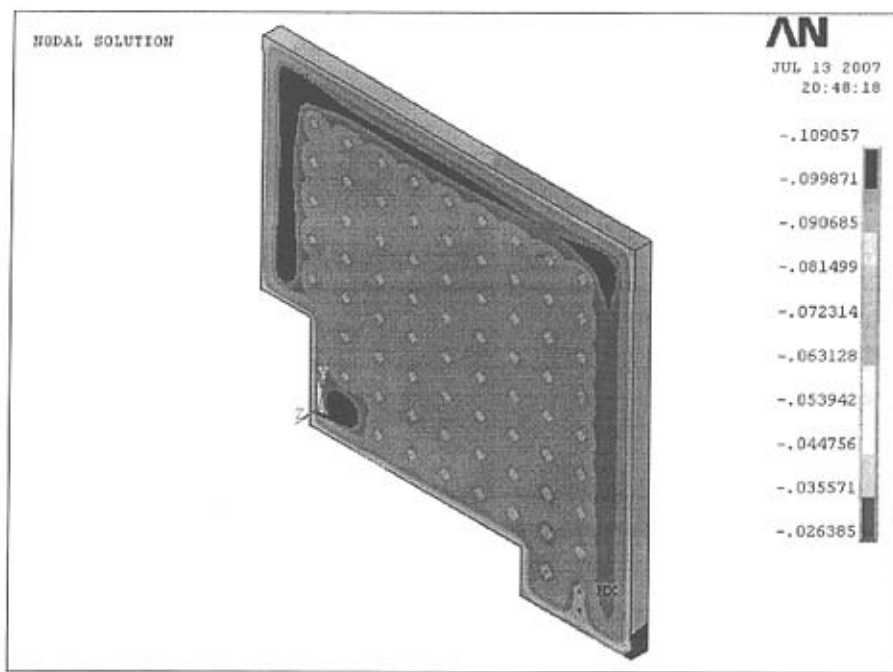


图 II-11 工况 11 时坑底土体隆起变形云图（用户模型）