

摘要

上海市的地铁建设正进入新一轮的发展高峰，由于地下浅层已有大量的基础设施，所以基坑开挖越来越深，然而超深基坑的复杂受力特性以及软土工程性质的复杂性，致使现有的指导支护结构设计的理论还不够成熟，再加上设计和施工等原因，事故仍有发生。为确切了解超深基坑施工过程中的变形规律，本文以上海某地铁车站超深基坑为背景，通过对现场大量实测数据和施工资料的分析，总结了软土超深基坑变形的一般规律、软土流变对基坑变形的影响、预加轴力的衰减规律及分析了适于超深基坑有限元模拟的土体本构模型。主要内容包括以下几个方面：

1. 基于现有理论框架，结合实际施工工况和现场实测资料，总结了超深基坑墙体水平位移、土体水平位移、立柱隆起、地表沉降的一般规律，对基坑变形的空间效应进行了探讨，同时与一般深基坑对比，并提出一些控制相应变形的工程措施。

2. 对软土的流变特性进行简单总结，对于这种盖挖半逆作工程，通过不同工况下有撑变形的比较研究，将围护结构变形分为“开挖变形”和“有撑变形”两部分，分析了开挖变形速率、有撑变形速率和开挖变形累计值、有撑变形累计值的变化规律，提出一些控制有支撑变形的措施。

3. 对施工过程中支撑轴力随工况变化规律进行分析研究并结合上海各地铁车站基坑的最大支撑轴力进行统计，对超深基坑开挖过程中支撑轴力的变化规律及钢支撑预加轴力后两小时内的衰减规律进行了系统的总结分析，并提出一些减少预加轴力衰减的措施。

4. 对本工程采用修正剑桥模型用有限元方法进行模拟，并与实测数据比较分析基坑开挖过程中的变形规律，同时分析了墙-土摩擦系数 μ 和极限摩阻力 t_{\max} 的不同取值对超深基坑变形的影响。

关键词：软土，地铁车站，超深基坑，流变，支护体系，有限元

ABSTRACT

With the rapid development of construction of the urban rail transit network in Shanghai, because of a lot of infrastructure in the underground shallow layer, the excavation is deep more and more. But the complex mechanical characteristics of ultra-deep excavation and the complex properties of soft soil and immature of present theories, there are always a lot of accidents. In this dissertation, we study on a lot of measured data and construction data of a ultra-deep excavation in Shanghai, for understanding more deformation rules during the construction process. Summarizing the deformation rules of the ultra-deep excavation of soft soil, the effect of soft clay rheological characteristics, the rules of attenuation of brace pre axial force and soil constitutive model which suitable for finite element simulation of ultra-deep excavation. Primary content includes several parts as follows:

1. Based on the existing theory frame and construction operation and field measured data, the wall deformation, the soil deformation, vertical displacement of uplift column and ground settlement are analyzed, space-effect of ultra-deep excavation is also elaborately studied which compared with the usual excavation, also some measures to be proposed.

2. Brief review and conclusion of the study status of soft clay rheological characteristics, Deformation of ultra-deep excavation is divided into two phases, 'excavation deformation' and 'bracing deformation'. The effect of 'bracing deformation' on total excavation deformation in different situation is studied for this kind of engineering. The rate and accumulative value of them are studied, some effective method of minimizing 'bracing deformation' are put forward as well.

3. The changement law of strut force and the maximal strut force of several metro stations is analyzed. Summarizing the rules of axial support force during the excavation process and the rules of attenuation of steel support within two hours. Also we put forward some measures for reducing the attenuation of pre axial force.

4. To simulate the excavation with the finite element of the model of modified

Cambridge, and compare with the measured data about the rules of excavation process. Different value of μ and t_{\max} about the impact of ultra-deep excavation are studied.

Keywords: soft soil, metro station, ultra-deep excavation, rheology rule, supporting system, finite element

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：赵明

2009年 3月 20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：赵明

年 月 日

2009年 3月 20日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，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： 赵明

2009年 3月 20日

第 1 章 引言

1.1 研究背景与意义

1.1.1 本文的研究背景

随着“上海市城市总体规划(1999-2020)”实施和 2010 年世界博览会建设,上海轨道交通建设步伐明显加快。按照上海市轨道交通的总体规划,远期上海轨道交通网将由 17 条线路(市域快速线 4 条、市区地铁线 8 条、市区轻轨线 5 条)组成,总长约为 810 公里^[1]。近期规划截至 2010 年上海世博会之前,新建线路近 400 公里,每年有近 100 个车站基坑和近 100 公里盾构区间同时施工。

上海地区的地貌形态属滨海平原地貌类型,在较大的深度范围内均为第四纪松散沉积物,属第四系滨海平原地基土沉积层,主要由饱和粘性土、粉性土以及砂土组成,一般具有成层分布特点。土质软弱、含水量高、降水困难,地质情况对基坑工程十分不利。同时上海轨道交通网的不断扩大,网络中的换乘节点越来越多,地铁工程施工深度越来越深,根据对上海市在建和拟建的 95 个地铁车站基坑进行的统计结果来看,车站标准段深度超过 15 米的占 92%,超过 20 米的占 31%,端头井超过 15 米的甚至达到了 100%,超过 20 米的占 35%^[2]。

根据国内有关深基坑定义的研究,将深度大于 7m 的基坑定义为深基坑;至于超深基坑的开挖深度界线国内未有明确的定义,工程界通常默许开挖深度超过 15m 的基坑为超深基坑;赵锡宏、杨国祥等(1997)将开挖深度 20m 作为软土地区超深基坑的深度界限,其理由是“当开挖深度接近 20m 时,各测点的实测水平位移均出现位移速率突然增大的现象,说明此时基坑内外的土面高差所形成的加载的作用,使基坑周围土体产生较大的塑性区,引起基坑变形的加速进行”。但无论如何定义,目前上海市地铁基坑大部分都属于超深基坑范畴,甚至出现了四号线董家渡修复工程(41 米)和宜山路车站(30 米)这类特深基坑工程。

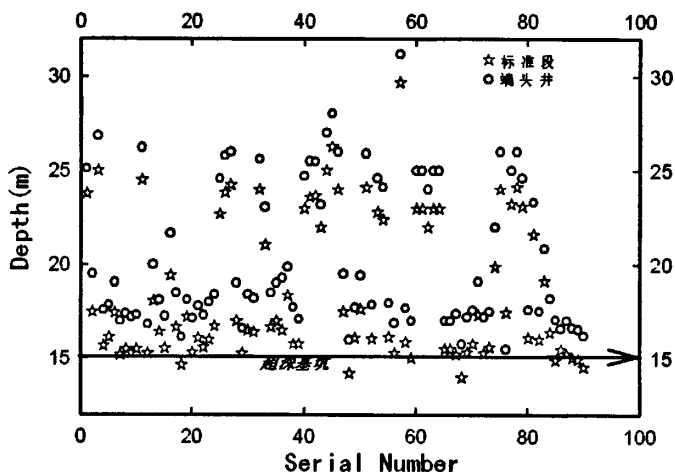


图 1.1 上海地铁基坑深度分布图

超深基坑围护结构的变形规律与一般深基坑有很大的区别，其深度效应尤其明显，开挖到某一深度后，其地墙位移和弯矩并不像一般基坑那样继续增大，而是处于相对稳定的状态；且主、被动土压力形式也与传统使用的基坑设计方法中的荷载形式存在较大区别。在超深基坑开挖过程中，土压力的动态变化受到施工进度、土体沉降、墙体挠曲、施工机械布置等各种因素影响而变得异常复杂，它是荷载作用与结构变形、土体与墙体变形协调的结果。其次，由于土层的不均匀性和流变性更增加了问题的复杂性；承压水的影响在超深基坑设计中也不容忽视。超深基坑的实践已经走在了理论的前头，但未来超深基坑的建设仍然需要成熟的理论来指导，所以建立超深基坑的理论已经成为迫在眉睫的事情。

基坑的变形控制和治理问题是岩土工程的一个十分热门的课题，国内外的学者对此作过不少研究。但超深基坑变形控制与治理问题并未得到圆满解决，主要存在问题如下：

(1) 现有超深基坑的设计方法不能准确预测其变形，超深基坑围护结构的变形规律与一般深基坑有很大的区别，其深度效应尤其明显，且开挖到某一深度后，其地墙位移和弯矩并不像一般基坑那样继续增大，而是处于相对稳定的状态，这一现象表明一般基坑的设计理论已经不适用于超深基坑的设计，且超深基坑往往由于深度原因，使得承压水的影响在超深基坑设计中不容忽视，再

加上土的本构关系的复杂性，土分层的不均匀性，岩土工程的区域性等众多因素，从而导致超深基坑的变形控制问题悬而未决，给超深基坑工程的设计、变形控制与治理带来了极大的难度。

(2) 缺乏合理系统的超深基坑的变形控制方法。超深基坑工程的施工扰动远大于一般深度的基坑工程，由于超深基坑的开挖深度大，被动区土样处于较高的应力状态，土体流变性表现得愈加明显；另外，由于超深基坑的变形影响范围大，变形量值大，因而超深基坑工程的施工对坑内及坑周土体的扰动也远大于一般深度基坑工程。且由于深度的增大，坑底位于承压水层，上部地墙、支撑及立柱等的重力作用能否抵抗土体的隆起效应。高水头差作用下，更进一步增大了变形控制的难度。在多因素、高难度，多不确定性的情况下，寻求治理和控制超深基坑的施工扰动的系统方法便成为当务之急。

(3) 超深基坑工程往往处于房屋和生命线工程的密集地区，其周围环境要求极高，以往的对于建筑物保护的研究中，多基于低层、多层建筑物的研究较多，其已经在实践中得到了验证，但是对邻近高层建筑物特别是10层以上建筑物的影响分析和控制技术研究少之又少，这已经成为迫切需要解决的问题。

对于超深基坑的设计和施工，无现成经验可循。周围地层易扰动变形，对邻近建筑物影响大，开挖时基坑底部的稳定性及发生管涌、流砂等的可能性及预防措施等问题多，必须开展专项研究。

1.1.2 本文的研究意义

在基坑的变形控制设计中，变形预测分析是其核心内容之一。在基坑制订支护方案时，一般希望能较准确地预测基坑的变形及其对周边环境的影响程度，进而采取合理的支护方案和相应措施。由于超深基坑的复杂受力特性以及软土工程性质的复杂性，致使现有的指导支护结构设计的理论还不够成熟，即理论滞后于实践，再加上设计和施工等原因，事故仍有发生。基于现有的理论框架，结合具体的工程实例对软土超深基坑变形的一般规律进行了研究并和上海软土基坑的历史数据进行了对比分析；从软土流变性理论出发分析了基坑围护体系变形与时间的关系，指出有支撑暴露时间在基坑总变形不容忽视；同时在进行预加轴力的施工中，分析了支撑轴力两小时内的衰减情况，并进行了定量总结，对后续预加轴力施工有一定的参考价值。在分析软土流变性的同时，本文较为

完整地总结了软土超深基坑变形的一般规律，可为此类超深基坑工程的分析提供借鉴作用，文中对软土超深基坑流变性的研究可以为基坑支护结构的设计和 分析方法提供参考依据，在理论分析基础上提出的减小围护结构变形的工程措施对实际工程有一定的指导意义。

1.2 国内外研究现状综述

1.2.1 基坑支护体系变形研究

基坑变形主要包括以下三个方面^[3]：（1）围护墙的位移及变形，包括墙体的侧向变形和竖向变形；（2）基坑底部隆起；（3）围护墙后地表沉降。这三个方面相互关联。其中墙后地表沉降是反映基坑变形程度的一项重要内容，根据墙后地表沉降的大小，可以推测出周围建筑物和管线的变形情况，从而对基坑变形的环境影响进行评估^[4]。

国内外学者很早就开始了基坑变形形状方面的研究，Peck(1969)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、挪威奥斯陆等地的现场地表观测资料，提出对不同土层分析墙后地表沉降和沉降范围的经验关系曲线以及相应的经验估算方法。如图 1.2 所示，该曲线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^[5]。

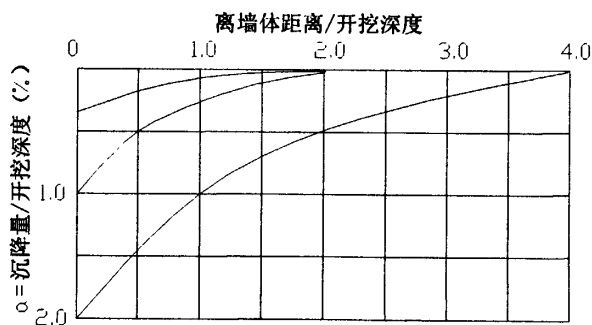


图 1.2 墙后地表沉降沉降分区 (Peck, 1969)

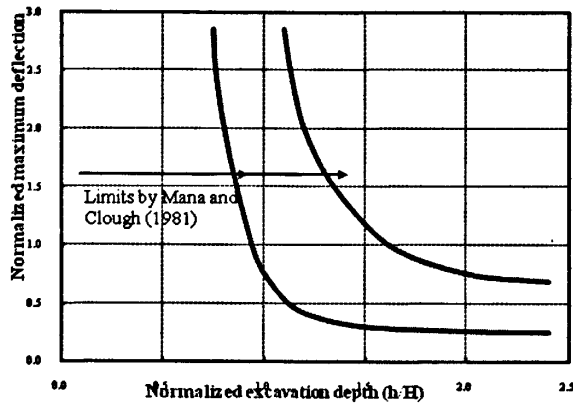


图 1.3 实测抗隆起安全系数与归一化最大墙体位移关系 (Mana & Clough, 1981)

Mana(1981)通过对几个粘性土中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 $\delta_{h, \max}$ 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。其具体性状如图 1.3 所示^[6]。

Sugimoto(1986)通过对 84 个基坑最大地表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的系数的关系通过基坑的地质条件来确定^[7]。

Thomas(1981)通过对大量实测数据和模型试验结果比较, 得出墙体位移与地表沉降的变化规律, 即墙体位移与地面沉降之比的极限值对于支撑式基坑约为 0.6, 而对于悬臂式基坑则为 1.6^[8]。

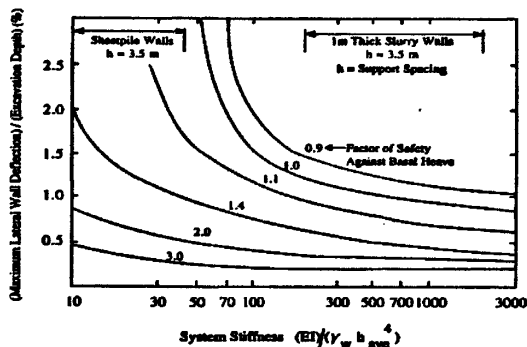


图 1.4 最大侧向变形、系统刚度及抗隆起安全系数关系(Clough, 1990)

Clough & O'Rourke (1990)对在软至中软粘土中的基坑,给出了最大侧向变形与系统刚度及基坑抗隆起安全系数三者之间的关系图表,如图 1.3 所示,图表主要被分为两个区域,一个是对采用板桩支护的基坑,另一个对采用地下墙支护的基坑。在相同的抗隆起安全系数的条件下,使用板桩支护的侧向变形要比采用地下墙支护的要大。当基坑抗隆起安全系数低于 1.5 时,最大侧向变形增加得非常快^[9]。

Hashash(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,达到了对基坑周围的建筑设施的保护。图 1.5 给出了其最大侧向变形数值分析结果的总结,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^[10]。

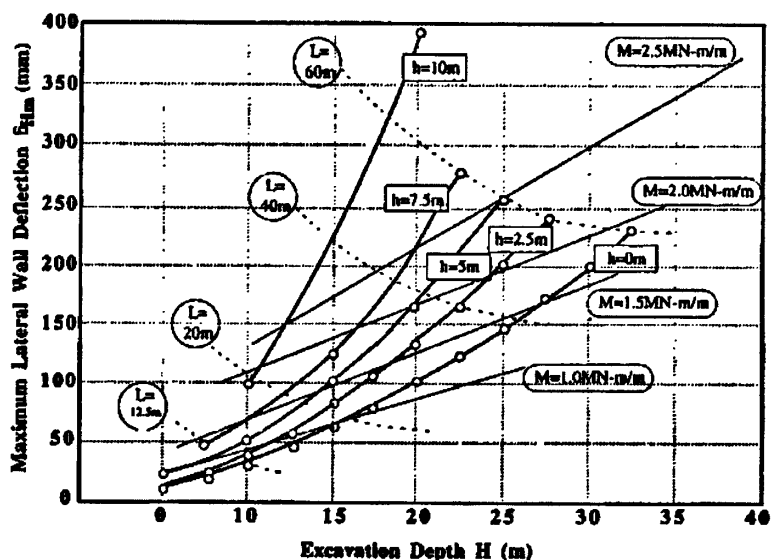


图 1.5 最大侧向变形、开挖深度及支撑间距关系(Hashash, 1992)

Ou(1993)通过台北的 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^[11]。

在国内,侯学渊(1989)用以非线性的 Biot 固结理论为基础的有限元和无限元耦合计算方法,结合若干工程实测资料,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侧移线形状相似,将墙体变形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,并在上海

及其它软土地区得到广泛的应用^[12]。

另外，曾国熙(1988)、应宏伟(1997)等通过比较支撑刚度、挡墙刚度、开挖形状和土的力学性质等对土体沉降的影响，得出了一些关于基坑形状、固结等具体因素对土体沉降影响的结论^[13]。

李亚(1999)^[14]对地层补偿法进行了修正，得出软粘土筒单位移场表达式为： $\delta_x = \delta_y = f(x+y)$ ；引入收缩系数 α ，给出了位移场曲线部分的土体位移场的具体表达式。

1976年，Goldberg根据63个基坑工程的实测资料分析了围护结构的最大变形与土层条件及支护方式的关系。结果表明，在砂土、砂砾和硬粘土地层中，75%的基坑的围护结构最大侧移小于0.35%倍的开挖深度，且墙体类型和支撑方法对变形的影响不大；而在软粘土地层中，65%采用钢板桩或企桩围护的基坑的围护结构最大侧移大于1%倍的开挖深度，连续墙较钢板桩等柔性围护的变形要小得多，且其最大侧移一般约为0.25%倍的开挖深度^[15]。

1997年，Wong分析了新加坡中央快速公路二期工程中若干基坑的数据。结果当软土厚度小于0.9H时围护结构最大侧移小于0.35%H，而当软土厚度小于0.6H时最大侧移小于0.2%H。且锚拉支撑侧移小于内支撑的侧移，而首道支撑靠近地表是控制变形的有效方法^[16]。

1999年，刘兴旺分析了杭州和上海地区的15个采用常规顺作法基坑的资料，结果表明围护结构的最大侧移基本落于0.2%H~0.9%H的范围内。其上限较Ou统计的台北地区的变形要大，这是由于杭州和上海地区存在较深厚淤泥质粘土且抗剪强度低的缘故^[17]。

1990年，Clough根据若干工程案例数据的分析给出了墙后地表沉降的分布，如图1-6所示。对于砂土和硬粘土，建议沉降剖面为三角形分布，最大沉降发生在紧靠墙后的土体处（图1-6(a)(b)），沉降的影响范围分别为2H和3H。对于软至中点坚硬的粘土，典型的无量纲化沉降剖面如图1-6(c)所示，最大沉降发生于0~0.75H的范围内，且沉降影响范围为2H。Clough的统计结果还表明，最大沉降的平均值约为0.15%H^[18]。

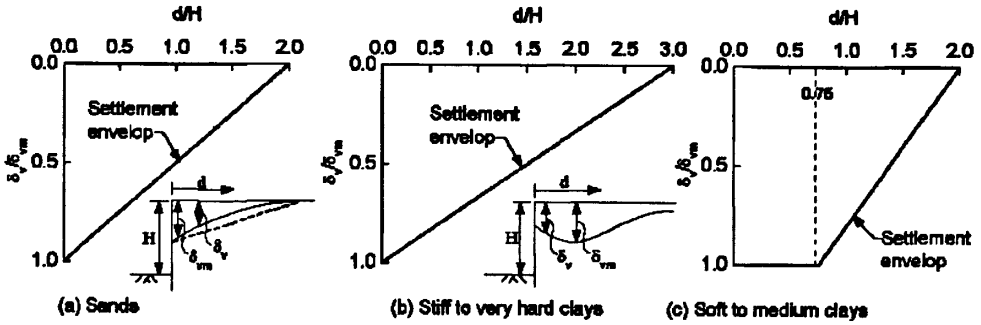


图 1.6 不同土体类型中的基坑开挖墙后地表沉降的分布 (Clough, 1990)

1998 年, Hsieh 根据 Ou 的研究更进一步地给出了三角形和凹槽型两种沉降型态的预测方法分别如图 1-7 (a)、(b) 所示, 并提出了主影响区域和次影响区域的概念。三角型和凹槽型沉降的影响范围均包括主影响区域和次影响区域, 且主影响区域的范围为 2 倍的开挖深度, 而次影响区域为主影响区域之后的 2 倍开挖深度。在主影响区域的范围内, 沉降曲线较陡, 会使建筑物产生较大的角变量, 而次影响区域的沉降曲线较缓, 对建筑物的影响较小。对于三角型沉降, 给出了如图 1-7 (a) 所示的预测曲线 (直线 a-b-c)。对于凹槽型沉降, 给出了如图 1-7 (b) 所示的预测曲线, 认为最大沉降发生在距离墙后 $0.5H_e$ 的位置处, 其中 H_e 为开挖深度, 而紧靠墙体处的沉降为最大沉降 0.5 倍^[19]。

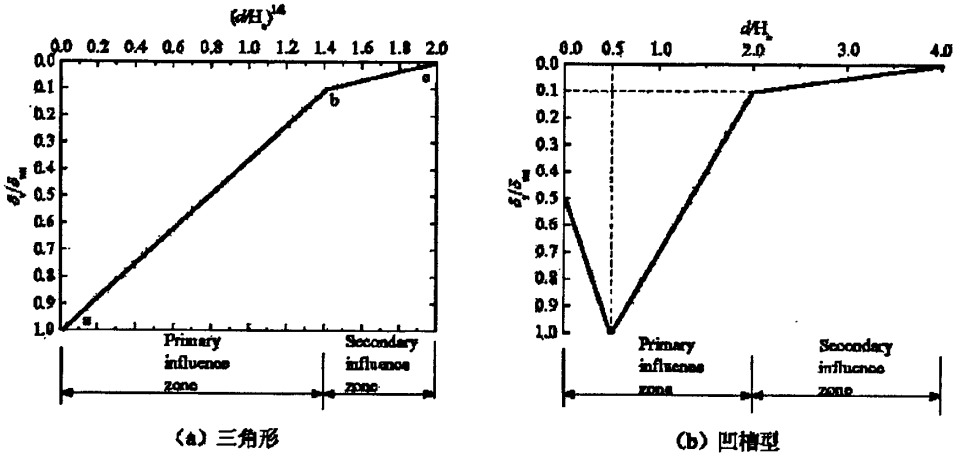


图 1.7 三角形和凹槽形沉降预测方法 (hsieh, 1998)

陈卫星^[20]从若干工程立柱的实测位移分析了深基坑立柱下沉或上浮现象,

并提出了注意事项和应对措施,但未能给出立柱沉降和上浮的判据和位移的计算方法。刘清阳^[21]通过对基坑开挖引起支撑立柱抬升与沉降的原因分析,初步分析了逆作法施工时支撑立柱产生不均匀沉降的原因。毛金萍^[22]在分析了立柱的竖向位移机理的基础上,提出了控制立柱竖向位移的有关措施。谢雄耀^[23]采用三维有限元法对逆作法施工的全过程进行了分析,探讨了各个工况下墙体与支撑柱的沉降结果。从上面的有关研究可以看出,目前尚无关于计算立柱和立柱桩竖向位移的有效方法。

1.2.2 基坑变形的时间特性研究

基坑开挖引起土体的应力状态的改变,在处于具有流变地层的基坑中,土的流变特性对于基坑的变形控制至关重要,这在控制变形要求高的基坑工程中更为突出。即使在同一工况下,围护结构变形也会随着开挖暴露时间的延长而增大,直到稳定或引起基坑因变形过大而破坏。

针对基坑开挖中出现的时间效应问题,Clough(1971)^[24]建议用快慢分析法确定施工周期较长的开挖工程变形的上、下限。

夏冰等(1997)^[25]通过室内流变试验,对上海地区饱和灰色粘土和淤泥质粉质粘土的流变特性进行研究,并建立其本构模型。然后应用其试验结果对基坑工程进行流变时效分析。

姜朋明等(1998)^[26]分析了深基坑开挖过程中基坑变形的时间效应,认为在饱和软土地区,时间效应对基坑变形影响较大,在设计施工过程中应充分考虑时间效应,加强对现场监测,进行信息化施工组织。

吴兴龙等(1999)^[27]指出在基坑设计工作中,应充分考虑时空效应,做到“随挖随支”,约束其变形的产生,以减小土体强度的衰减而增加围抗结构的稳定性和安全性。

陈洋(2000)^[28]运用线性粘弹-粘塑流变模型编制有限元程序对上海永银大厦深基坑工程进行了严格的模拟,认为在软土地基条件下深基坑开挖工程的自身安全及对相邻环境的影响程度与开挖时间密切相关。

应宏伟,谢康和(2000)^[29]将 Biot 固结有限元法用于饱和软粘土地基深基坑性状的研究,分析了土体超静负孔压的分布和分步开挖工程中的固结效应,阐述了开挖速率的影响。

覃海婴等(2001)^[30]考虑应力路径对软粘土应力与应变关系的影响,在粘弹塑性本构模型的基础上编制二维有限元程序。对一组开挖时间与间歇时间不同的基坑工程进行分析,得到支护体系变形的时间效应及一些规律。

张燕凯等(2002)^[31]运用曲线拟合的方法并结合考虑土体蠕变等特点,初步建立考虑开挖深度和时间效应的土压力计算公式。为土压力的计算分析提出了一种新思路。

张伟等(2003)^[32]介绍了利用土体的流变曲线确定其流变本构模型和模型参数的过程,对土体的粘弹塑性流变问题进行了有限元分析,编制了考虑土的流变特性的深基坑支护桩有限元计算程序,进行了实例计算。

吴波等(2004)^[33]使用基于弹-粘塑性模型的三维有限元程序对某城市浅埋隧道工程在开挖过程中地表和围岩的变形进行了分析,认为进行时空效应分析是非常有必要的。

傅艳华等(2005)^[34]采用 Plaxis 软件,在反分析获取软土流变粘弹塑性模型参数的基础上,开展了模型参数验证和基坑变形规律的研究。模型能较好地反映软土中基坑变形随时间变化的流变特性,为信息化施工的实施提供了有效途径。

1.2.3 基坑变形的数值模拟研究

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,在基坑工程中也得到了广泛的应用。针对有限元在基坑工程中的应用国内外专家进行了大量的研究工作。

模拟基坑开挖问题的有限元分析起源上世纪七十年代, Morgenstern&Eisenstein(1970)^[35]通过弹性的方法分析了边界条件的影响以及侧向土压力的变化。

Wong (1971)^[36]分析了有支撑基坑的开挖性状; Tsui(1974)研究了锚拉支护结构的性状; Lade-Duncan(1976)对砂土提出了一个弹塑性本构模型。

Clough(1977)^[37]认为对于临时开挖问题,采用非线性弹性和弹塑性模型具有足够的精度。但考虑土体各种特性的不同本构关系还是得到了广泛应用。

Potts(1984)^[38]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。

此外，Yang(1989)^[39]用有限元法研究了基坑工程中超静孔压的消散规律，Boral(1989, 1990)用数值模拟方法研究了开挖土体中出现的弹塑性性状；Finno&Hardhats(1991)结合实际工程，对有限元法在开挖中的实现过程作了深入的探讨。

在国内，曾国熙（1988）^[40]通过饱和粘土的不同应力路径的 CIU 试验，基于试验结果建立了相应的模量方程，并将其应用于软粘土基坑开挖的非线性有限元分析，并成功地应用于杭州某一基坑工程实例的分析。在此基础上，应宏伟（1997）将平面有限元法用于基坑性状的分析，研制了考虑土的固结与变形耦合作用、土与结构相互作用和模拟复杂的分步开挖过程的深基坑有限元分析程序 CFEAE。该程序中采用了更合理的开挖等效荷载的计算方法，在曾国熙（1988）考虑应力路径的基础上进一步考虑了应力历史的影响。

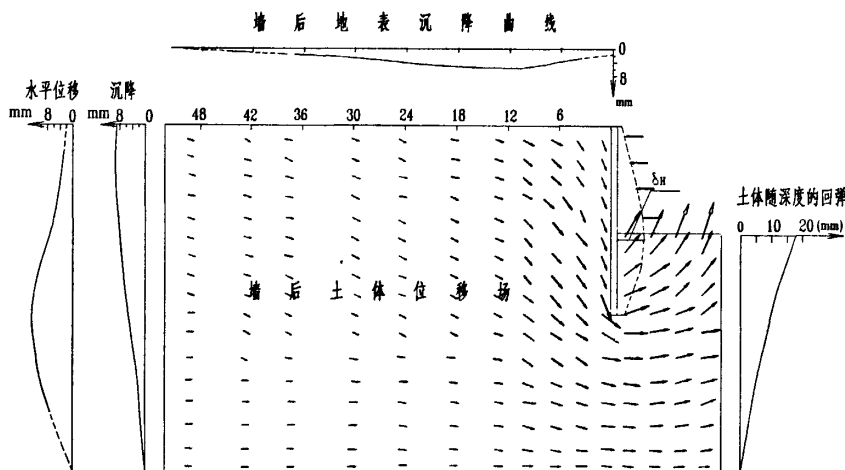


图 1.8 有限元计算位移场（刘建航、刘国彬，1991）

刘建航、刘国彬(1991)^[41]采用平面弹性有限元法，计算了条形基坑墙后地层各点位移值（如图 1.8）。

1.3 本文的研究内容

在软土地区的地铁建设中，环境保护等级要求越来越高，深基坑开挖不仅要保证基坑本身的安全与稳定，更要有效控制基坑周围土层变形以保护周围环境，施工控制已由强度控制上升为变形控制。由于软土的流变特性和基坑周围环境的多样性，土体及支护结构的变形规律变得异常复杂。本文对软土超深基坑的变形规律进行了系统的分析，主要做了以下几方面的工作：

1. 总结了软土超深基坑变形的一般规律，对影响基坑安全性状的主要因素如：围护墙体变形、土体水平位移、地表沉降、立柱隆起等与上海软土基坑的历史数据进行了对比分析。

2. 在软土流变理论的基础上，分析了围护结构变形与时间的关系，得出有支撑暴露变形在基坑总变形中不容忽视，并且提出了减小有支撑暴露变形的工程措施。

3. 对实测的支撑轴力进行了动态分析，针对预加轴力的衰减情况进行了初步研究并提出了减少预加轴力衰减的措施。

4. 采用修正剑桥模型用有限元进行模拟并与实测数据对比，分析了适合超深基坑的土体本构模型及接触面参数对其影响。

1.4 本文的研究路线

地下工程是一门实践性很强的学科，由于研究对象——土与结构相互作用的特殊性和复杂性，单纯的理论研究无法找到完全精确的解答，课题的研究成功与否是以工程实用性为衡量尺度的。因此，本论文的研究工作紧密结合工程实践，从工程实践和现场实测规律入手，将理论分析和计算与工程实际紧密结合，并采用现代化信息手段进行数据采集和分析，最终在具体工程实践中检验和修正研究成果的准确性和合理性。研究中始终遵循“理论导向、经验判断、实测量、精心监控、反馈施工”的理论和实践相结合的路线。

第2章 超深基坑支护体系变形规律及对周边环境的影响研究

2.1 概述

基坑的变形控制和治理问题是岩土工程的一个十分热门的课题，国内外的学者对此作过不少研究。但超深基坑变形控制与治理问题并未得到圆满解决，主要存在问题如下：

(1) 现有超深基坑的设计方法不能准确预测其变形，超深基坑围护结构的变形规律与一般深基坑有很大的区别，其深度效应尤其明显，且开挖到某一深度后，其地墙位移和弯矩并不像一般基坑那样继续增大，而是处于相对稳定的状态，这一现象表明一般基坑的设计理论已经不适用于超深基坑的设计，再加上土的本构关系的复杂性，土分层的不均匀性，岩土工程的区域性等众多因素，从而导致超深基坑的变形控制问题悬而未决，给超深基坑工程的设计、变形控制与治理带来了极大的难度。

(2) 缺乏合理系统的超深基坑的变形控制方法。超深基坑工程的施工扰动远大于一般深度的基坑工程，由于超深基坑的开挖深度大，被动区土样处于较高的应力状态，土体流变性表现得愈加明显；另外，由于超深基坑的变形影响范围大，变形量值大，因而超深基坑工程的施工对坑内及坑周土体的扰动也远大于一般深度基坑工程。且由于深度的增大，坑底位于承压水层，上部地墙、支撑及立柱等的重力作用能否抵抗土体的隆起效应。高水头差作用下，更进一步增大了变形控制的难度。在多因素、高难度，多不确定性的情况下，寻求治理和控制超深基坑的施工扰动的系统方法便成为当务之急。

(3) 超深基坑工程往往处于房屋和生命线工程的密集地区，其周围环境要求极高，以往的对于建筑物保护的研究中，多基于低层、多层建筑物的研究较多，其已经在实践中得到了验证，但是对邻近高层建筑物特别是10层以上建筑物的影响分析和控制技术研究少之又少，这已经成为迫切需要解决的问题。

对于超深基坑的设计和施工，无现成经验可循。周围地层易扰动变形，对邻近建筑物影响大，开挖时基坑底部的稳定性及发生管涌、流砂等的可能性及预防措施等问题多，因此，本章将对支护结构变形的一般规律进行全面分析，

并将讨论超深基坑开挖对周边环境的影响程度。

2.2 工程背景

上海市轨道交通 7 号线某车站工程，其周围多为商铺及多层住宅楼，局部距常熟路 203 号市级重点保护建筑物仅 3m 左右，在 1 号出入口附近有民国时防空洞存在，南端头井与运行的地铁 1 号线隧道仅 15 米左右。在车站结构的南侧，有运营的上海轨道交通 1 号线；东侧有赛华公寓、淮海大楼、以及赛华公寓与淮海大楼之间的一幢独立别墅；西侧有外贸局工艺品常熟路住宅楼、中波海运公司职工住宅三号楼和二号楼、上海市疾病预防控制中心三号楼等建（构）筑物，周边环境要求非常严格。车站为地下三层岛式车站，车站主体为双柱三跨结构，采用“两明两暗”施工方法。其中南端头井已交付盾构施工。场地地势较为平坦，地面标高（吴淞高程）一般在 2.29~3.07m 之间。地貌形态单一，属滨海平原地貌类型。根据周围环境条件和设计要求，车站主体基坑保护等级为一级，附属结构基坑保护等级为二级。

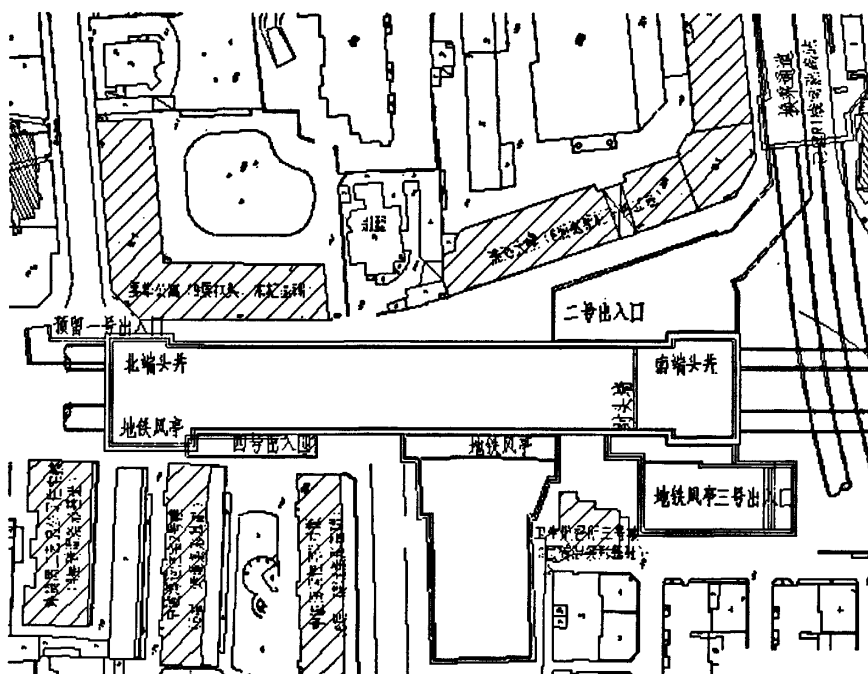


图 2.1 车站周边保护建筑示意图

2.2.1 工程概况

1 车站结构工程及结构防水

该车站结构长 157.2m，标准段宽 22.8m。车站地下连续墙厚 1000mm，墙深 52m。标准段基坑开挖深度约 24.3m，端头井基坑开挖深度约 25.9m。该车站平面位置示意图见下图 2.2。

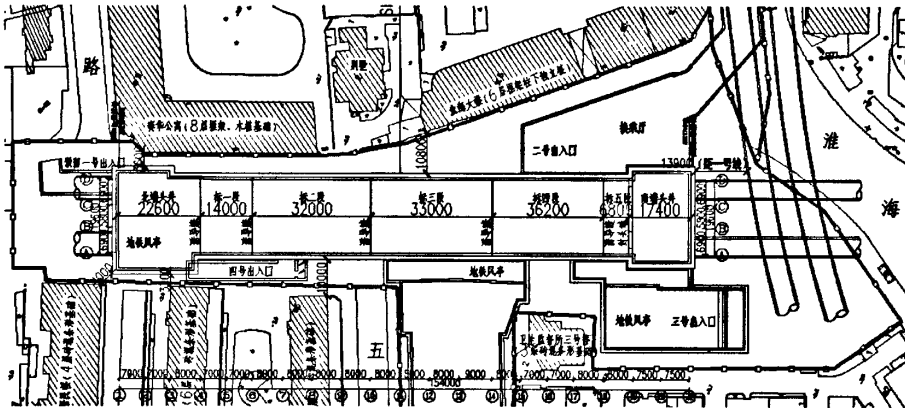


图 2.2 车站平面位置示意图

车站主体共有 21 根轴线，设 5 条诱导缝。整个车站均采用地下墙与钢筋混凝土内衬结构结合承载的形式，在使用阶段地下墙和内衬两墙合一，成为车站结构的主体部分。除立柱采用 C40 砼外，其余结构及垫层均采用 C30 砼。车站的顶板、下一层板、下二层板、站台板、底板均由北向南以 0.2% 坡度向下倾斜。

主体结构施工工法：车站主体部分根据诱导缝、封头墙的设置情况，分 7 段施工，每个结构段均采用两明两暗的逆筑施工工艺。即完成第一道支撑系统及盖板铺设（1~14 轴）后，盖挖土方，依次施工负一层板、负二层板、底板；之后依次回筑负三层侧墙、柱；负二层侧墙、柱；负一层侧墙、柱以及顶板。

南端头井净尺寸为：15.0×23.4m（长度×宽度），北端头井净尺寸为：13.4×25.5m（长度×宽度），标准段为二柱三跨结构，位于结构的 3~19 轴线位置，净宽为 19.6m。

防水系统包括：结构自防水、施工缝、诱导缝防水、顶板附加防水层四个主要方面。其中结构自防水是整个防水体系的关键，除立柱采用 C40 混凝土，其余结构包括垫层均采用 C30 混凝土；底板、负三层内衬墙抗渗等级为 S10，

其余部分的混凝土抗渗等级 S8。顶板防水层采用聚氨脂涂料。施工缝、诱导缝部位采用止水带防水。

2 基坑围护工程

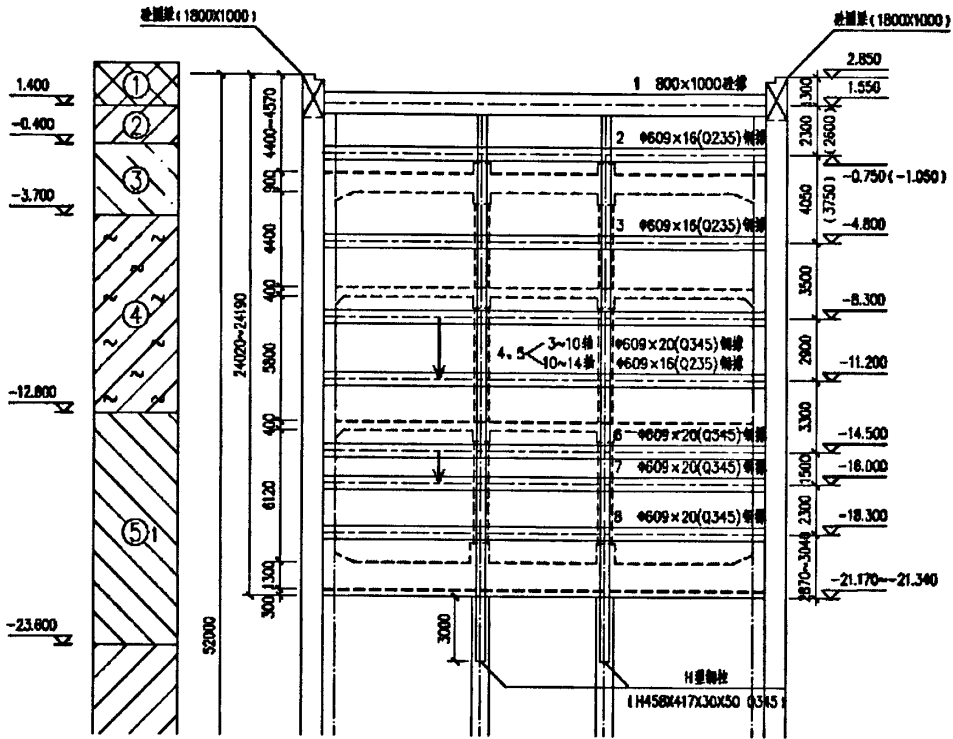


图 2.3 车站基坑标准段剖面布置图

本工程车站主体结构围护均采用刚度大、强度高、抗渗性能好的地下连续墙，并与后期制作的结构内衬墙一起共同形成永久结构的外墙。

车站主体结构的围护结构墙深 52m，在 19 轴以北 1.6m 处设置一道地下连续墙形式的分隔墙将主体结构分为 2 个区域（南区、北区）；为了减小降承压水对周边环境的影响，采取围护加深的措施，整个车站地下墙均加深到 52m，比降承压水井点深 2m。地下墙墙趾插入⑦2 层土体。为减少后期沉降和开挖过程中墙顶隆沉，在地下墙内预埋墙底注浆管，待混凝土浇灌后进行压浆，防止地下墙下沉。

地下连续墙接头采用锁口管形式。地下连续墙与主体结构的连接采用预埋

钢筋连接器连接。地下墙混凝土设计强度等级为水下 C30；地下连续墙设计抗渗等级=S8。顶板和中楼板上皮钢筋、底板下皮钢筋与地下连续墙的连接采用机械连接接头。

3 基坑支撑体系

在软弱地层的基坑工程中，支撑结构是承受围护墙所传递的土压力与水压力的结构体系。支撑关系到工程的安危，是整个车站建设工程的重中之重。车站工程根据基坑的平面布置形式、结构开挖深度等方面的不同，支撑布置的形式亦做相应调整。本工程中南、北端头井、标准段各设置 8 道支撑（其中第 1 道为砼支撑，其余七道为 f 609 钢管支撑）。1~10 轴、19~21 轴第四道到第八道钢支撑和 10~19 轴第六道到第八道钢支撑采用 f 609×20（Q345）钢管支撑，其余钢支撑采用 f 609×16（Q235）。

4 地基加固

从车站范围地质剖面图可知，车站主体部分底板主要位于⑤3 层灰色粉质粘土夹粉砂层上部，局部位于⑤1 层灰色粘土层底部，⑤1 层底和⑤3 层顶部为软塑、中压缩性土粘性土，高灵敏度，土质一般，且二者土性有一定差异，作为天然地基变形量较大且易产生不均匀沉降，故作为站台层的天然地基持力层时，需进行一定的地基加固处理措施。另外，为确保盾构进出洞以及南端头井南侧地铁一号线的安全，在南、北两个端头井的外侧需进行加固处理。地基加固主要采用旋喷桩和三轴搅拌桩加固。

南端头井外侧 6m 的范围进行 f 850 的 SMW 搅拌桩加固，同时作为盾构进出洞加固之用，加固范围为地面至基坑开挖面以下 4m；水泥掺量达到 18%~20%，搅拌桩加固土体 $q_u(28)=1.0\text{Mpa}$ 。

北端头井盾构进出洞加固采用 f 850 的 SMW 搅拌桩形式，其中隧道顶以上 3m~车站基坑底以下 4m 的范围为强加固区，要求水泥掺量达到 12%~14%，搅拌桩加固土体 $q_u(28)=0.8\text{Mpa}$ ；地面~隧道顶以上 3m 为弱加固区，水泥掺量达到 7%。

标准段基坑坑底以下 4m 范围内进行裙边（6m）+抽条（3m）的旋喷桩网格加固。高压旋喷桩采用三重管注浆法，注浆体直径不小于 1.2m，桩体搭接必须大于 300mm， $q_u(28)=1.2\text{Mpa}$ 。连续墙阴角处加固与设计单位协商后同样采用

高压旋喷桩加固，深度为地面至基坑底面以下 4m。

5 桩基工程

主体部分的桩基础主要为支撑型钢立柱的承重立柱桩基础，采用 f 800 和 f 1200 钻孔灌注桩 (C30)，桩长 46.5m/48m，32 根 f 800 上插 H 型钢立柱为 H458×417×30×50，10 根 f 1200 插双拼 H 型钢柱 (2H414X405X18X28 Q345) (为了更好的控制 H 型钢插入精度，将桩径经设计同意改为 f 1400)，共 42 根。H 型钢立柱与车站永久结构柱结合，在诱导缝部位为双拼型钢。

附属结构部分主要在换乘厅底板下设置 f 1000 钻孔灌注桩作为抗拔桩，桩长 25m。

2.2.2 工程水文地质条件

土层物理力学参数见表 2.1 所示。

表2.1 土层物理力学参数

层号	土层名称	层厚 (m)	容重 $\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	压缩模量 Es(MPa)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)	孔隙比 e
					c	F	
2	粉质粘土	0.6~1.8	18.30	4.57	19	17.0	0.943
3 _T	砂质粉土	0.9~4.0	18.40	9.12	4	29.9	0.912
3	淤泥质粉质 粘土	1.0~5.3	17.50	2.92	12	14.6	1.170
4	淤泥质粘土	7.5~10.8	16.80	2.33	11	10.7	1.411
5 ₁	粉质粘土	6.0~11.0	17.90	3.87	15	14.1	1.048
5 ₃	粉质粘土 夹粉砂	9.1~17.0	18.0	5.48	15	19.8	0.970
5 ₄	粉质粘土	1.5~4.5	19.80	7.23	44	17.0	0.648
7 ₁	粉砂	4.5~11.5	19.30	12.91	2	32.1	0.696
7 ₂	细砂	2.3~11.7	19.0	15.05	2	32.9	0.749
8 ₁₁	灰色粉质 粘土	3.8~9.5	18.20	5.71	20	17.8	0.971
8 ₁₂	灰色粉质粘 土加粉砂	5.0~8.7	18.30	6.02	21	16.4	0.925

场地内浅层地下水属潜水，主要补给来源为大气降水及地表径流，浅层地

下水受多种自然条件影响,可根据上海市年平均高水位埋深为地面下 0.5m,一般最低水位埋深为地面下 1.5m,因浅层潜水常因气候、降水、市内泵站抽水等影响而变化,设计计算时按上海市年平均水位埋深 0.5m 采用。场区分布的第⑦层黄绿色粉砂层为本区第一承压水含水层。本次根据现场承压水测试试验,其承压水头水位埋深为 10.2m (标高-6.8m)。该场地地下水在Ⅲ类环境对混凝土无腐蚀性,对钢结构有弱腐蚀性。

2.3 监测方案

1 常规监测

根据本工程的施工特点,基坑围护和开挖施工为监测工作的重点阶段。参照《上海地铁基坑施工规程》(SZ-08-2000),结合设计单位提出的相关监测要求,布置测点布置图见附录,施工监测设置如下内容:

1. 围护墙体的深部水平位移(墙体测斜)监测
2. 围护墙体沉降监测
3. 围护墙顶位移监测
4. 支撑轴力监测
5. 基坑外地下水位监测
6. 基坑周围地表沉降监测
7. 支撑立柱隆沉监测
8. 基坑周边地下管线沉降监测

2 科研监测

考虑到本工程基坑在深度、规模、地质条件及技术手段方面均为上海地铁建设历史上“之最”,所以决定在工程监测之外,另行组织一项以科研为目的的测试。围绕基坑的施工,在指定部位进行比施工监测更为详细的测试,以取得此类基坑的施工数据,积累资料并为今后的同类建设工程服务。监测仪器布置如图 2.4 所示。

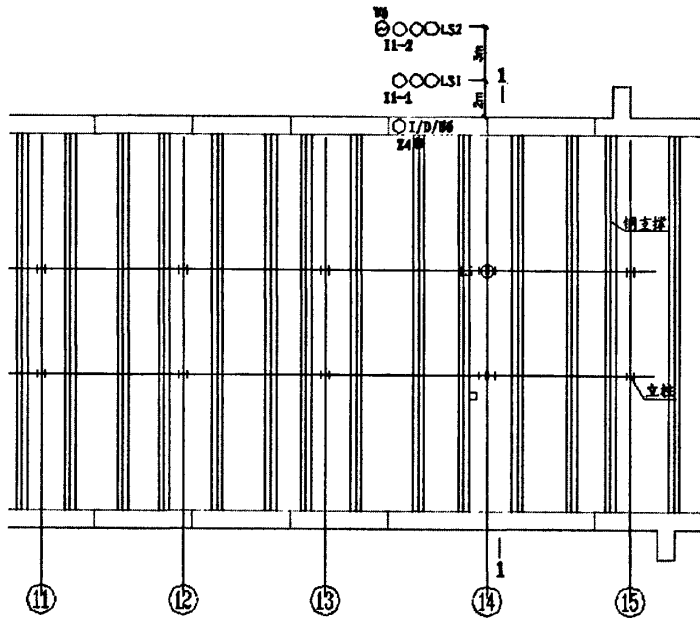


图 2.4 科研监测断面平面布置图

随着基坑开挖深度的不断增加，坑内土体大量卸荷，围护结构以及临近基坑周围的土体测斜不断增大，同时坑内水位因为降水而逐渐降低，围护结构上内外的水土压力也将发生变化，为了了解围护墙体内外水土压力随工况的变化规律，在地下连续墙迎土面和开挖面两侧埋设土压力计，同时在土压力安装位置附近同时安装一个孔隙水压力计以便计算。沿连续墙深度每组设 11 个测点，连续墙内外侧均设测点。共计 $11 \times 2 = 22$ 个土压力计，22 个孔隙水压力计。为确保数据的可比性，其埋设位置与测斜管对应，并与地连墙钢筋应力计深度位置对应，具体埋设位置详见图 2.5 所示。

安装时，预先将土压力计和孔隙水压力计焊接固定在钢筋笼表面(见图 2.6)，随钢筋笼一起吊入槽内；在浇筑混凝土前，利用气泵气压将土压力计、孔隙水压力计一同推向土层，并迫使土压力计、孔隙水压力计与土层垂直表面密贴(气顶法埋设)。

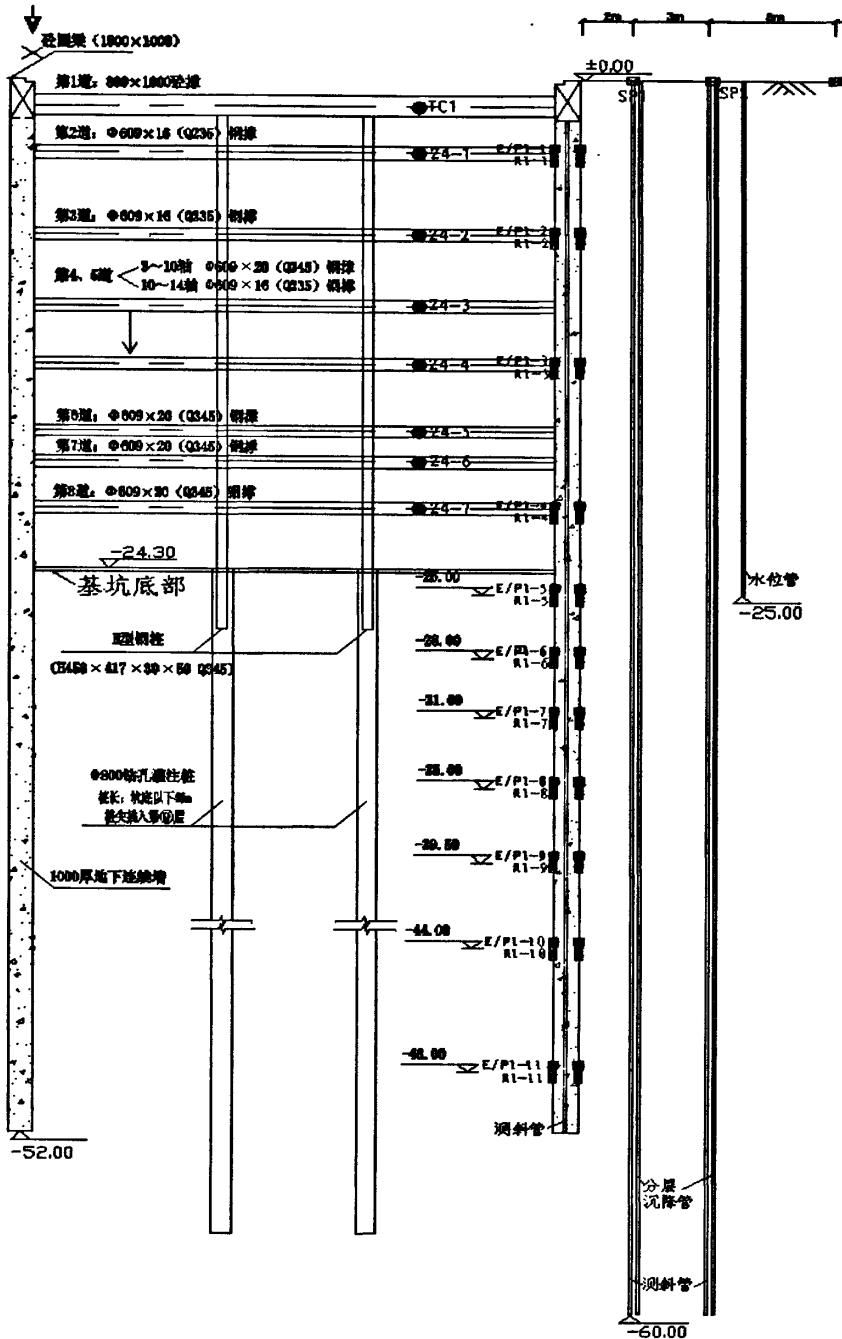


图 2.5 监测仪器布置图

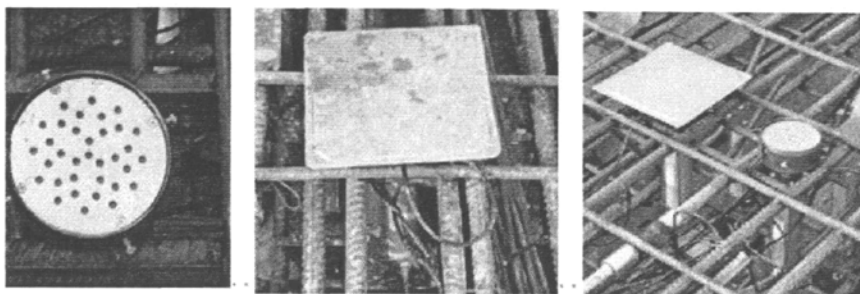


图 2.6 监测仪器现场照片

2.4 支护结构水平位移

2.4.1 地下连续墙变形一般规律

选取标准段 15 点进行分析，其水平位移随时间的变化曲线如下图所示：

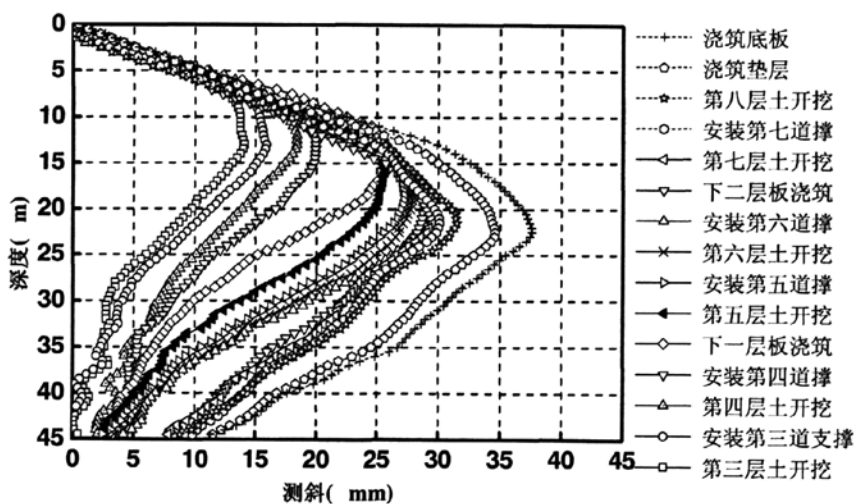


图 2.7 标准段 15 点测斜曲线

图 2.7 为标准段 15 点在不同工况下的测斜变形曲线。根据测斜曲线结合基坑变形特性（如表 3.1 所示）可以得出如下几点规律：

(1) 墙体变形整体呈“大肚”状，即“两头小，中间大”，符合常见采用

多道支撑围护结构的变形规律；

(2) 随着开挖不断加深，地下墙变形也不断增大；且开挖持续时间越长，即基坑暴露时间越长，变形增长越快。

(3) 5 月 15 日和 6 月 23 日，下一、二层板分别浇筑完毕后，由于基坑围护结构的整体刚度的增加，其水平位移增加的速率明显减慢。

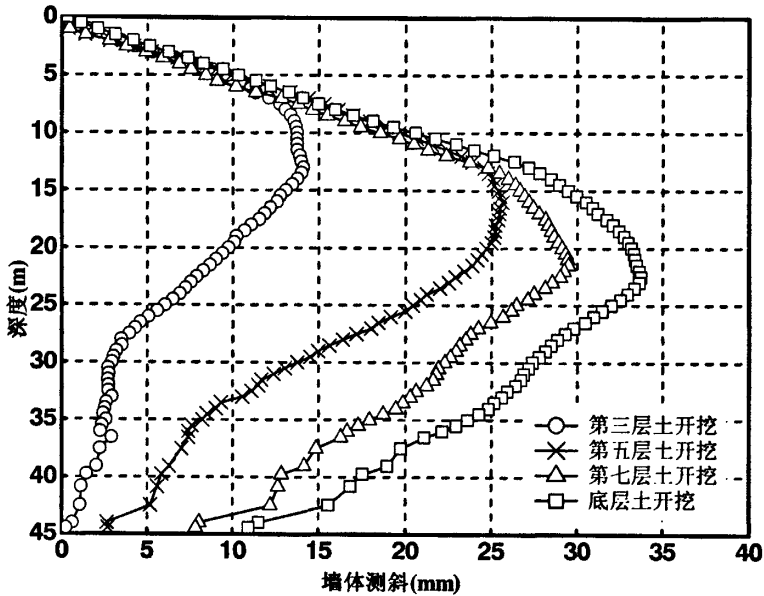


图 2.8 标准段 I5 点测斜曲线

图 2.8 是 I5 点开挖第三、五、七、底层土时的测斜曲线，由图可知，随着开挖深度的不断加深，地下连续墙水平位移的最大值也不断向下移动，墙体水平位移的最大值随着开挖深度的不同而表现出不同的特性：

在第二~第八工况条件下墙体，水平位移的最大值位于开挖面以下，开挖底层土时的最大位移位置在开挖面附近，根据初步统计，当开挖深度与地下连续墙深度比值 (A) < 0.5 时，墙体水平位移的最大值发生在开挖面以下；当 $A = 0.5$ 时，墙体水平位移的最大一般发生在开挖面附近；当 $A > 0.5$ 时墙体水平位移的最大值发生在开挖面以上；而当 $A > 0.7$ 时墙体水平位移的最大值将会稳定在某一数值^[42]。

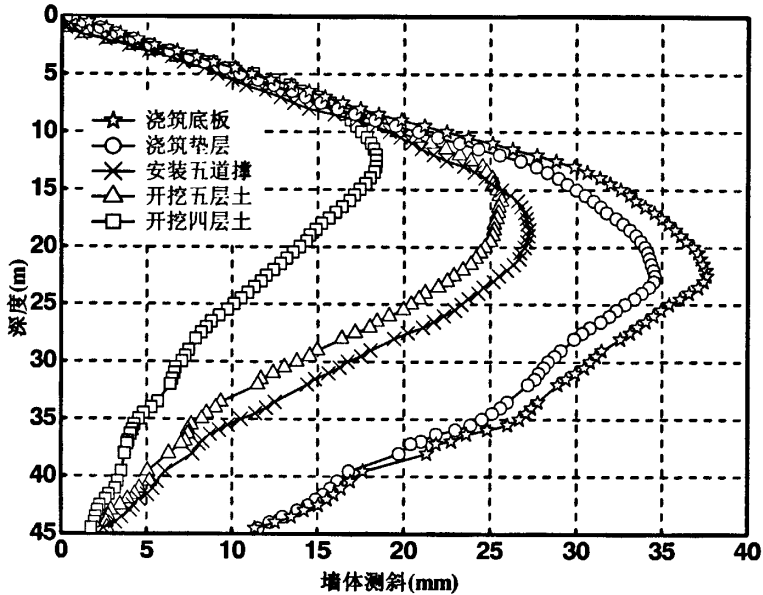


图 2.9 标准段 15 点某些工况下的测斜曲线

图 2.9 是 15 点在开挖第四、五层土及浇筑垫层、底板时的测斜曲线，由图知，基坑从 4 月 27 日开始开挖四层土至 6 月 4 日开挖 5 层土共施工了 35 天，占总施工时间的 25.2%，然而其围护结构的变形量却由 11.98mm 增加到 26.82mm，占总变形的 39.5%，分析原因可能是四、五层土均处于淤泥质粘土层，在工况四、五条件下，由于开挖较深而引起了非常明显的卸载作用，较深位置处的淤泥质粘土在竖向应力不变的情况下，其侧向应力有明显的减小，典型地表现为卸载流变，其流变特性表现得就比较明显，相应地其流变速率亦有着明显的加大。造成此阶段围护结构的变形比重大，因此，在后续类似工程施工中，我们尤其要注意淤泥质粘土层施工，尽量缩短施工时间，从而控制围护结构的最终变形量。

从 8 月 6 日浇筑垫层至 8 月 12 日浇筑底板，围护结构水平位移最大处增加了 3mm，占总变形的 8%，而其施工时间仅占总施工时间的 4.3%，因此，当基坑开挖完底层土后，应该尽快浇筑垫层和底板，这样才能更有效地控制围护结构的最终变形量。

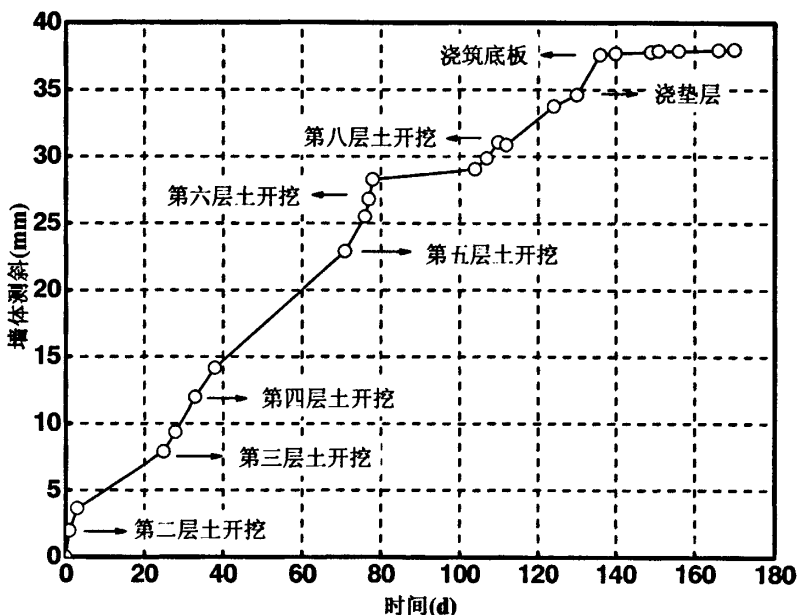


图 2.10 标准段 15 点 (22.5m 处) 测斜时程曲线

图 2.10 为 15 点围护结构水平位移最大处 (22.5m) 的时程曲线, 由图知, 从 8 月 12 日底板浇筑完成到后续结构施工的一个月内, 墙体的水平位移变化很小。最大变形也只有 2mm 左右, 说明基坑在底板浇筑完成后变形基本上处于相对稳定状态。

从曲线中可以看出该测斜点底板浇筑以后水平位移的最大值为 $37.6\text{mm} = 1.5\%H$ ($H=24.3\text{m}$) 满足一级基坑围护结构水平位移控制标准。因此, 针对开挖达 24.3m 的超深基坑工程, 采用盖挖半逆作施工工艺取得了预期效果, 可以为后续类似工程提供参考经验。

2.4.2 时空效应原理与地下连续墙变形

在基坑设计计算中定量地考虑以时间空间效应为主要特征的基坑开挖与支撑的施工因素, 密切结合上海地铁工程实践, 通过对不同施工工序和施工参数的基坑施工的大量现场观测数据的研究分析, 我们看到: 在基坑施工中, 适量地减少每步开挖空间和时间并缩短每步开挖所暴露的挡墙的自由暴露时间, 可以明显地减少基坑位移, 科学的运用这种基坑开挖的时空效应的规律, 充分调

动软土自身控制变形的潜力，可以达到科学施工控制基坑变形的目的。

合理的选取施工工序和施工参数，就能在设计中科学地考虑时空效应为主要特征的施工因素。就能以合理而规则地施工，使坑周土体应力路径和土体应力状态的变化有一定规律。这是使软土基坑变形预测值可与实测值相符的关键。按上海工程实践，基坑施工工序及其参数可分为以下三种：

(1) 长条形深基坑开挖：如图 2.11 所示，其特点是基坑宽度较窄，一般为 20~30m，条形深基坑开挖施工技术要点是按有限长度 L (20~25m) 分段开挖和浇筑底板。每段开挖中又分层、分小段、限时完成每小段的开挖和支撑工作，每层厚度为 h (3~4m)、每小段宽度 b (3~6m)，每小段开挖及支撑的工作在 T_r 时间(8~24 小时)内完成。

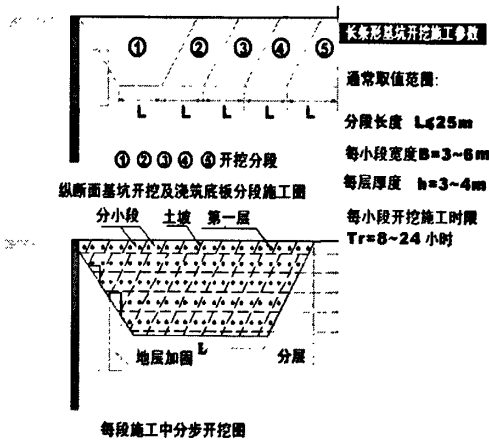


图 2.11 长条形基坑开挖施工参数

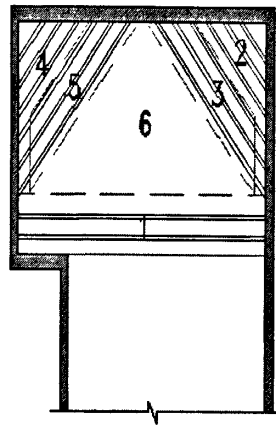


图 2.12 基坑斜支撑部分的开挖步序和参数

(2) 高层建筑地下室大宽度、不规则的深基坑开挖：采用盆式开挖，在每层开挖中先开挖出中间土方，留下基坑内侧一圈抵住挡墙的土堤，土堤宽度按计算分析定，在开挖好中间部分的土体后，及时安装好中间部分的支撑，再依次将其中一根支撑两端处对称的两段一定长度的土堤、同时地在限定时间 T_r 内挖除并将该根支撑两端接长至顶住挡墙。这使大宽度的不规则深基坑也可利用时空效应规律控制基坑变形。

(3) 坑角部斜撑部分的开挖：如图 2.12 所示，先自基坑角点沿垂直于斜撑方向向基坑内分步开挖，每步挖土适当限定宽度，每步开挖与支撑工作在限定时间内完成，两个斜撑范围内的三角形土体开挖后，再挖除坑内余留的土体。

如每步斜条状开挖长度大于 20m 时则先挖中间再挖两端。

对标准段及端头井的数据进行横向对比如下表所示：

表 2.2 基坑变形的特性汇总表

测点	测点位置	开挖深度 (m)	δ_{\max} (mm)	δ_{\max} 位置 (m)	δ_{\max} / H
I1	北端头井	25.90	35.77	23.5	0.14%
I19	北端头井	25.90	37.32	20.5	0.14%
I20	北端头井	25.90	34.0	23.5	0.13%
I21	北端头井	25.90	37.53	19.5	0.14%
I4	标准段	24.30	36.77	24.5	0.15%
I11	标准段	24.30	32.53	20.5	0.13%
I9	标准段	24.30	37.58	21.5	0.15%
I7	标准段	24.30	34.9	19	0.14%
I8	标准段	24.30	28.7	14	0.12%
I14	标准段	24.30	36.2	19	0.15%
I15	标准段	24.30	37.7	22.5	0.16%
I16	标准段	24.30	35.9	19.5	0.15%
I17	标准段	24.30	35.26	17	0.15%
I18	标准段	24.30	36.6	21.5	0.15%
I22	标准段	24.30	37.48	22.5	0.15%
I10	南端头井	25.90	25.2	23.5	0.10%
I12	南端头井	25.90	28.3	22.5	0.11%
I13	南端头井	25.90	27.46	22.5	0.11%

由地下连续墙水平位移的变化曲线及表 2.2 可以看出，虽然端头井的开挖深度要大于标准段的开挖深度，端头井的开挖深度为 25.9m，而标准段的开挖深度为 24.3m，但标准段的测点 δ_{\max} / H 的平均值大于端头井，且北端头井 δ_{\max} 平均值大于南端头井近 10mm。分析其原因：标准段宽 22.8m，北端头井长*宽=28.5*23.1m，南端头井长*宽=26.6*17.6m，由于基坑的三维结构性，在基坑开挖时表现出明显的空间效应。围护体的较大位移发生在基坑的长边，且为跨中部位，短边位移相对较小，尤其基坑端部拐角部位，位移最小。上述现象表明基坑具有明显的空间效应，基坑短边的空间作用较明显，长边的空间作用较弱；

且基坑端部的空间作用明显，基坑跨中部位的空间作用较弱。

下面是李青^[43]分析的上海某基坑变形特性表。该基坑与本工程水文、地质条件相近，围护形式、支撑形式相近，采用顺作法施工。

表2.3 基坑变形的特性汇总表

测点	测点位置	开挖深度 (m)	δ_{\max} (mm)	δ_{\max} 位置 (m)	δ_{\max}/H
Q1	西端头井	16.50	42.98	12	0.260%
Q2	西端头井	16.50	34.64	13	0.210%
Q3	西端头井	16.50	35.56	15	0.216%
Q4	标准段	14.60	46.90	15	0.321%
Q5	标准段	14.60	37.40	11	0.256%
Q6	标准段	14.60	50.72	13	0.347%
Q7	标准段	14.60	50.00	14	0.342%
Q8	标准段	14.60	75.00	17	0.514%
Q9	标准段	14.60	54.88	16	0.376%
Q10	标准段	14.60	41.68	13	0.285%
Q11	标准段	14.60	48.22	13	0.330%
Q12	标准段	14.60	44.26	11	0.303%
Q13	标准段	14.60	40.40	10	0.276%
Q14	东端头井	16.10	37.28	13	0.231%
Q15	东端头井	16.10	43.60	15	0.271%
Q16	东端头井	16.10	36.44	16	0.226%

由上表我们看到，虽然本工程开挖深度远大于上述基坑，标准段挖深多9.7m，端头井挖深多9.8m，但由于采取了合理的施工方式（盖挖半逆作），及严格按时空效应原理文明施工，最终围护结构的变形值均远小于上述基坑。因此，针对类似超深基坑工程，只要采取合理的设计方案、施工工艺，及有效的监测手段，最终基坑的变形值一定能控制在合理的范围内。

2.5 土体水平位移

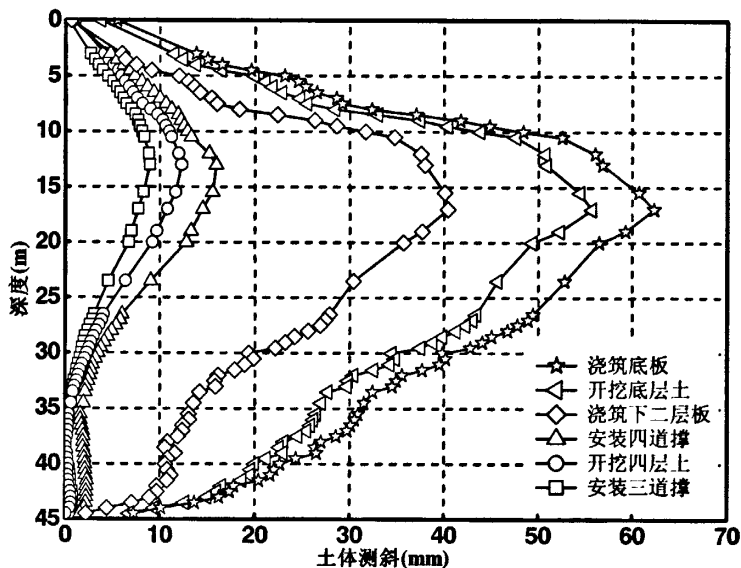


图 2.13 I1-1 土体测斜曲线

图 2.13 为 I1-1 点开挖三、四、底层土及浇筑下二层板和底板的土体测斜曲线，由图知，土体测斜的变化规律与墙体测斜的变化规律相近，当开挖四层土完毕，安装好四道撑之前，26m 以下的土体水平位移很小，即基坑开挖较浅土层时，对深层土体水平位移影响不大。当底板浇筑完毕后，土体水平位移趋于稳定。

由图 2.14、2.15 可知，当下一、二层板浇筑完毕后，开挖下一层土时，墙体测斜变化速率明显减缓，如下二层板浇筑完毕后，开挖七层土时，墙体测斜基本无增加，而对比同工况下的土体测斜发现，土体测斜仍然在增加，且并无减缓的趋势。经与实测数据比较，土体测斜在墙体测斜减缓后 1~2 天左右，其变化速率减缓，即土体测斜变化相对于墙体测斜变化有一定的滞后性。

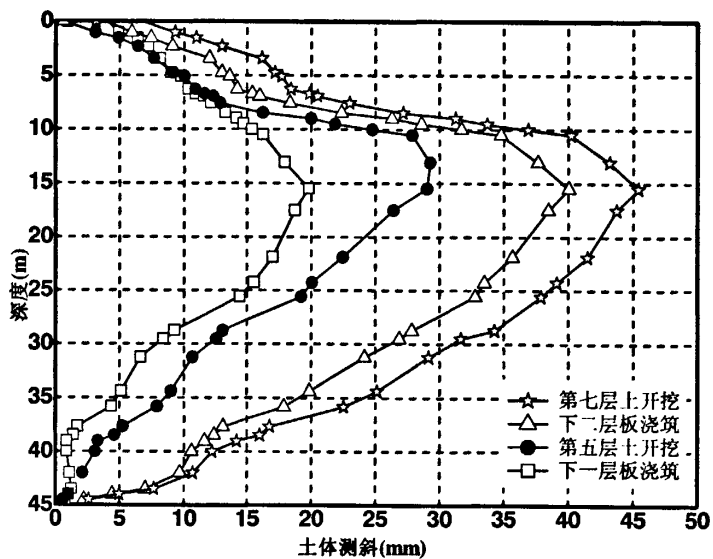


图 2.14 II-1 浇筑下一、二层板后土体测斜曲线

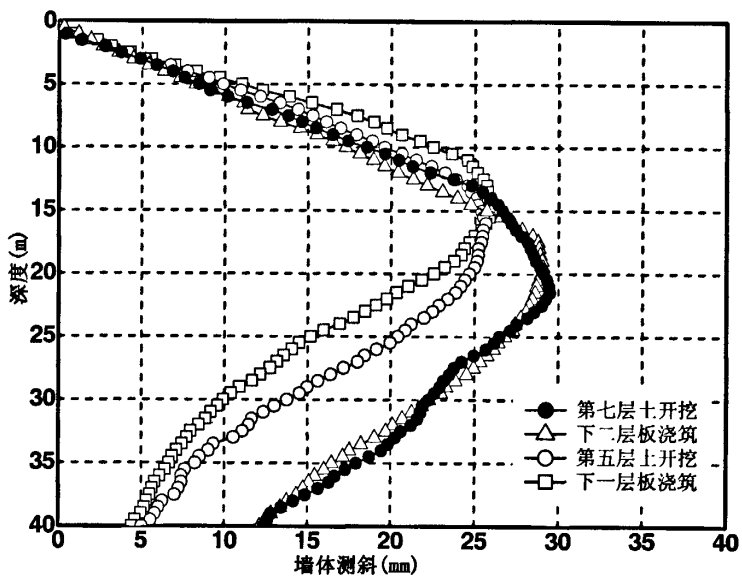


图 2.15 II-1 浇筑下一、二层板后墙体测斜曲线

2.6 立柱隆起

图 2.16 为基坑标准段 12 轴立柱 L5、L6 隆起值的变化曲线，从图中可以看出在开挖浅层土时，立柱隆起变化比较平缓，在开挖到第三层土以后，立柱隆起趋势加剧，当 5 月 15 日下一层板，6 月 9 日下二层板分别浇筑完毕后，由于围护结构整体刚度及上覆荷载的增加，立柱隆起很小，直至有所下降，然后随着基坑的继续开挖，立柱继续隆起，并在浇筑垫层和底板时达到最大值，在地下结构施工的初期隆起值略有回落，最终趋于稳定。基坑开挖第七、八、九层土时，立柱快速隆起，隆起值为 7mm，占总隆起值的 77.8%，因此控制基坑最后几层土的施工，对立柱隆起有很大的影响。

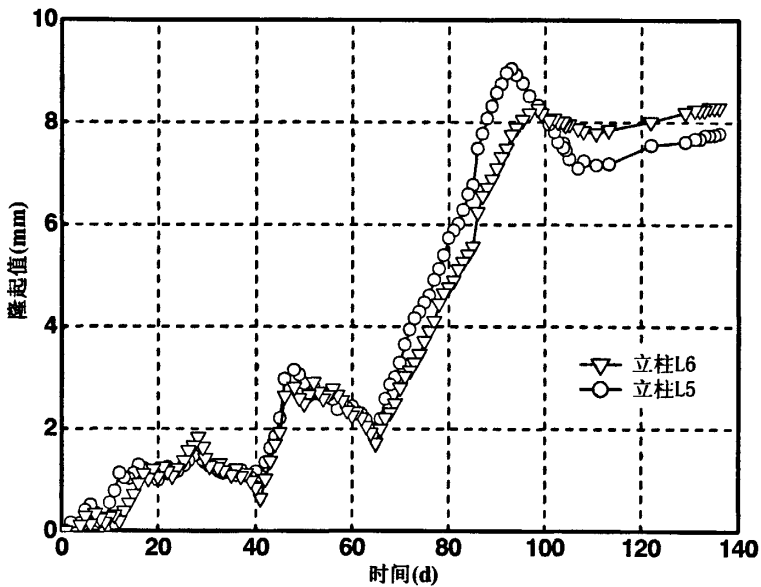


图 2.16 立柱 L5、L6 隆起曲线

2.7 地表沉降

1 实测墙后地表沉降分析

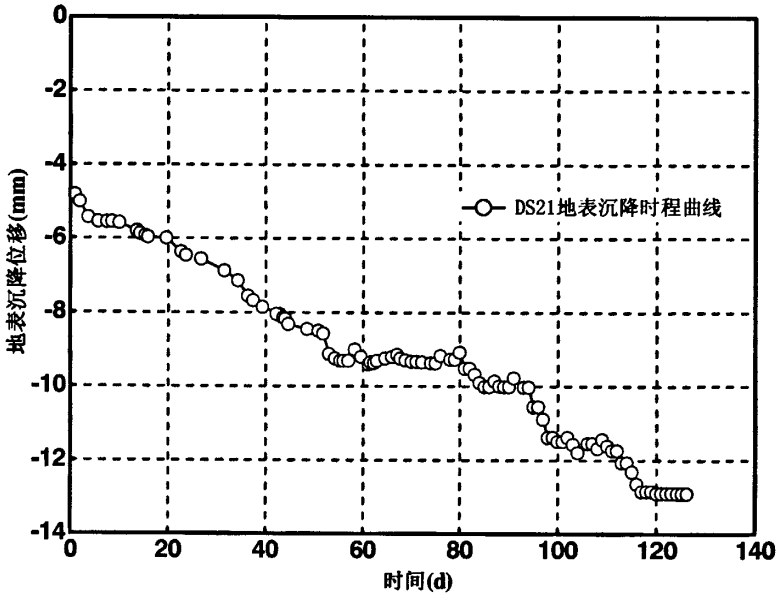


图 2.17 DS21 点地表沉降时程曲线

地表沉降与基坑开挖之间存在对应关系，基坑开挖时地表沉降明显，特别是淤泥质粘土层土体的开挖对地表沉降的影响尤为明显，测点 DS21 点在浇筑底板后的地表沉降最大值为 12.9mm，但是在开挖第四层、五层淤泥质粘土层时，地表沉降达到 4.3mm，占总沉降的 33%，同时，基坑在开挖底层土时，地表沉降速率较大，在后续类似基坑工程施工中，要控制底层土的开挖时间，尽快浇筑垫层和底板，同时在遇到淤泥质粘土层施工时，尤其要注意施工质量，尽量缩短施工时间，这样才能更有利于控制围护结构变形，并尽量减少对周边环境的影响。

2 减小地表沉降的措施

地表沉降过大，往往导致地面建筑物或路面变形开裂破坏，影响周边居民正常工作生活，因此地表沉降控制技术一直是地下工程技术人员研究的课题，要想有效控制地表沉降，就要明确诱发地表沉降的原因。

1. 根据本文的监测结果和国内相关研究资料, 总结影响地表沉降的原因如下:

(1) 基坑开挖造成的土体应力释放, 与土体不平衡力重新调整。基坑开挖造成的土体卸载使周围土体产生向开挖区域移动的趋势, 开挖的土体体积越大, 造成的应力释放也越大^[44], 这种运动趋势的加速度就越明显, 则局部变形严重, 如果小体积缓慢的开挖, 卸载后的土压力均匀的释放出来, 则均匀变形。因此应尽量采用小层、小块、对称、均匀的开挖方式, 可以保证围护结构的安全稳定。

(2) 开挖过程中土体应力调整产生变形和位移, 对围护结构产生主动土压力, 土压力的方向指向开挖区域。这包括两个方面, 一方面是坑壁外侧土体在自重作用和地表超载作用下的向坑内移动的趋势, 另一方面是坑底土体在自地表传递下来的土压力作用下向坑内移动的趋势。由此, 造成坑壁两侧变形和坑底隆起。

(3) 由于围护结构的变形和位移, 使得土体的应力最终得到释放, 地表的土体在稍远离坑壁的范围表现为向坑内补充而产生的沉降, 临近坑壁的近地表土体在围护结构向上运动的摩擦带动下, 和后方土体压力的作用下, 压向刚性较大的围护结构, 在结构抗力的作用下产生向上的位移。

(4) 开挖和工程降水会引起地下水位的变化, 使土中有效应力增加, 于是土体产生固结压缩造成地表沉降。由于地下水位变化, 引起的渗流力会带动土体颗粒流失而产生地表不均匀沉降。

(5) 施工扰动

超挖、超载、开挖过快、围护结构质量瑕疵等因素都会产生影响。

2. 根据以上分析, 减小变形的措施可以归纳为:

- (1) 合理的施工工序;
- (2) 控制地下水位, 合理降水;
- (3) 合理选择支撑形式;
- (4) 合理增加围护结构插入比;
- (5) 注浆加固;
- (6) 控制地面超载;
- (7) 严格管理施工秩序, 加强监测, 做到信息化施工。

2.8 本章小结

基坑变形及周围环境的控制已成为基坑施工中的关键技术，本章从实测的软土超深基坑数据出发，结合对上海已经完成的软土深基坑的变化规律，对软土超深基坑支护结构、土体水平位移、立柱隆起、地表沉降等做了较为全面的总结与分析，得出以下结论：

1. 超深基坑墙体水平位移变形规律与一般深基坑相比差别不大，总体变形呈“大肚”状，最大水平位移位置位于开挖面附近。
2. 围护结构变形在淤泥质粘土层施工阶段占的比重较大，在保证工程质量的前提下应尽量缩短该层土体施工时间，从而有效地控制围护结构的变形。
3. 基坑开挖较浅时，对深层土体水平位移影响不大，且土体水平位移相对于墙体水平位移有一定的滞后性，约滞后 1~2 天左右。
4. 超深基坑开挖浅层土时，立柱隆起变化比较平缓，在开挖后几层土时，隆起趋势加剧，占总隆起量的 78%左右，与一般深基坑开挖过程中的立柱隆起变化规律相近，因此控制基坑最后几层土的施工进度，可以有效地控制立柱隆起量。
5. 合理的施工工序、有效地控制地下水位、合理选择支撑形式、适当增加围护结构插入比等措施均能够有效的控制地表沉降量。

第3章 超深基坑变形的时间特性研究

地铁基坑工程，由于其大多处于房屋和生命线工程密集的位置，周围环境对基坑变形提出了严格要求。基坑开挖引起土体的应力状态的改变，在处于具有流变地层的基坑中，土的流变特性对于基坑的变形控制至关重要，这在控制变形要求高的基坑工程中更为突出。即使在同一工况下，围护结构变形也会随着开挖暴露时间的延长而增大，直到稳定或引起基坑因变形过大而破坏。上海软土地区以往的基坑工程中，不注意土体流变性影响，往往造成基坑支护结构和周围地层相当大的位移，有时甚至会危及到周围建筑物、构筑物，造成极大破坏。为满足基坑变形要求和保护周围环境，研究土体流变性则显得愈发重要，基坑工程中的考虑土体抗变形能力理论基础之一就是土体的流变性，研究土体的流变性在基坑工程中的应用是具有现实意义的。

3.1 软土的流变特性

1. 土的蠕变特性及流变特性

蠕变和流动特性都是表示土体的变形同时间之间的关系，蠕变特性是在恒定的荷载下变形随时间发展的特性，而流动特性是变形速率随时间的变化规律。为解决上海地区的土体流变性对工程的影响，过去的几年中，通过三轴蠕变试验、单蠕变试验对上海典型的粘性土进行了各种试验分析。如淤泥质粘土三轴剪切试验结果见图 3.1，由试验可知：(1) 在土体主压力较小时 ($\sigma_1 \leq 0.025\text{MPa}$) 蠕变变形很小，主要是弹性蠕变；(2) 不排水土体的流变要比排水土体的流变性显著，当 $\sigma_1 = 0.15\text{MPa}$ (此应力约相当于 14~15m 的深基坑挡墙被动区土体的压应力) 不排水的土样蠕变最后会发生破坏，即呈破坏型；而排水土样蠕变则呈衰减型，即蠕变是收敛的稳定的；(3) 土体主应力达到发生不收敛蠕变极限应力水平时，开始蠕变至急剧增大蠕变速率而发生最后破坏仅有几天的时间，这说明在应力水平高的情况下，土体会在一定的承载时间内，以不易觉察的蠕变发生破坏。

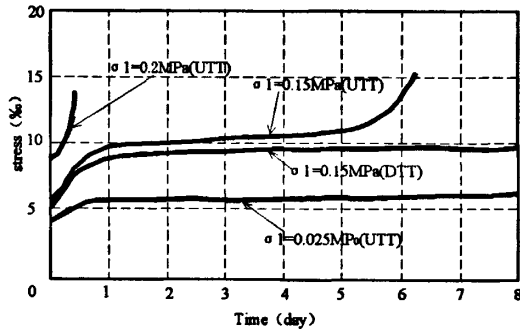


图 3.1 淤泥质粘土的三轴剪切蠕变试验

2. 土体的应力松弛特性

土在一定的应变条件下应力随时间而衰减的特性称为土体的应力松弛特性。陈宗基对肥粘土进行研究得出应力松弛到零的结果。葛尔希滕得出：软粘土的应力松弛到零，硬粘土的应力松弛到一定值后即不再下降。而大阪的粘土试验资料则没有得到应力松弛到零的结论。

土体的应力松弛现象在土压力问题中有着很重要的意义，基坑工程中挡墙主动区土压力由于应力松弛会逐渐增大，而被动区土压力会逐渐减小，因而基坑的安全性会随时间延长而降低，变形会随时间延长而增长。许多建筑物如挡土墙、坑道及其他地下建筑物往往由于土体应力松弛而导致破坏即说明这个道理。

3. 土的长期强度特性

土体的流变性还包括土体的长期强度特性，但在基坑中考虑到基坑施工时间相对较短，所以该特性的影响较小，在此予以忽略。

3.2 软土流变性对基坑变形的影响

3.2.1 上海软土的工程特性

上海地区的地貌形态属滨海平原地貌类型，在较大的深度范围内均为第四纪松散沉积物，属第四系滨海平原地基土沉积层，主要由饱和粘性土、粉性土以及砂土组成，一般具有成层分布特点。上海软土具有一般软土所共有的特性，

如：高含水率(最大近 70%)、大孔隙比(最大可超过 1.6)、高压缩性(压缩系数 a_{1-2} 超过 1.5MPa^{-1})、不排水强度最低仅为 10~20kPa 左右)、低透水性(垂向渗透系数 $10^{-6}\sim 10^{-8}\text{cm/s}$ 量级,造成沉降的持续时间长)和不均匀性^[45]。浅层软土属第四纪沉积物,沉积地质年代较近,固结度低,强度低。土层的基本物理力学性质指标见表 3.1^[46]。地下水位(潜水)埋深很浅,年平均值仅 0.5m~0.7m。软土层的分布虽有一定的规律性,但是土层的起伏和厚薄仍有较多的变化,有的土层在某些地段缺失。

表3.1 上海地区主要土层的物理力学性质

土层	离地表 距离(m)	层厚 (m)	容重 (kN/m^3)	含水量 (%)	孔隙比	液限(%)	塑限 (%)	压缩模量 $E_s(\text{Mpa})$	静止侧压 力系数
①	2~3	6~7	1.77	35~40	1.0~1.3	33	21	2.5~3.7	0.50~0.54
②	8~10	10	1.71	50~60	1.3~1.6	36~45	20~24	1.6~2.1	0.67~0.74
③	18~22	2~40	1.85	33	1.0	32	20	3.3~4.5	

3.2.2 超深基坑工程软土流变性

上海地区地下约 30m 深度以内的地层多属软弱的粘性土,土的强度低,含水量高,有很大的流变性,尤以深基坑下所处的淤泥质粘土的流变性为大。所以在此地层上的基坑工程中所受的土体流变性影响很大,往往表现在:

1. 应力松弛的影响

土体的应力松弛会引起挡墙主动区土压力随时间不断增加,向静止土压力方向发展,而随着墙体位移变形,土压力会不断减小,当前者占优势时(施工中搁置较长时间)作用在墙体上的土应力会不断增加,将大于主动土压力,同时挡墙被动区土压力由于土体的应力松弛会不断减小,在常规计算中墙体主动区土压力均采用主动土压力而被动区土压力采用被动土压力,因而在工程施工周期较长时基坑的安全性会逐渐降低。图 3.2 是上海某地铁车站工程主动土压力和被动土压力在各工况下的变化曲线。

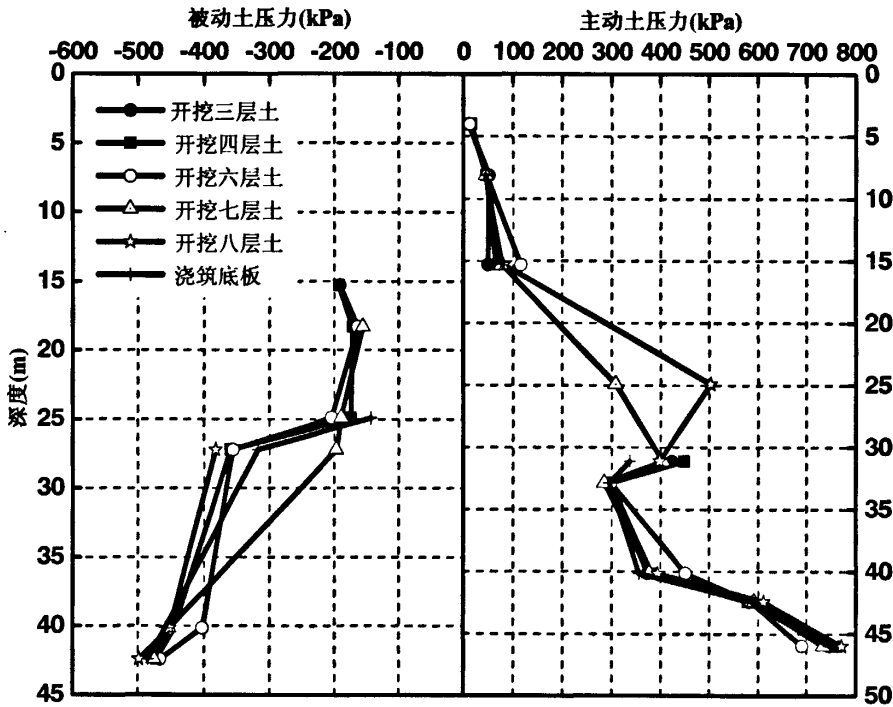


图 3.2 土压力在各工况下随深度变化曲线

2. 蠕变性的影响

基坑被动区土压力应力水平较高，由于土体流变变形在高应力水平下发展很快，所以被动区土体逐渐产生很大的蠕变变形，引起墙体的变形。主动区土压力由于挡墙的变形会逐渐减小，由于作用在挡墙上主、被动区土压力的变化而导致墙体的内力变化。在深基坑中土体蠕变变形对墙体的影响可以通过基坑坑底暴露时间的不同清楚地表现出来。图 3.3 是本工程地下墙 16 点的实测变形图，从中可看出蠕变变形对墙体的影响。从图 3.2 也可以看出随着开挖过程中基坑施工主动区土压力并没有明显增长，说明墙体位移由于土体蠕变逐渐变大。

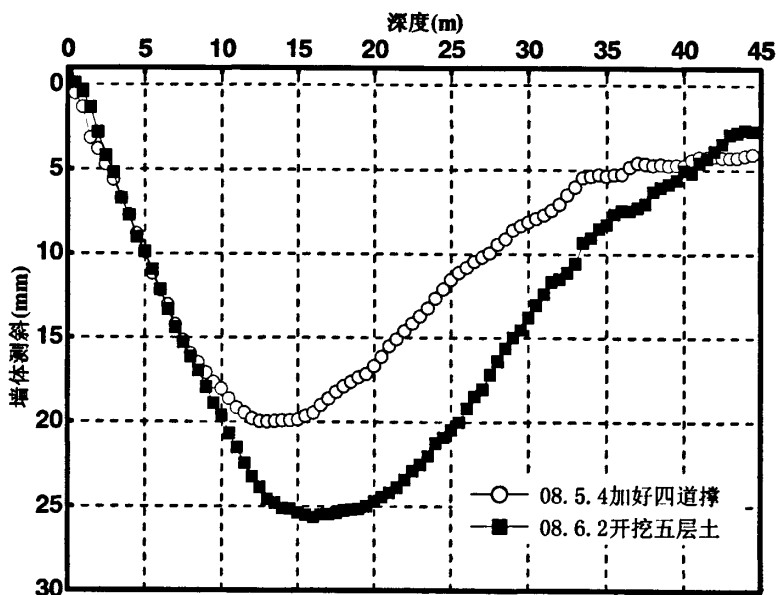


图 3.3 16 点实测的变化曲线

3.3 有支撑暴露条件下支护结构变形研究

3.3.1 概述

变形控制已成为基坑设计和施工过程中最主要的考虑因素之一。由淤泥质粘土的蠕变试验结果可知^[47], 加载后各应力水平下该层土在 24 小时以内都是变形的高速发展期; 随后进入变形的稳定发展期, 蠕变速率远低于前一阶段的发展; 且随应力的增大这两个阶段的速率都会相应增加。由于挡墙的变形是与同地层的蠕变分不开的, 相应的挡墙变形也分为两个阶段: 即前 24 小时的变形(开挖和支撑架设期间一般处于这段期间)和后期稳定发展的变形(主要是支撑完成后的放置期间)。

超深基坑围护结构变形按时间顺序可分为: 前期变形(基坑开挖前的变形)、开挖期间的变形(基坑开挖至底板施工完毕期间的变形)、后期变形(底板浇筑后的变形)。其中开挖阶段被动区土体应力、围护结构内力以及支撑轴力等参数

均很高，因而此阶段是基坑施工中安全问题最突出、变形最大的阶段。开挖阶段的变形控制是超深基坑变形控制的重点。基坑采用分层分块开挖。对于每小块土体，根据其相应支撑轴力的施加状态，可将其施工时间分为开挖暴露时间和有支撑暴露时间。相应地，其变形亦可分为开挖变形和有支撑暴露变形。

基坑开挖是一个土体应力释放的过程，此过程打破了原有地层的应力平衡，扰动后的土体进一步流变和固结，基坑支护结构在坑内外土体的不平衡压力作用下产生变形。

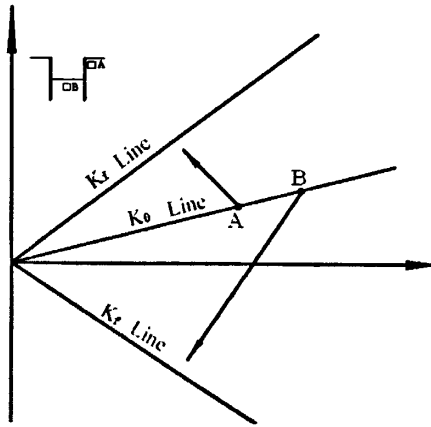


图 3.4 基坑不同位置在开挖期间的应力路径变化

围护结构的变形除与围护结构自身力学特性和土层参数有关外，还与施工参数（开挖时间及空间尺寸、形状）密切相关。①开挖后因卸载而引起的土体应力随时间变化而变化，围护结构受力状态亦随之变化，围护结构向基坑内变形逐渐增大；基坑的安全性随着时间的发展而逐渐降低；②土体的变形随时间的发展而增大，土体及围护结构变形发展贯穿于基坑施工的全过程；③土体的位移与开挖的空间形状、尺寸密切相关。时间效应和空间效应是耦合的，两者的共同作用影响着支护结构的变形。

1. 开挖变形

围护结构开挖变形是指分层土体开挖至对应位置的支撑施加预应力完毕止的一段时间内所发生的变形。包括开挖期间变形和支撑架设、施加预应力的时间内所发生的变形。

为控制围护结构开挖期间暴露时间，需根据设计要求和实际施工条件确定施工工艺：考虑施工机械及施工技术条件、土体加固情况等，确定每步开挖的

空间尺寸及围护结构的开挖暴露时间。时空效应理论中对各种基坑的开挖方式和参数均作了详尽的规定并且提供了计算方法。具体参数可参见文献^[48]。

2. 有支撑暴露变形

围护结构有支撑暴露变形是指围护结构在一层土体开挖、支撑完毕至下一层土体开挖的时间内所发生的变形。

基坑施工工艺决定了同一断面两次开挖必须间隔一定时间，即有支撑暴露时间。有支撑暴露期间由于温度变化、主、被动区土体流变、施工扰动等因素作用，基坑挡墙将产生变形。有支撑暴露变形主要与下列因素有关：暴露时间、开挖深度、支撑轴力及加固情况。下面将以本工程为例，着重分析有支撑暴露变形与开挖时间的关系。

3.3.2 有支撑暴露变形研究

1. 工程概况

具体工程概况详见第二章。对墙体测斜点 I6, I16 进行分析, I6, I16 两个测斜点附近的工况见表 3.2:

表3.2 科研断面工况汇总

时间	工况		开挖暴露时间(天)	有撑暴露时间(天)
2008.3.25		初始值		
2008.3.26	二	开挖第二层土	2	22
2008.3.28		加第二道支撑		
2008.4.19	三	开挖第三层土	3	5
2008.4.22		加第三道支撑		
2008.4.27	四	开挖第四层土	5	33
2008.5.2		加第四道支撑		
2008.6.4	五	开挖第五层土	5	1
2008.6.9		加第五道支撑		
2008.6.10	六	开挖第六层土	1	26
2008.6.11		加第六道支撑		
2008.7.7	七	开挖第七层土	3	7
2008.7.10		加第七道支撑		
2008.7.17	八	开挖第八层土	2	17
2008.7.19		加第八道支撑		

续表

时间	工况		开挖暴露时间(天)	有撑暴露时间(天)
2008.7.31	九	开挖底层土	6	1
2008.8.6		浇筑垫层		
2008.8.12		浇筑底板		
合计	总历时		27	112

备注：①底板浇筑完成后围护结构的变形很小，本文重点考虑的是开挖变形，所以取底板浇筑完成后一天为时间节点。

2. 有支撑变形速率与工况之间的关系

以下是工况三与工况四的开挖变形与有支撑暴露最大变形处的变形速率的统计，如下四表所示：

表3.3 工况三开挖变形

测点号	初始变形 (mm)	结束变形 (mm)	期间变形 (mm)	暴露时间 (d)	变形速率 (mm/d)	最大位置 (m)	开挖宽度(m)	开挖深度(m)
I6-1	12.78	14.84	2.1	3	0.7	15.5	6	7.8
I16-1	10.83	13.94	3.11	3	1.04	16.5	6	7.8

表3.4 工况四开挖变形

测点号	初始变形 (mm)	结束变形 (mm)	期间变形 (mm)	暴露时间 (d)	变形速率 (mm/d)	最大位置 (m)	开挖宽度(m)	开挖深度(m)
I6-1	14.3	17.2	2.9	5	0.58	19.5	6	11.3
I16-1	13.68	16.87	3.19	5	0.64	20.5	6	11.3

表3.5 工况三有支撑暴露变形

测点号	初始变形 (mm)	结束变形 (mm)	期间变形 (mm)	暴露时间 (d)	变形速率 (mm/d)	最大位置 (m)	开挖宽度(m)	开挖深度(m)
I6-1	4.87	7.89	3.02	5	0.6	28	6	7.8
I16-1	12.15	16.47	4.32	5	0.86	18	6	7.8

表3.6 工况四有支撑暴露变形

测点号	初始变形 (mm)	结束变形 (mm)	期间变形 (mm)	暴露时间 (d)	变形速率 (mm/d)	最大位置 (m)	开挖宽度(m)	开挖深度(m)
I6-1	11.54	20.44	8.9	33	0.3	25	6	11.3
I16-1	15.87	24.64	8.77	33	0.27	21.5	6	11.3

由表 3.3 与表 3.5 可以看出，基坑在工况三条件下，开挖变形的变形速率与有支撑暴露变形的变形速率相差不大，因此，在类似超深基坑的施工过程中，

不仅要控制开挖暴露时间，做到分块开挖，随挖随撑，而且还要控制有支撑暴露时间，这样才能更有效地控制围护结构的最终变形量。

通过表 3.4 与表 3.6，可以看出基坑在工况四条件下，开挖变形速率大约是有撑变形速率的两倍，分析原因是，2008 年 5 月 2 日基坑加好第四道撑后，于 5 月 15 日在第四道撑下浇筑了下一层板，增加了围护结构的整体刚度，使得有撑变形速率降低，但同时我们发现，由于工况四的有撑暴露时间较长，使得这一阶段内有撑变形大约是开挖变形的 2.9 倍，因此，我们不仅要控制开挖暴露时间，还应尽量缩短有支撑暴露时间，这样才能控制基坑的最终变形。

3. 累计有撑变形与工况之间的关系

下面以 I6 点为例，绘制各工况下的开挖变形、有支撑暴露变形及总变形的关系曲线，如图 3.5~图 3.13 所示。

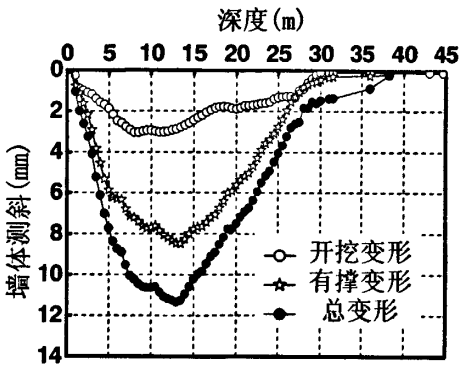


图 3.5 I6 第二层土开挖变形规律

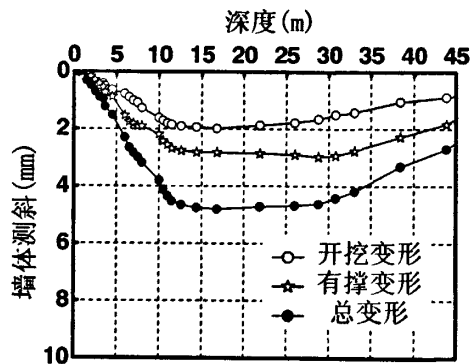


图 3.6 I6 第三层土开挖变形规律

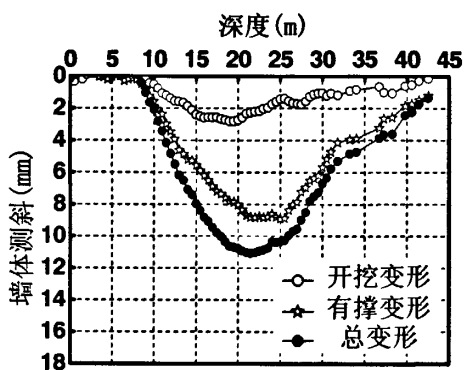


图 3.7 I6 第四层土开挖变形规律

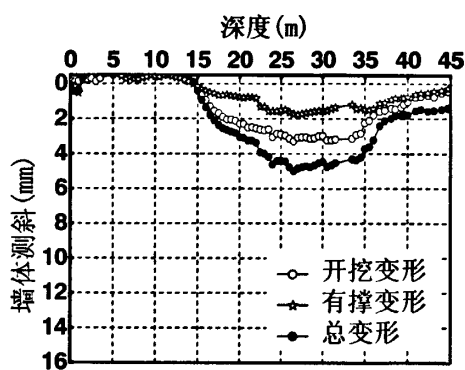


图 3.8 I6 第五层土开挖变形规律

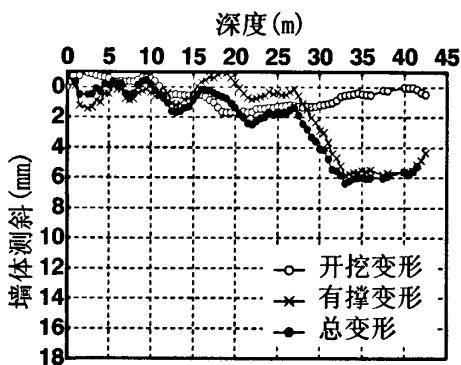


图 3.9 I6 第六层土开挖变形规律

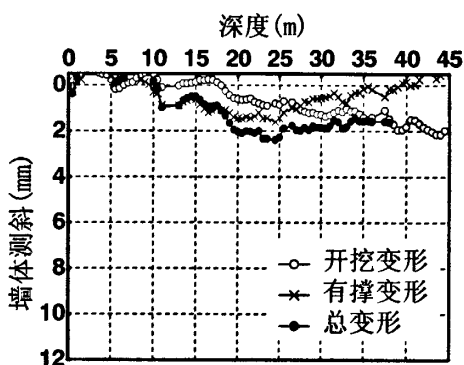


图 3.10 I6 第七层土开挖变形规律

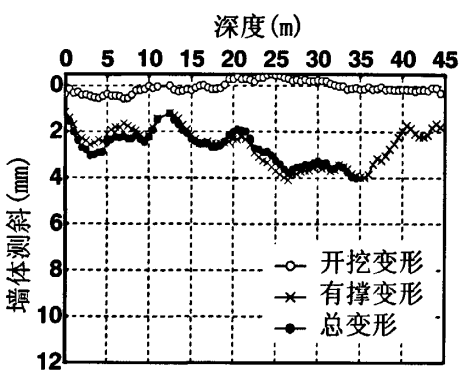


图 3.11 I6 第八层土开挖变形规律

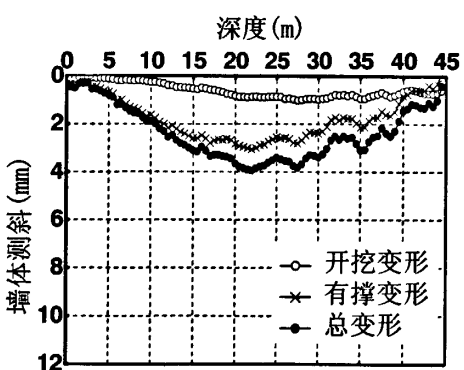


图 3.12 I6 底层土开挖变形规律

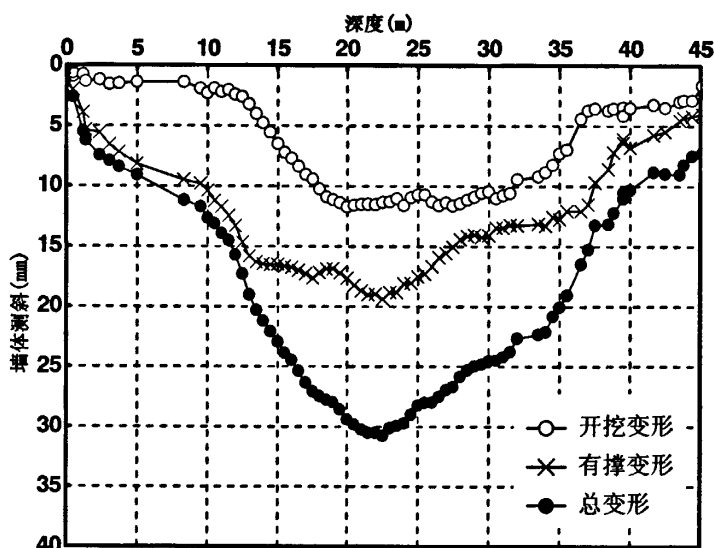


图 3.13 I6 总开挖变形规律

通过表 3.7 对工况二至九各阶段的变形量进一步进行了量化的统计。将以上各图总结为如下表格：

表3.7 各工况下变形百分比

测点号	工况二 变形 (mm)	工况三 变形 (mm)	工况四 变形 (mm)	工况五 变形 (mm)	工况六 变形 (mm)	工况七 变形 (mm)	工况八 变形 (mm)	工况九 变形 (mm)	总变形 (mm)
I6	5.43	4.2	10.42	3.3	1.6	1.5	1.82	3.35	31.62
所占比例 (%)	17.17	13.28	32.95	10.44	5.06	4.74	5.76	10.59	
I16	3.78	5.04	12.03	7.1	1.51	1.85	2.86	1.43	35.6
所占比例 (%)	10.1	13.4	31.9	18.8	4.02	4.9	7.6	3.8	

上面定量统计结果亦表明，大多数测点位置的工况四、五的变形约总变形的 43%左右，而其施工的总时间为 46 天，占总施工时间的 33.1%，分析其原因可能是由于四层、五层土位于淤泥质粘土层中，流变效应明显，所以这两层土开挖期间围护结构变形占的比重较大，因此，在后续类似工程施工中，我们尤应重视淤泥质粘土等软土层施工，尽量缩短此种土层的施工时间，从而更有利

于控制围护结构的最终变形。同时，工况五的变形量为工况四的45%左右，由工况统计发现，两者的开挖时间均为5天，但工况四的有撑暴露时间是33天，远大于工况五的有撑暴露时间1天，因此，缩短有撑暴露时间，对围护结构的变形量有很大的影响。

由工况四、六对比我们发现，工况六的变形量仅为工况四的13%左右，而其有撑暴露时间相近，造成差异的原因可能为，工况六的开挖时间仅为1天，而工况四为5天，因此，在施工过程中，应该尽量缩短开挖时间，这样才能有效地控制围护结构的最终变形量。同样为了进一步定量说明开挖暴露与有支撑暴露对变形的影响，对各自变形占总量的百分比进行了统计，列于下表：

表3.8 I6各工况下有撑变形与开挖变形的百分比

I6 (22.5m)	工况二		工况三		工况四		工况五		工况六	
	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %
开挖变形	1.4	25.8	1.9	45.2	1.92	18.4	2.31	70	0.39	24.4
有撑变形	4.03	74.2	2.3	54.8	8.5	81.6	0.99	30	1.21	75.6
总变形	5.43		4.2		10.42		3.3		1.6	
	工况七		工况八		工况九				合计	
	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %			变形量 (mm)	百分比 %
开挖变形	0.55	36.7	0.3	16.5	0.6	17.9			9.37	29.6
有撑变形	0.95	63.3	1.52	83.5	2.75	82.1			22.25	70.4
总变形	1.5		1.82		3.35				31.62	

表3.9 I16各工况下有撑与无撑变形的百分比

I16 (21.5m)	工况二		工况三		工况四		工况五		工况六	
	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %
开挖变形	1.6	42.3	1.3	25.8	2.94	24.4	5.41	76.7	0.41	27.2
有撑变形	2.18	57.7	3.74	74.2	9.1	75.6	1.64	23.3	1.1	72.8
总变形	3.78		5.04		12.03		7.05		1.51	
	工况七		工况八		工况九				合计	
	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %	变形量 (mm)	百分比 %			变形量 (mm)	百分比 %
开挖变形	0.63	34.1	0.45	15.7	0.35	24.5			13.09	36.8
有撑变形	1.22	65.9	2.41	84.3	1.08	75.5			22.51	63.2
总变形	1.85		2.86		1.43				35.6	

从表 3.8 和表 3.9 的统计数据可以看出,除了在工况五下,有撑变形小于开挖变形,是因为该工况的开挖暴露时间为 5 天,有支撑暴露时间仅为 1 天的缘故,测点 I6、I16 在其余各个工况下有支撑变形约占该工况下总变形的 54.8%~82.1%,在底板浇筑完成后两测点总变形为 31.62mm(22.5m)和 35.6mm(21.5m),其中有撑变形为 22.25mm 和 22.51mm 分别约占总变形的 70.4%和 63.2%;从上表的统计数据可以看出,基坑的大部分变形发生在有支撑暴露阶段,大多数测斜点的有支撑变形约占总变形量的 60%左右,针对这种盖挖半逆作工程,虽然有撑变形速率比开挖变形速率小,但由于有撑暴露时间过长,造成有撑变形的比重较大,因此,后续类似工程中,既要控制开挖暴露时间(由于出土困难,造成开挖暴露时间相对过长),更要控制有支撑暴露时间,这样才能控制围护结构的最终变形。

4. 不同工况下变形机理比较分析

通过以上对比,可以发现工况四与工况五的变形量占最终变形的比重较大,分析原因为主要与基坑土层的分布以及土的流变性有关。

本工程土层分布表现为典型的层状分布,6.55m 以上主要为粉质粘土,土性较好;6.55m~15.65m 主要为流塑状态的淤泥质粘土,土性要比表层土差得多,工况四、五均位于淤泥质粘土层中。

基坑的这种变形特性与软土地区土的流变特性有密切关系,根据对上海地区土进行一系列的卸载流变试验,可以知道软土的流变特性与土的应力水平有着密切关系,在低应力水平下淤泥质土的流变主要表现为衰减型蠕变,而且流变速率较小,随着应力水平的增大,其流变特性表现得越来越明显,在高应力水平表现为非衰减型变形^[49]。提出软粘土流变的半经验公式,流变速率与应力水平和时间之间的关系可以用下式表示:

$$\varepsilon = Ae^{\alpha D_i m}$$

式中 D_i —应力水平大小用 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 表示;

α, m —与土性参数有关的修正系数,与土质条件成反比,即土质条件较差,其取值越大。

对于本工程而言,在基坑开挖深度较浅的情况下,对开挖产生影响的主要土层为粉质粘土。由于其土性指标明显要优于下层土,流变性能相对要弱,而且由于开挖深度较小,其卸荷效应不明显,其瞬时变形(开挖变形)与流变变

形（有支撑变形）均表现得比较小。

但随着开挖深度的加大，在工况四、五条件下，由于开挖较深而引起了非常明显的卸载作用，较深位置处的淤泥质土在竖向应力不变的情况下，其侧向应力比工况二有明显的减小，典型地表现为卸载流变，在工况四、五条件下，较深位置的淤泥质土的流变特性表现得就比较明显，上式中参数 α, m, D 取值均较工况二时有明显提高，相应地其流变速率亦有着明显的加大。从机理上可以解释在工况四、五条件下变形占最终变形比重大的原因。

3.4 本章小结

本章讨论了软土流变的一般规律，在考虑软土流变的基础上，研究了其对基坑围护结构变形的影响，指出有撑变形占围护结构总变形相当大的比重；最后从机理上解释了工况四、五条件下变形大的原因。得到如下结论：

1. 针对这种盖挖半逆作工程，围护结构变形分为开挖变形和有撑变形两部分，通过不同工况下有撑变形的比较研究，发现有撑变形速率虽然比开挖变形速率小，但由于有撑暴露时间过长（80%左右），造成有撑变形占最终变形的比重较大，最大达60%左右，这与一般深基坑的规律差别较大。因此，后续类似工程中，既要控制开挖暴露时间（由于盖挖半逆作工法出土困难，造成开挖暴露时间相对过长），更要控制有支撑暴露时间，这样才能控制围护结构的最终变形。

2. 控制有支撑暴露变形应尽量缩短有支撑暴露时间，减少有支撑暴露期间的施工扰动并及时按要求复加支撑轴力。

3. 淤泥质粘土层施工时，暴露时间的长短对基坑变形有很大影响，有效加快此种土体的施工进度对减少变形非常有效。

第4章 支撑施工对超深基坑变形的影响

4.1 概述

支撑体系为基坑支护结构的重要组成部分，是承受围护墙所传递的土压力与水压力的结构体系。支撑体系是由围檩、支撑杆或支撑桁架、立柱、立柱桩及其它附属构件组成的。挡土的应力传递路径是从围护墙→围檩(圈梁)→支撑。

鉴于支护结构的破坏呈多种形式以及支撑体系的复杂受力状况，确定性的力学分析理论还不能完全可靠地预估到基坑施工过程中由此出现的一些问题。支撑结构作为支护结构本身的现场监测的一个重要组成部分，其基坑施工过程中的监测数据是判断支撑体系是否处于安全工作状态、支护结构是否安全可靠；评价基坑施工对周邻环境影响的程度、决定是否采用应急措施来加固基坑的重要依据。本章结合工程实例对施工过程中支撑结构的内力变化规律及衰减规律进行研究。

4.2 考虑时空效应的支撑轴力研究

4.2.1 支撑受力形式

现浇钢筋混凝土支撑系统和钢支撑系统是两大类最常用的内支撑形式，钢支撑系统的支护结构大都用于形状比较规则、平面尺寸不大的狭长条形的地铁基坑工程中。规格通常采用 $\Phi 609$ 钢管(壁厚9~16mm)和H型钢等。其平面布置多呈矩形网格状(井字格)；基坑形状狭长时，也常布置成对撑。建筑基坑中，钢支撑一般采用矩形网格状布置，单根或双拼型钢撑杆纵横向叠放；或作定型的接头拼接件，使纵横向型钢支撑杆落在同一水平面。

在地铁车站扩大段、超深地铁基坑、换乘车站基坑等平面形状复杂、施工难度大的深基坑工程中，为满足大型基坑对支撑的强度、刚度和稳定性的要求，一般都采用钢筋混凝土支撑。钢筋混凝土支撑布置灵活，适合于各种平面形状的基坑，且能提供较大的挖土施工空间等许多优点。目前在地铁长条形的基坑

工程中，首道钢筋混凝土支撑应用也比较广泛。

表 4.1 不同类型钢支撑受力形式、优缺点及使用情况

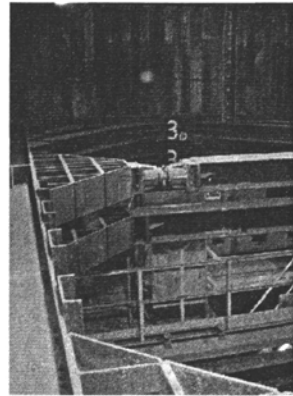
支撑形式	受力形式	优点	缺点	使用情况
单楔内撑式	楔子磨擦面受轴压力	1.安装简单 2.成本较低	1.不能安装应力片 2.楔子受力状况较难控制 3.初撑力较难控制 4.易产生偏心受力，安全状况不好	上海地铁车站基坑普遍使用
多楔内撑式	楔子磨擦面受轴压力	1.安装方便 2.相对单楔式是两侧面受力，能保证轴力方向受力	1.不能安装应力片 2.楔子受力状况较难控制 3.初撑力较难控制	使用不普遍
油压泵顶升式	油压泵的截面受轴压力	1.可直接反映支撑受力情况 2.无轴力偏心受力、初撑力好	1.成本高 2.需专人管理	日本等西方国家使用较多



a.单楔内撑式

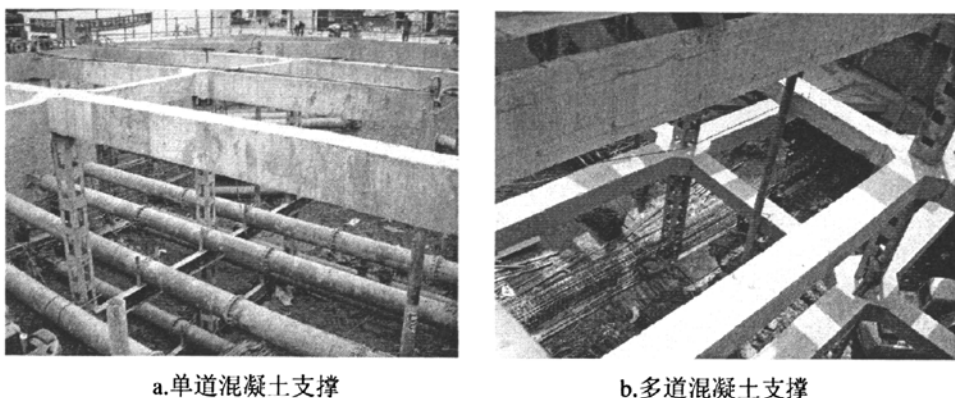


b.多楔内撑式



c.油压泵顶升式

图 4.1 钢支撑受力形式



a.单道混凝土支撑

b.多道混凝土支撑

图 4.2 混凝土支撑受力形式

4.2.2 支撑轴力变化规律

支撑轴力受侧向荷载(包括水土压力、地面超载)、竖向荷载的偏心、温度的变化、立柱的隆起或沉降以及其它施工条件等。本文对前述某地铁车站支撑轴力进行了较系统的监测工作,监测剖面图详见图 2.5 所示。

该车站第二~第八道撑随基坑开挖的变化规律如下列图所示。

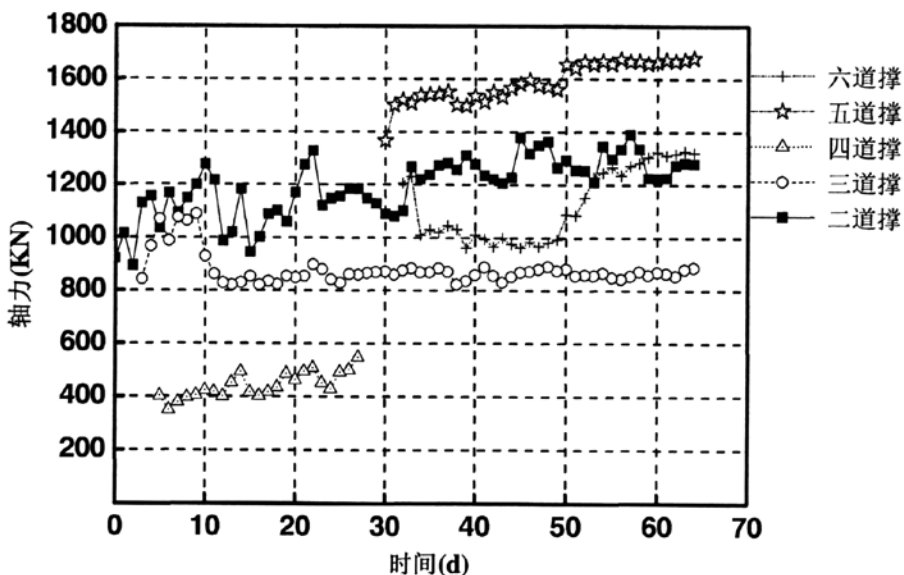


图 4.3 第二~第六道撑变化规律

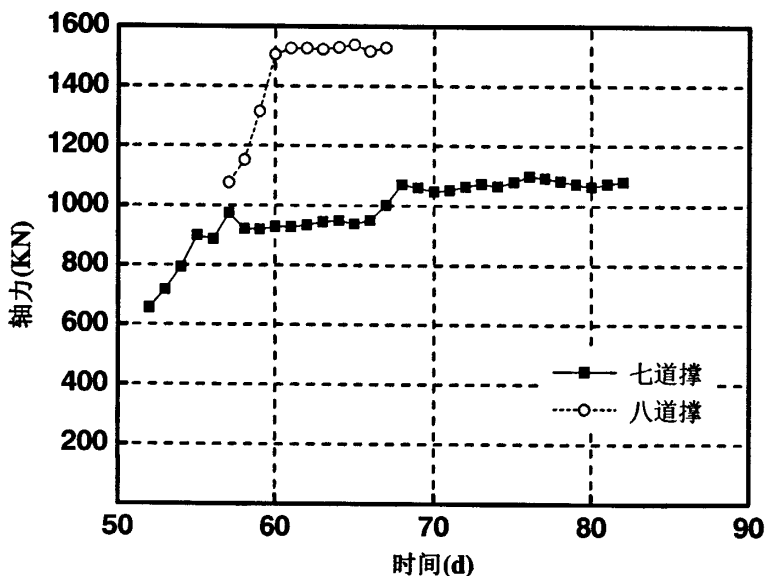


图 4.4 第七~第八道撑变化规律

2007年3月9日,开始开挖第一层土,3月14日,第二层土开挖完毕,加好第二道撑并同时施加预应力,随着基坑的继续开挖第三层土,第二道撑的轴力逐渐增大,从920.3KN增加到1014.6KN,3月16日,第三层土开挖完毕,加好第三道撑并施加预应力,这时第二道撑有一个卸荷过程,逐渐降低到893.3KN,而后随着继续开挖,第二、三道撑支撑轴力逐渐增加,3月18日,第四层土开挖完毕,未加第四道撑时,第二、三道撑分别增长到1153.6KN,1068.8KN,而当第四道撑加好后,二、三道撑分别有一个卸荷过程,分别下降到1035.2KN、987.6KN,随后随着开挖的进行,又逐渐的增加。至4月8日,下一层板浇筑完毕时,第二道撑支撑轴力达到1327.3KN,第三道撑达到879.9KN,随着下一层中板的支撑力的发挥,以后第三道撑的支撑轴力变化不大,趋于稳定状态,而第二道撑仍然变化较大,从下一层板发挥作用,其支撑轴力逐渐下降到1119.5KN,以后随着第五层土、第六层土的开挖,又有起伏,但变动范围只有40KN,但从4月17日,第六道撑加好以后,至4月25日,下二层板浇筑完毕这8天里,第二道撑的支撑轴力又有了较大的增加,从1080KN增加到1308.6KN,对比同时期同一断面处的测斜曲线,发现墙体测斜增加了10mm,因此我们在以后类似工程中,有撑变形也不容忽视。如何更好的利用时空效应也给我们提出

了挑战。4月25日以后，随着下二层板发挥作用，第二道撑的支撑轴力逐渐下降，同时随着第七层、八层土的开挖，第二道撑的支撑轴力总体变化不大，上下变动70KN左右。同时我们由图上还可以看出，当开挖第七层、八层土的时候，二~五道撑的支撑轴力变化不大，基本无影响，第六道撑有较小幅度的增加，大约增加70KN，第七道撑在开挖完毕第八层土加好第八道撑之后，轴力有少许的释放，然后逐渐增加，最终趋于稳定。

通过上述两图对比，我们发现，第七道、第八道撑的轴力由最初的655.5KN、1076.3KN分别增加到1070KN、1626.8KN，分别增长了63.2%、51.1%，并且衰减的过程不明显，基本上增加到最大值后趋于不变。对比发现，开挖面附近的墙体测斜是最大的，这一时期测斜变化速率也较明显，同时这一时期也是施工单位麻痹松懈期，经常出现超挖、加撑不及时的现象，因此，在这一阶段内强调施工质量，严格按照时空效应原理文明施工也是我们特别予以重视的。

1 与一般深基坑的对比

通过实测统计，第二道~第八道支撑最大的支撑轴力如表4.2所示：

表4.2 各道支撑最大的支撑轴力

支撑名称	支撑轴力 (KN)	发挥程度 (%)
第二道	1389.7	46.3
第三道	1088.6	36.3
第四道	549.2	18.3
第五道	1684.9	56.2
第六道	1314.8	43.8
第七道	1080.9	36.0
第八道	1626.8	54.2

由上表可见，第二~第八道支撑中，最大支撑轴力为1684.9KN，这与 $\Phi 609$ 的钢支撑设计轴力3000KN相比，最大发挥程度仅为56.2%，同时，史世雍^[50]统计了上海目前已施工完毕的地铁基坑的最大支撑轴力，如图4.5~4.9所示。

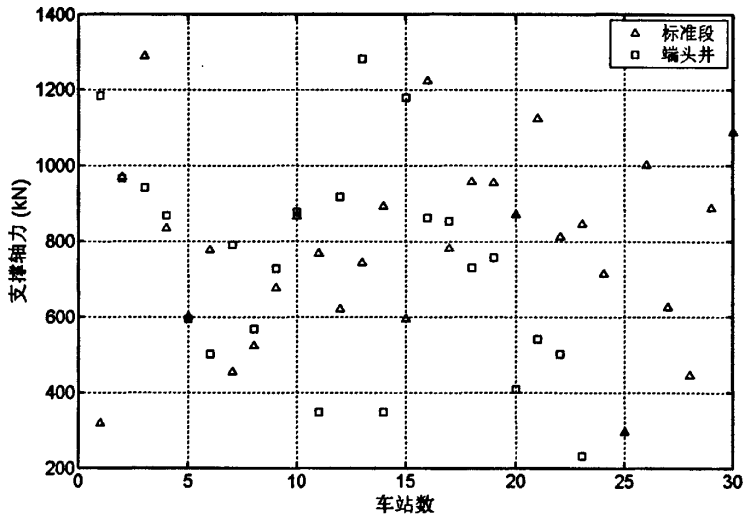


图 4.5 第一道最大支撑轴力统计

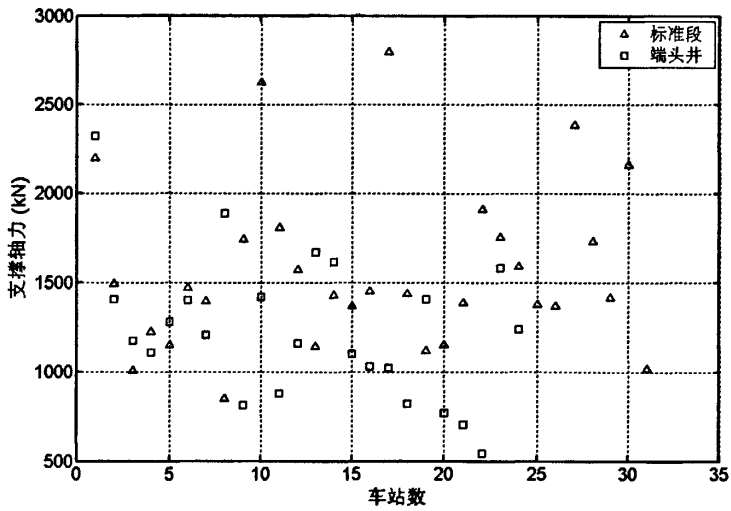


图 4.6 第二道最大支撑轴力统计

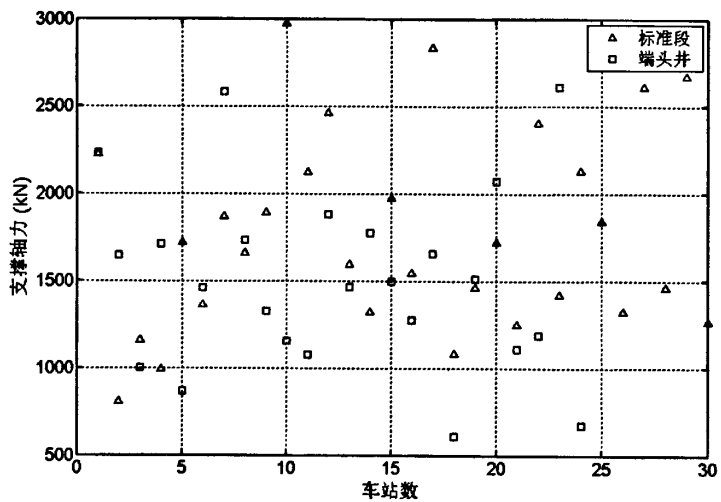


图 4.7 第三道最大支撑轴力统计

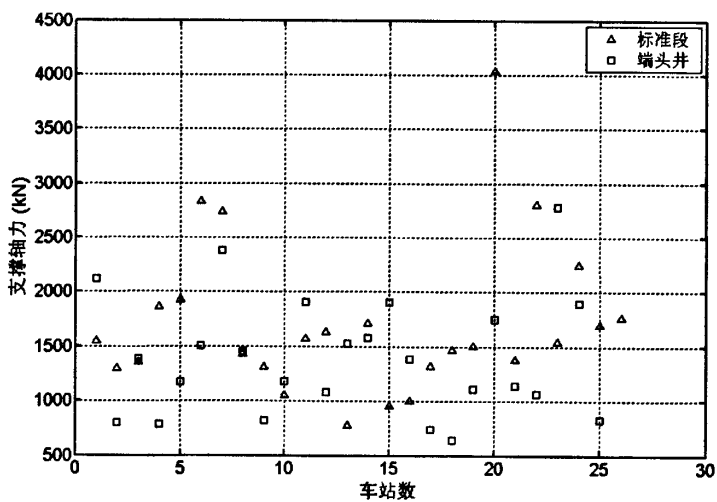


图 4.8 第四道最大支撑轴力统计

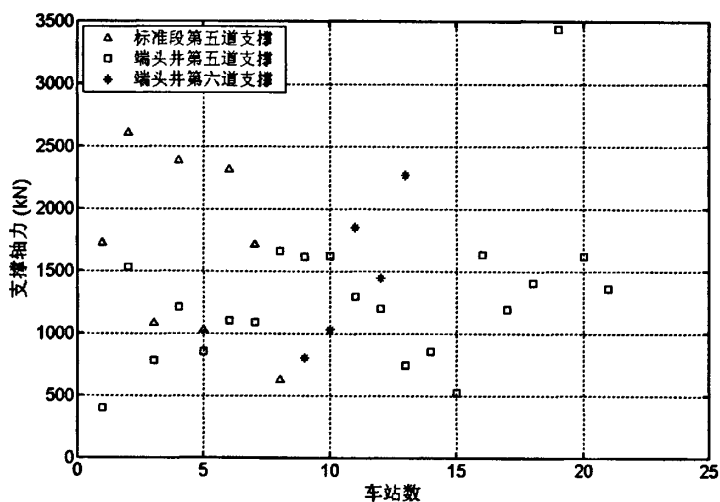


图 4.9 五道以上支撑最大轴力统计

第一道最大轴力为 1300kN 左右, 第二道则为 2800kN, 第三道则为 3000kN, 第四道为 3000kN, 五道以上支撑最大轴力为 3500kN。而文中分析的车站, 各道支撑的最大支撑轴力也远远小于该统计值。分析原因可能是由于本工程采用半逆作法施工, 下一层板、下二层板发挥了很大的作用, 大部分荷载被其承受了, 因此针对后续类似半逆作法施工中, 钢支撑的优化设计还有很大的空间。

4.2.3 预加轴力衰减规律

施工过程中, 钢支撑通常施加一定的预加轴力, 从而更好的控制基坑的变形, 也取得了一定的经济效益。然而对于预加轴力施加多少合适, 施加之后的轴力最终剩余多少, 理论上由于受到各种因素的制约, 难以定量的解决。因此设计单位也就提高了预加轴力的标准, 这样在一定程度上势必造成了浪费。下列两图是史世雍^[50]对某车站支撑轴力进行的实测分析。

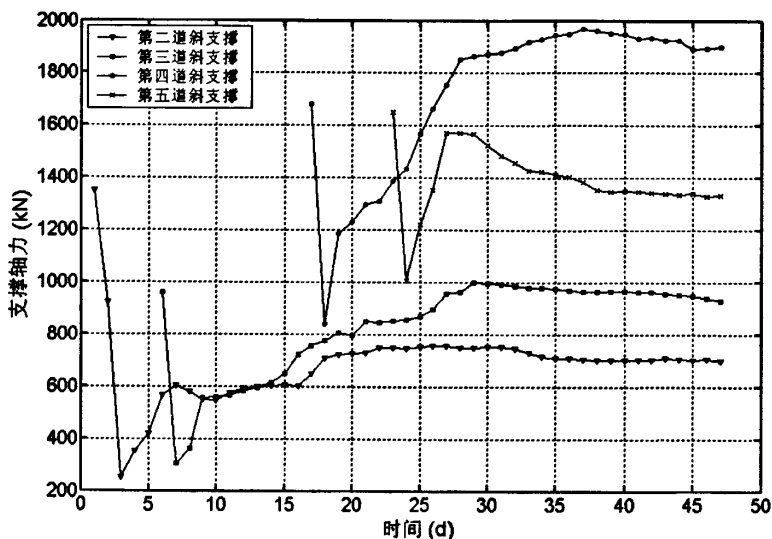


图 4.10 端头井钢支撑斜撑轴力

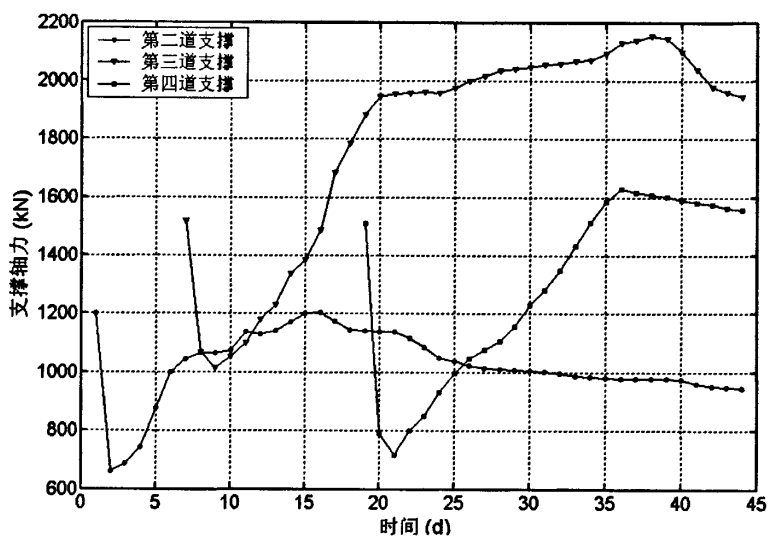


图 4.11 标准段钢支撑轴力

图 4.10、4.11 为钢支撑端头井与标准段的轴力实测随时间的变化图。由图可知，如果在预加轴力后随即进行测量，所测得的支撑轴力与所预加的轴力值大致相等，但预加的轴力衰减非常迅速，事隔一天后再进行测量，轴力衰减率为 25%~60%不等；在预加轴力短时间衰减后，实测的钢支撑轴力又开始增大，最

终趋于稳定。

为了进一步的研究支撑轴力的衰减规律，本文选取了两个开挖深度、地墙厚度、插入比、施工方式均相近的站点进行监测。图 4.12、4.13 是 A 站点基坑加好第六道、第八道撑后两小时内支撑轴力的衰减规律，图 4.14 是 B 站点基坑加好第七道撑后两小时内支撑轴力的衰减规律，监测频率为 5 分钟一测。

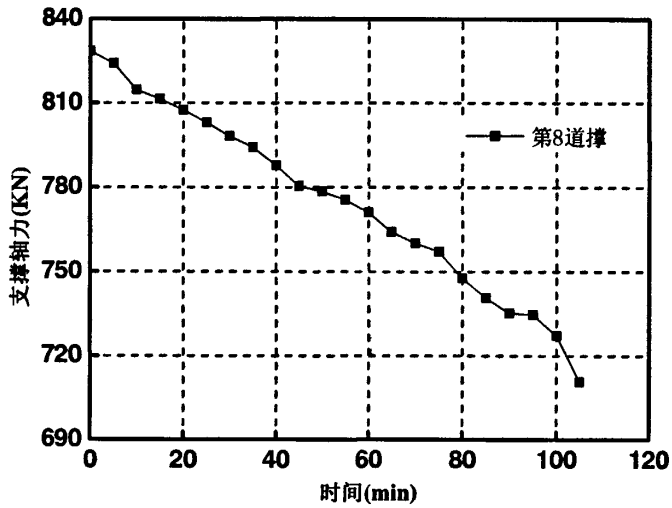


图 4.12 第八道钢支撑轴力变化规律

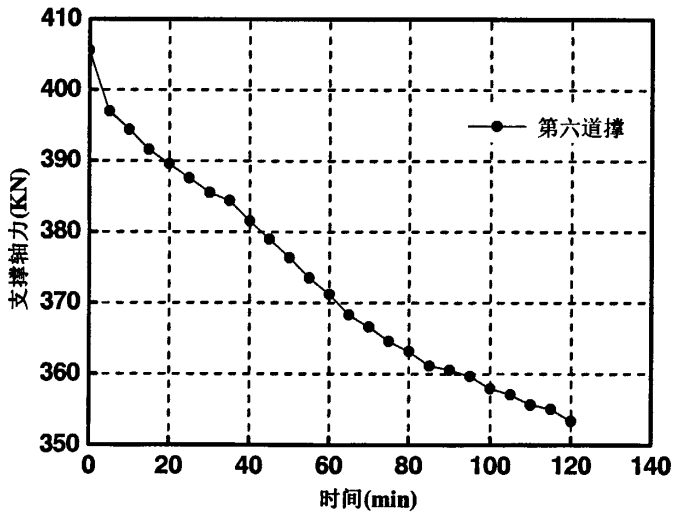


图 4.13 第六道钢支撑轴力变化规律

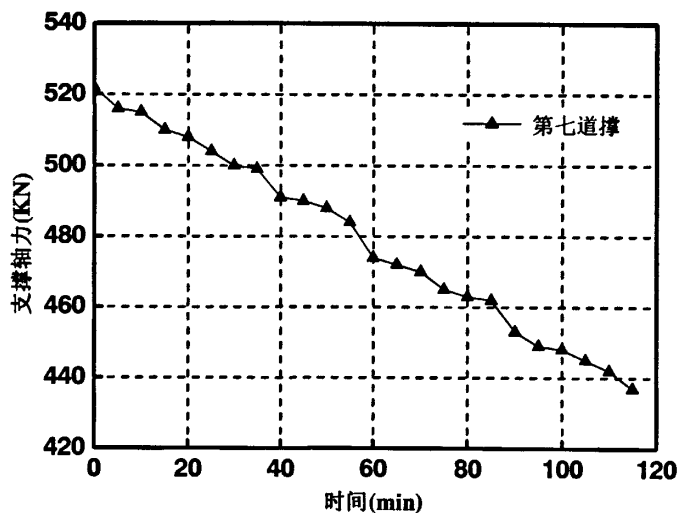


图 4.14 第七道钢支撑轴力变化规律

根据上述三图，支撑轴力的衰减规律如表 4.3 所示：

表 4.3 支撑轴力衰减规律

名称	初始值 (KN)	两小时后值 (KN)	衰减量 (%)
第六道撑	405.5	353.4	12.85
第七道撑	522.4	437.3	16.3
第八道撑	828.5	710.7	14.2

由表 4.2 知，在各道钢支撑施加预加轴力后，支撑轴力有一个明显的衰减趋势，且无收敛迹象，文中仅测量了两小时后的支撑轴力衰减情况，最大的衰减达 16.3%，因此在后续的基坑工程施工中，要密切关注支撑轴力的变化趋势，必要的时候要进行多次复加轴力。

4.3 减少预加轴力衰减的措施

钢支撑在施工过程中，由于施工质量、荷载等因素的影响，会引起一些变形，如图 4.15 所示。

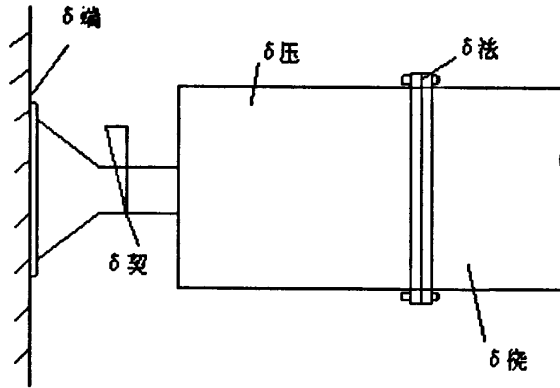


图 4.15 钢支撑变形分析图

δ 端：地墙与钢支撑端面平整度产生的压缩量，如果端面找平，可以控制在 10mm 以内，并且可以实测此类变形。

δ 楔：楔子的压缩变形，如果安装满足要求，一般不超过 5mm。

δ 法兰：钢支撑法兰间的压缩量为 3-8mm，可以通过减少法兰数量和螺栓挤紧减少钢支撑的压缩量。

δ 压：钢支撑本身的压缩变形量，按虎克定律应力应变理论计算。（以轴力 200 吨，支承长 20m 计算，可产生 4-5mm 的变形量）

δ 挠：钢支撑的挠度压缩变形量不超过 2mm。

在上述五种影响因素中， δ 压、 δ 挠是材料的固有属性，且其变形量不大。因此减少预加轴力衰减的措施分别从以下几个方面入手。

- (1) 提高预加轴力的标准；
- (2) 两次加压，将楔子塞紧；
- (3) 每次加完压后，维持一段时间，待稳定后再卸千斤顶；
- (4) 控制法兰接头数量，安装时螺栓要拧紧；
- (5) 控制钢支撑端板和地墙接触位置的平整度；
- (6) 制定楔子加工标准，尽量规范化制作，并且提高楔子安装时质量。

4.4 本章小结

对超深基坑开挖过程中支撑轴力的变化规律进行了系统的总结分析，本章得出以下结论：

1、类似半逆作法施工的超深基坑，下一层板、下二层板发挥了很大的作用，大部分荷载被其承受了，钢支撑还有很大的优化设计空间。

2、对钢支撑预加轴力后两小时内的衰减规律进行了初步研究，根据实测统计，预加轴力两小时内会有一定的衰减，且无收敛迹象，最大衰减达 16.3%。在后续类似工程施工中，要密切关注支撑轴力的变化趋势，必要时复加支撑轴力。

3、对钢支撑预加轴力的衰减原因进行了初步的分析，并提出几项减少预加轴力衰减的措施。

- (1) 提高预加轴力的标准；
- (2) 两次加压，将楔子塞紧；
- (3) 每次加完压后，维持一段时间，待稳定后再卸千斤顶；
- (4) 控制法兰接头数量，安装时螺栓要拧紧；
- (5) 控制钢支撑端板和地墙接触位置的平整度；
- (6) 制定楔子加工标准，尽量规范化制作，并且提高楔子安装时质量。

第5章 超深基坑变形的数值分析探讨

5.1 概述

有限元法(包括连续介质有限法和弹性杆系有限元法)发展很快,成为一种很有前途的基坑设计计算方法,它能较全面地反映各种因素对支护结构及周围土体应力和位移的影响,并估算周围建筑物、地下管线的变形。此外,有限元法还能对基坑开挖过程进行动态模拟。采用有限元方法可以较深入地分析基坑变形的机理和性状。有限元方法在基坑工程中的应用日趋普及,然而在有限元计算的过程中,关键问题是对土介质本构响应的模拟。本部分内容简要分析常用的土体本构模型的特点,并分析其在应用于超深基坑开挖数值分析中的适用性及接触面参数对基坑变形的影响。

5.2 本构模型的介绍

5.2.1 修正剑桥模型

在临界状态土力学中,土样的状态可由三个参数来描述,即有效平均应力 p' 、剪应力 q' 和比体积 v [51]。

1. 正常固结曲线和回弹曲线

模型假定在排水条件下,当软土试样在各向等压($\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3' = p'$)作用下慢慢压缩时,比体积 v 和 $\ln p'$ 形成一条直线(正常固结线),如图5.1所示;当卸载时试样发生回弹, v 和 $\ln p'$ 形成回弹曲线。修正剑桥模型的加载和卸载行为可描述如下:

当试样首次加载到有效平均应力 p_b' 时,在 $v - \ln p'$ 平面中,试样沿着正常固结线从a点达到b点。若试验此时卸载,则试样沿着回弹线 \overline{bc} 到达c点。如再加载至 p_d' ,则试样将先沿着回弹曲线回到 p_b' ,然后再沿着正常固结线到达d点。如此时再卸载至 p_a' ,则试样将沿着回弹线 \overline{de} 到达a点。

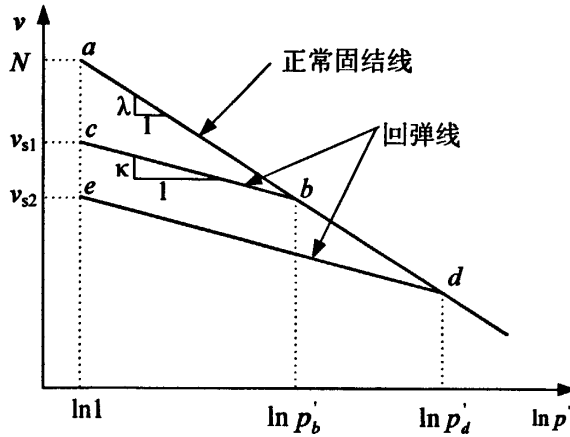


图 5.1 土样在各向等压下的行为

2. 临界状态线 (CSL)

土样在持续的剪应力作用下，体积变形和应力保持不变，但剪切变形不断发展，最终达到破坏。所有排水和不排水剪切试验时破坏点的轨迹即为临界状态线 (CSL)。临界状态线与正常固结线的相对位置关系如图 5.2 所示。在 $v - \ln p'$ 平面中 CSL 与正常固结线平行。 Γ 为临界状态线上在单位压力下 ($p' = 1kPa$) 的比体积。 N 与 Γ 存在如下关系：

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \tag{5.1}$$

3. 屈服面函数

修正剑桥模型的屈服面函数由下式表示：

$$\frac{q'^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{p'_0}{p'}\right) = 0 \tag{5.2}$$

在 $p' - q'$ 面上，修正剑桥模型的屈服面为椭圆，如图 5.3 所示。参数 p'_0 为前期固结压力，它控制了屈服面的大小，参数 M 为 $p' - q'$ 面上 CSL 线的斜率。CSL 线的一个重要特征是它与屈服面的交点是剪应力达到最大值的点。

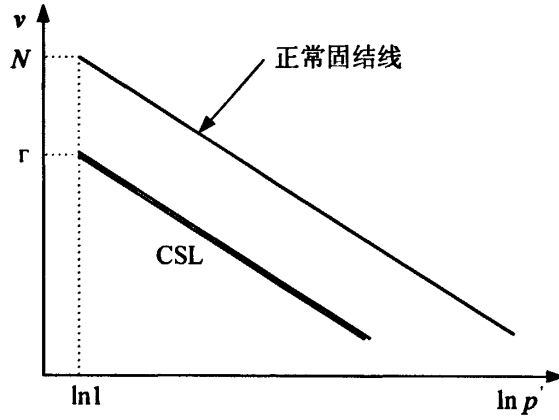


图 5.2 CSL 与正常固结线的位置关系

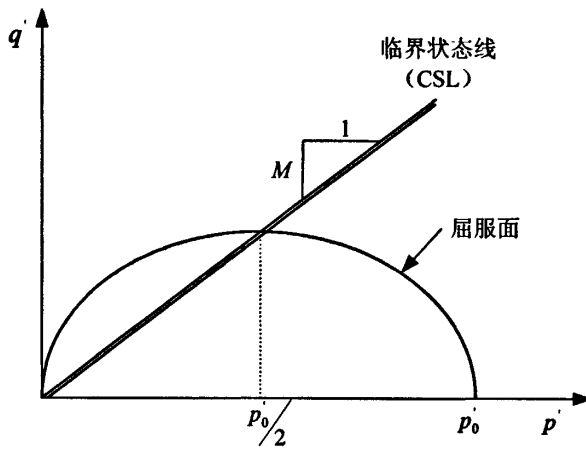


图 5.3 修正剑桥模型在 p' - q' 面上的屈服面

4. 修正剑桥模型的计算参数

修正剑桥模型需 4 个模型参数，即 v - $\ln p'$ 平面中正常固结线的斜率 λ ， v - $\ln p'$ 平面中回弹线的斜率 κ 、 p' - q' 面上 CSL 线的斜率 M 、泊松比 ν （或剪切模量 G ）。其中 λ 和 κ 可根据固结试验分别由式 (5.3) 和式 (5.4) 求得。

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (5.3)$$

$$\kappa = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (5.4)$$

式中 C_c 和 C_s 分别为土的压缩指数和回弹指数。 M 可根据三轴压缩试验由式 (5.5) 得到。

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (5.5)$$

式中 φ' 为三轴试验得到的有效内摩擦角。

此外修正剑桥模型尚需 2 个状态参数, 即初始孔隙比 e_0 和前期固结压力 p_0 。修正剑桥模型的参数只要通过简单的常规三轴试验测定三个参数, 就可以应用该模型的理论来确定土的弹塑性应力—应变关系, 使用较为方便。

5.2.2 计算模型及边界条件

1. 建立计算模型和选择单元类型

由于三维分析的复杂性及计算量非常大^[52], 目前直接应用于实际工程还较少, 本章拟采用平面有限元法。初始应力场是指基坑即将开挖时的应力场。初始应力场是非线性有限元计算的基础, 以后各个阶段的计算都是在此基础上进行。地下连续墙的施工对土体的初始应力场有一定的影响, 在本章的分析中, 不考虑工程桩、地连墙施工等对土体扰动的影响。

2. 计算域和边界条件

当围护墙的结构形式、介质条件、荷载分布、施工条件等均为轴对称时, 可取对称轴的一侧作为计算域。计算域的边界要达到基坑开挖结构受力后不再产生变位影响的边界为止。一般按以下原则确定^[53]:

(1) 墙背侧边界: 可根据土体性质的不同, 取 6 倍的基坑开挖深度, 此边界作为不动支点。

(2) 墙底方向的边界: 当墙底建在坚硬地层上或墙底不深处存在坚硬地层时, 则坚硬地层面即作为不动的边界; 当墙底一定范围内的地层仍为较软弱土层时, 可取基底以下深度大于基坑横向跨度的地方作为边界。

5.3 工程算例

上海市某车站工程，车站为地下三层岛式车站，车站主体为双柱三跨结构，采用“两明两暗”施工方法。车站主体基坑保护等级为一级，附属结构基坑保护等级为二级。该车站结构长 157.2m，标准段宽 22.8m。车站地下连续墙厚 1000mm，墙深 52m。该车站平面位置示意图见第二章图 2.2。

5.3.1 修正剑桥模型计算

平面应变有限元分析断面取标准段 14 轴，具体情况参见第二章。计算断面考虑从墙体向坑内延伸至基坑中央，向外延至 140m，向下延伸至 100m。整个模型的平面尺寸为 150m×100m。模型的边界条件为：竖向边界约束侧向位移，底部边界约束两个方向的位移。

1、土体计算参数

表5.1 土层计算参数

模型土层	实际土层	Density (g/m ³)	本构模型	Log Plas Bulk Mod	Stress ratio	Log Bulk Modulus	初始孔隙比	Yound's Modulus (Pa)	Poiss on's Ratio	Friction Angle	Cohesion Yield Stress (Pa)
1	②	1900	M-C					3E+007	0.35	35	19000
2	③	1900	MCC	0.1005	1.38	0.03	1.18				
3	⑤ ₁	1900	MCC	0.1587	0.69	0.03	1.43				
4	⑤ ₃	1900	MCC	0.05	1.29	0.009	1.03				
5	⑤ ₄	1900	MCC	0.0647	1.29	0.01	0.71				
6	⑦ ₁	1900	M-C					8.4E+007	0.3	32	2000
7	⑧	1900	M-C					3.4E+007	0.3	17	20000
8	⑨	1900	MCC	0.02	0.9	0.003	0.94				

表5.2 围护结构材料参数

围护结构	Density	Yound's Modulus	Poisson's Ratio
地墙	2700	3E+010	0.2
混凝土支撑	2700	2 E+010	0.2
钢支撑	7800	2.1E+011	0.3

表5.3 单元类型

部件	模拟单元	Abaqus 中的单元类型
支撑	杆单元	T2D2
地墙	梁单元	B21
土体	面单元 (采用线弹性模型)	CPE8R
接触	无厚度, 采用库伦-摩尔模式	

2、有限元分析过程

分析过程与实际施工过程一致, 具体的分析过程如表 5.4 所示。采用单元的生死功能来模拟基坑施工的过程。

表5.4 模拟施工过程

计算荷载步	工况
Step-ini	模拟土体在白重作用下的应力场
Step-wall	加入地墙
Step-exc1	第一层土开挖, 开挖至-1.8m,
Step-exc2	第二层土开挖, 开挖至-3.8m,
Step-exc3	第三层土开挖, 开挖至-7.8m,
Step-exc4	第四层土开挖, 开挖至-11.3m,
Step-exc5	第五层土开挖, 开挖至-14.2m,
Step-exc6	第六层土开挖, 开挖至-17.4m,
Step-exc7	第七层土开挖, 开挖至-18.9m,
Step-exc8	第八层土开挖, 开挖至-21.1m,
Step-exc9	开挖至坑底标高

3、计算结果

(1) 墙体水平位移

墙体在开挖第 3、5、7、9 层土时的侧移如图 5.4 所示。随着基坑开挖深度的增大, 墙体的变形逐渐增大。开挖至底层土时, 最大侧移为 28.1mm, 最大侧移位于 23.1m 处。这与实测值最大测斜 37.5mm, 最大侧移位置 22.5m 处吻合的比较好。

(2) 墙后地表沉降

开挖第 3、5、7、9 层土时墙后地表沉降如图 5.5 所示。墙后地表沉降随着开挖深度的增大而逐渐增大, 最大沉降位于墙后约 17m 处。基坑开挖影响范围达到 70m 左右, 约为开挖深度的 3 倍。由于盖挖半逆作法较大的刚度, 因此墙后沉降值并不大, 开挖至坑底时最大沉降为 12.1mm。

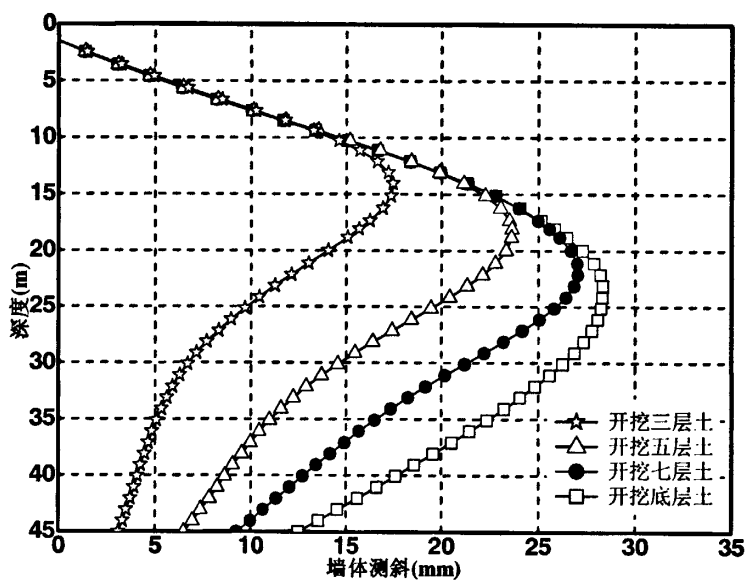


图 5.4 开挖第 3、5、7、9 层土时墙体的水平位移

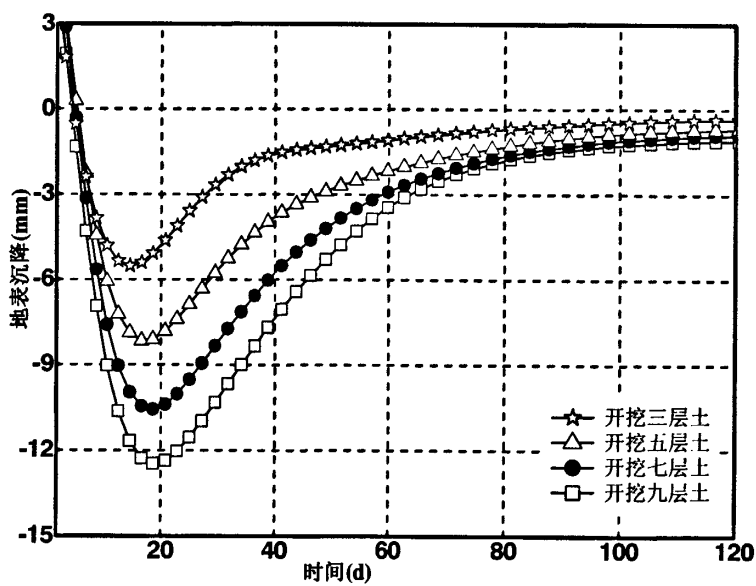


图 5.5 开挖第 3、5、7、9 层土时墙后地表沉降

(3) 土体水平位移

图 5.6 是基坑开挖第 3、5、7、9 层土时墙后 2m 处土体的水平位移，由图知土体水平位移随着基坑开挖深度的增加而增加，最大水平位移 28mm 左右，最大水平位移的位置位于开挖面附近。

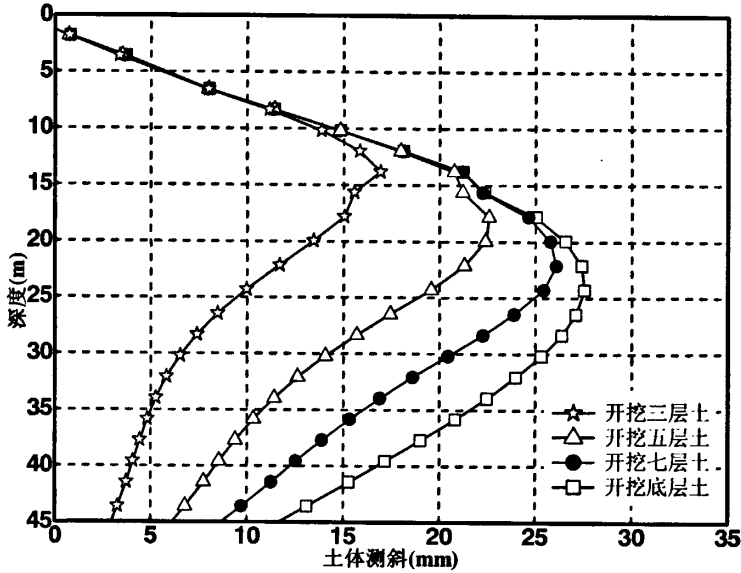


图 5.6 开挖第 3、5、7、9 层土时土体水平位移

5.3.2 接触面参数对基坑变形的影响

连续墙与土体的接触面参数有两个，即墙—土摩擦系数 μ 和极限摩阻力 t_{max} 。 μ 和 t_{max} 与土体的类型、墙土之间接触面的粗糙程度等因素有关，在进行参数分析时不考虑这两者的相关性。关于 μ 的变化范围，参考了建筑桩基技术规范^[54]关于承台底与基土间的摩擦系数的取值范围，该规范中 μ 的变化范围为 0.25~0.75，参数分析中考虑 μ 的变化范围为 0~0.8。关于 t_{max} 的变化范围，参考了上海市岩土工程勘察规范^[55]关于灌注桩侧极限摩阻力标准值的取值范围，参数分析中考虑 t_{max} 的变化范围为 5~50kPa。参数分析采用基本分析模型的参数，仅改变接触面参数 μ 或 t_{max} 。

1. 墙—土摩擦系数 μ 的影响

图 5.7、5.8 为不同 μ 值时在开挖至 24.3m 时基坑的连续墙的侧移及墙后地

表沉降。从图中可以看出,除了 $\mu=0$ 的情况之外各变形值几乎保持不变。这是由于各分析模型中 t_{\max} 恒20kPa,当 μ 不为零时墙土接触面的性质主要由 t_{\max} 来控制。 $\mu=0$ 表明墙土之间为光滑接触,因而连续墙的侧移有所增大,紧靠墙后的土体也发生了很大的沉降。由此看出,基坑变形对墙—土摩擦系数 μ 的取值并不敏感。

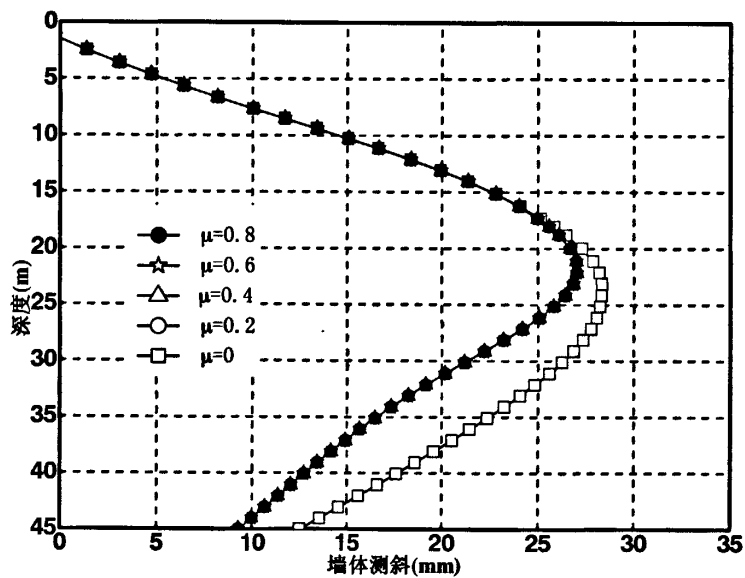
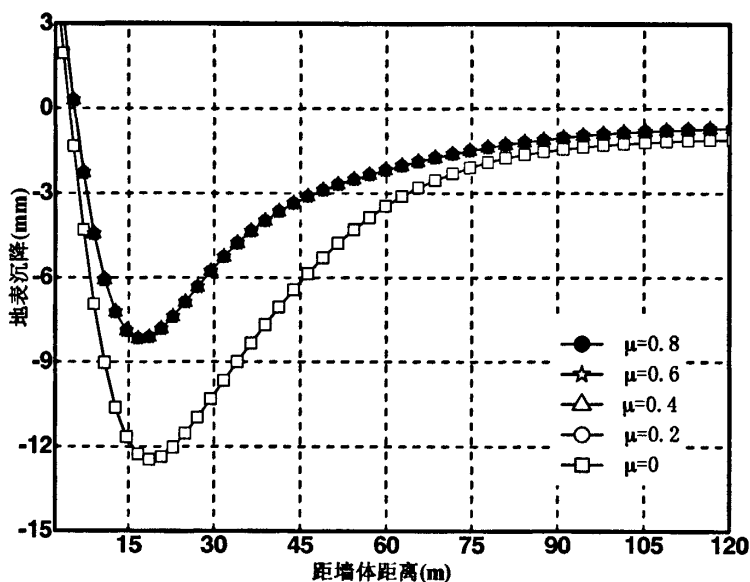


图 5.7 墙—土摩擦系数 μ 对墙体测斜的影响

图 5.8 墙—土摩擦系数 μ 对地表沉降的影响

2. 极限摩阻力 t_{\max} 的影响

图 5.9、5.10 为 t_{\max} 取不同值时在开挖至 24.3m 时基坑的有关变形。从图中可以看出， t_{\max} 对基坑的变形有较大的影响，这是由于在 μ 不变时墙土接触面的性质主要由 t_{\max} 来控制。 t_{\max} 越小表明墙与土之间越有发生相对滑动的趋势，此时墙体的侧移较大，墙后地表沉降也增大。当 t_{\max} 从 50kPa 变化到 5kPa 时，最大的墙体侧移、最大的墙后地表沉降分别增加 27.5%、145%。

从上述分析可以看出， t_{\max} 主要影响墙后地表沉降，对墙体的侧移的影响相对较小。因此在考虑墙—土接触面的有限元分析中，需按照实际情况确定合理的 t_{\max} 取值，从而取得更合理的计算结果。

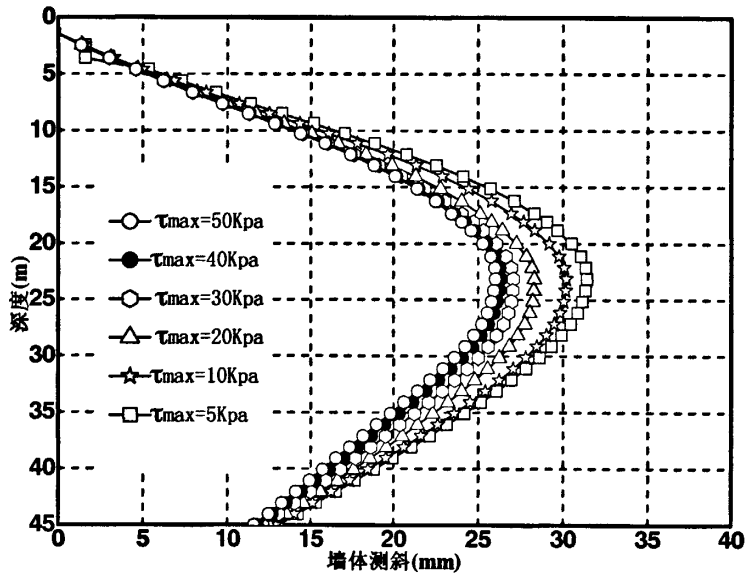


图 5.9 极限摩阻力 t_{max} 对墙体测斜的影响

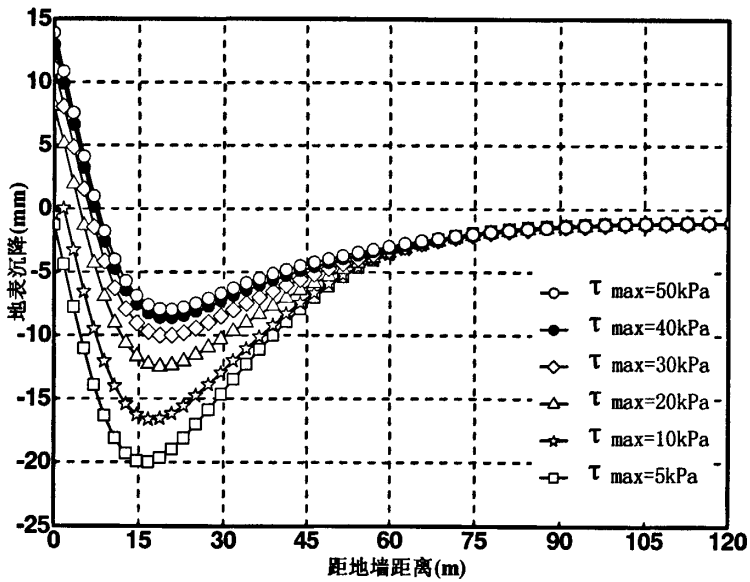


图 5.10 极限摩阻力 t_{max} 对地表沉降的影响

5.4 本章小结

本文采用修正剑桥模型用有限元进行模拟，并与实测数据比较，所获结论如下：

(1) 通过对超深基坑开挖过程中围护结构的变形、墙后土体水平位移、地表沉降等的分析，采用修正剑桥模型计算均比较适合，且与实测值比较接近。

(2) 超深基坑变形对墙—土摩擦系数的取值不敏感，极限摩阻力主要影响墙后土体的沉降和水平位移，对墙体的水平位移影响相对较小。

第6章 结论与展望

6.1 论文研究主要结论

本文结合上海某软土超深基坑的实测数据，通过对支护结构体系的系统研究，阐述了围护结构变形的一般规律，包括：地下连续墙变形、土体水平位移、地表沉降以及立柱隆起等，并和上海地铁车站的历史资料做了比较；在考虑软土流变性的基础上分析了支护结构有撑变形的影响；对实测的支撑轴力进行了动态分析，针对预加轴力的衰减情况进行了初步研究并提出了减少预加轴力衰减的措施；采用修正剑桥模型用有限元进行模拟并与实测数据对比，分析了接触面参数对基坑变形的影响。针对类似盖挖法半逆作工程，现将本论文所做工作、主要研究成果总结如下：

1、软土超深基坑变形存在以下特点：

(1) 超深基坑墙体水平位移变形规律与一般深基坑相比差别不大，总体变形呈“大肚”状，最大水平位移位置位于开挖面附近。

(2) 围护结构变形在淤泥质粘土层施工阶段占的比重较大，在保证工程质量的前提下应尽量缩短该层土体施工时间，从而有效地控制围护结构的变形。

(3) 基坑开挖较浅时，对深层土体水平位移影响不大，且土体水平位移相对于墙体水平位移有一定的滞后性，约滞后 1~2 天左右。

(4) 超深基坑开挖浅层土时，立柱隆起变化比较平缓，在开挖后几层土时，隆起趋势加剧，占总隆起量的 78%左右，与一般深基坑开挖过程中的立柱隆起变化规律相近，因此控制基坑最后几层土的施工进度，可以有效地控制立柱隆起量。

2、针对这种盖挖半逆作工程，通过不同工况下有撑变形的比较研究，得到如下结论：

(1) 围护结构变形分为“开挖变形”和“有撑变形”两部分，有撑变形速率虽然比开挖变形速率小，但由于有撑暴露时间过长（占施工总时间的 80%左右），造成有撑变形占最终变形的比重较大，最大达 60%左右，这与一般深基坑的规律差别较大，因此，后续类似工程中，既要控制开挖时间（由于盖挖半逆作工

法出土困难,造成开挖暴露时间相对过长),更要控制有支撑暴露时间,这样才能控制围护结构的最终变形。

(2) 有支撑变形主要与暴露时间、开挖深度、支撑轴力及加固情况等因素有关,控制有支撑暴露变形除了尽量缩短有支撑暴露时间外,还应减少有支撑暴露期间的施工扰动并及时按要求复加支撑轴力。

3、对超深基坑开挖过程中支撑轴力的变化规律进行了系统的总结分析,得出以下结论:

(1) 类似半逆作法施工的超深基坑,下一层板、下二层板发挥了很大的作用,大部分荷载被其承担,钢支撑还有很大的优化设计空间。

(2) 对钢支撑预加轴力后两小时内的衰减规律进行了初步研究,预加轴力两小时内会有一定的衰减,且无收敛迹象,最大衰减达 16%左右。因此在后续类似工程中,要密切关注支撑轴力的变化趋势,必要时复加支撑轴力。

(3) 提出一些减少预加轴力衰减的措施:提高预加轴力的标准;两次加压,将楔子塞紧;每次加完压后,维持一段时间,待稳定后再卸千斤顶;控制法兰接头数量,安装时螺栓要拧紧;控制钢支撑端板和地墙接触位置的平整度;制定楔子加工标准,尽量规范化制作,并且提高楔子安装时质量。

4、采用修正剑桥模型用有限元进行模拟,并与实测数据比较,发现超深基坑变形对墙-土摩擦系数的取值不敏感,极限摩阻力主要影响墙后土体的沉降和水平位移,对墙体的水平位移影响相对较小。

6.2 论文研究展望

本文总结了软土超深基坑变形规律,分析了软土流变特性与支护结构变形之间的关系,对钢支撑预加轴力的衰减规律进行了研究,最后分析了适合超深基坑计算的土体本构模型及接触面参数影响因素,但本文是结合上海地铁的历史数据,将某单一工程作为研究背景,很多地方有待深入研究。以下几方面是值得进一步深入研究的内容:

1、针对墙体水平位移和土体水平位移,本文仅研究了标准段部分点的变化规律,还需要更多的工程实例来进一步验证。

2、本文对标准段部分点地表沉降进行了时程分析,限于测点布置情况,未进行沿基坑横向地表沉降研究,对于类似超深基坑工程,墙体测斜与地表沉降

的关系有待进一步研究。

3、支撑轴力的衰减规律，还需要更多的工程实例来验证，尤其是两小时之外的衰减情况，及与立柱隆起、温度变化等的耦合关系需要进一步分析。

致谢

时光流逝，不经意间在同济的三年求学生涯即将结束，随着年龄的增长，对事物的看法也有了些许的改变。曾几何时，年少轻狂，还真有点指点江山的意味，现在我将踏上新的征程，生活之路又有了新的起点。直挂云帆济沧海，我的梦将由我自己来实现。

三年来，刘老师从论文的选题、现场资料的收集、论文的撰写都倾注了大量的心血和汗水。三年中，刘老师毫无保留地倾其所学，为我解决了工作中和论文撰写中许多疑难。在学生工作能力的培养上刘老师也提供了大量的锻炼机会，使我有机会能参与到上海地铁建设的实际工程，让我在许多方面尤其是现场实践方面有了很大的提高。本文是在刘老师的亲切关怀和精心指导下完成的。刘老师渊博的学识、干练的工作作风、对学生和蔼诚恳的态度都让我留下了深刻的印象。在此，谨向刘老师致以最诚挚的敬意和衷心的感谢。

对三年来朝夕相处的师兄师姐师弟师妹们对我的支持和帮助表示诚挚的谢意，还记的一年级去东方绿洲的时候，大家一起参加素质拓展，同舟共济，共同完成目标。不经意间，自己就要毕业了，每次送别师兄、师姐，这次到自己说再见了，还真有点舍不得。舍不得在沪东时悠闲的生活，舍不得在复旦听讲座的情景，舍不得离开母校，更舍不得离开教研室的这些兄弟姐妹们。

不知不觉又长了三岁，是该出去经历风雨的时候了，海阔凭鱼跃，天高任鸟飞，我的未来不是梦，追逐梦想、超越自己！

赵明

2009年3月于同济园

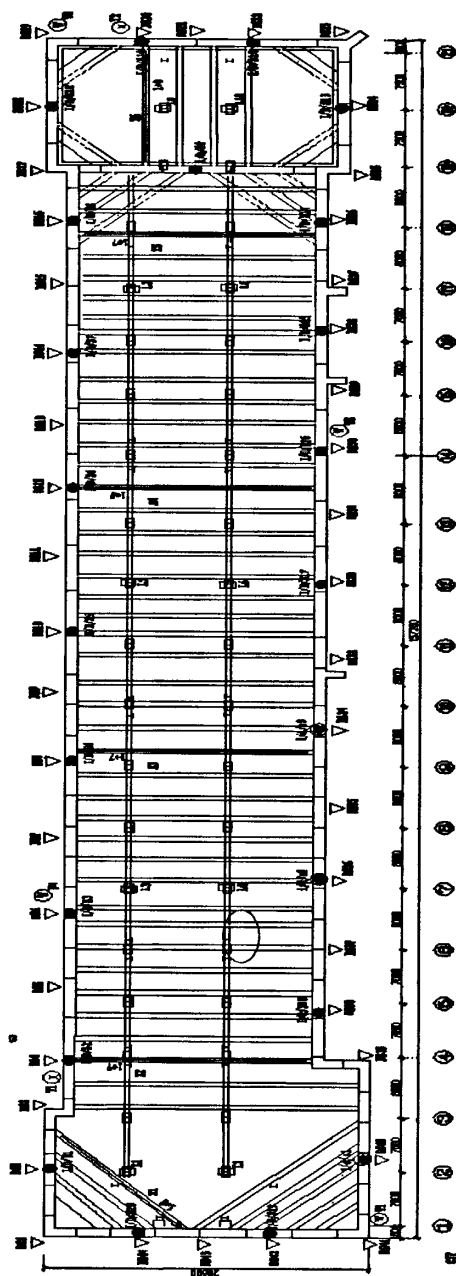
参考文献

- [1] 李先逵. 我国城市轨道交通发展战略的思考. 城市轨道交通研究, 1998 (4)
- [2] 刘涛. 基于数据挖掘的基坑工程安全评估与变预测研究: [博士论文]. 上海: 上海同济大学土木工程学院, 2007
- [3] 建筑基坑工程技术规范, 中华人民共和国冶金工业部发布, 1997
- [4] 简艳春. 软土基坑变形估算及其影响因素研究. 江苏: 河海大学, 2001
- [5] Peck, R.B. (1969). "Deep excavation & tunneling in soft ground. State-of-the-Art-Report." Proc., 7th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engrg. 226-281
- [6] Mana A. I. and Clough G. W. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay. J. Geotech. Engrg. ASCE, 107(6), 759-777
- [7] Sugimoto. (1986). Prediction for the maximum settlements of ground surface by open cut. Proceedings of Japan Society of Civil Engineers No. 373, VI-5
- [8] Thomann, T. G and Hryciw, R. D. 1990. Laboratory measurement of small strain shears modulus under K0 conditions. Geotechnical Testing Journal, 13(2): 97-105
- [9] Clough, G. W., and Reed, M. W. (1984). "Measured behavior of braced wall in very soft clay." J. Geotech. Engrg. ASCE, 110(1), 1-19
- [10] 侯学渊、刘国彬、黄院雄. 城市基坑工程发展的几点看法. 施工技术, Vol.29, No.1, 2000
- [11] Oka, F., Adachi, T., & Mimura, M., (1988). Elasto-viscoplastic constitutive models for clays, Proceedings of the International Conference on Rheology and Soil Mechanics, UK Sept., 12-27
- [12] 侯学渊, 陈永福. 深开挖引起周围地基土沉陷的计算. 岩土工程师, Vol.1(1), 1989
- [13] 曾国熙. 正常固结饱和粘土不排水剪切的归一化性状. 软土地基学术讨论会论文集. 水利出版社, 1980
- [14] 李亚. 基坑周围土体位移场的分析与动态控制: [硕士学位论文]. 上海: 同济大学土木工程学院, 1999
- [15] Goldberg D.T., Jaworski W.E., and Gordon M.D. Lateral Support Systems and Underpinning. Report No. FHWA-RD-75-129, Volume 2, Federal Highway Administration, Washington, 1976
- [16] Wong I.H., Poh T.Y., and Chuah H.L. Performance of excavations for depressed expressway in Singapore. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1997, 123 (7): 617-625
- [17] 刘兴旺, 施祖元, 益德清, 吴世明. 软土地区基坑开挖变形性状研究, 岩土工程学报, 1999, 21 (4): 456-46
- [18] Clough G.W., and O'Rourke T.D.. Construction induced movements of in situ walls. Proceedings, ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York, 1990, pp: 439-47

- [19] Hsieh P.G., Ou C.Y.. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, 35(6): 1004-1017
- [20] 陈卫星. 深基坑立柱竖向位移工程实例分析, *建筑施工*, 2000, 22 (2): 37-39
- [21] 刘清阳, 赵考重, 于奎亮. 逆作法施工支撑立柱抬升与沉降分析, *建筑技术开发*, 2003, 30(2):66-67
- [22] 毛金萍, 徐伟, 吕鹏. 深基坑立柱竖向位移分析, *建筑技术*, 2004, 35 (5): 342-343
- [23] 谢雄耀. 逆作法施工关键技术分析与施工过程中位移场计算机仿真理论及工程应用的研究, 同济大学博士学位论文, 上海, 2001
- [24] Clough G.W., Duncan J.M. .Finite element analyses of retaining wall behavior. *Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 1971, Vol. 97(12): 1657~1673
- [25] 夏冰, 夏明耀. 上海地区饱和软土的流变特性研究及基坑工程的流变时效分析. *地下工程与隧道*, 1997, (3): 11~18
- [26] 姜朋明, 蒋志勇. 饱和软土地区深基坑变形时间效应的研究. *华东船舶工业学院学报*, 1998, Vol. 12(3): 100~106
- [27] 吴兴龙, 朱碧堂. 深基坑开挖坑周土体变形时空效应初探. *土工基础*, 1999, Vol. 13(3): 5~8
- [28] 陈洋. 软粘土深基坑开挖的粘弹塑性流变分析. *工业建筑*, 2000, Vol. 30(9): 42~45
- [29] 应宏伟, 谢康和, 潘秋元, 曾国熙. 软粘土深基坑开挖时间效应的有限元分析. *计算力学学报*, 2000, Vol. 17(3): 349~354
- [30] 覃海婴, 杨晓贞. 考虑卸载扰动与土流变特性的基坑性状的分析. *福州大学学报(自然科学版)*, 2001, Vol. 29(1): 78~82
- [31] 张燕凯, 桂国庆, 赵抚民. 深基坑工程中考虑开挖深度和时间效应的土压力计算公式的探讨. *南昌大学学报(工科版)* 2002, Vol. 24 (1): 85~89
- [32] 张伟, 茜平一, 陈晓平. 流变理论在深基坑开挖中的应用探讨. *武汉大学学报(工学版)*, 2003, Vol. 36(2): 92~96
- [33] 吴波, 刘维宁, 高波, 索晓明, 史玉新. 城市浅埋隧道施工性态的时空效应分析. *岩土工程学报*, 2004, Vol. 26 (3): 340~343
- [34] 傅艳华, 王旭东, 宰金珉. 基坑变形时间效应的有限元分析. *南京工业大学学报*. 2005, Vol. 27(5): 32~36
- [35] Marsland, A.(1971). Laboratory and insitu measurements of the deformation modules of London Clay. *Proc. Symp. Interaction of Structure and Foundation*, July. Midland Soil Mechanics and Foundation Engineering Society.
- [36] Rankine, W. J. M. (1857). On the stability of loose earth. *Phil. Trans. Roy. Soc., Lond.* 147, Part 1, 9-27.
- [37] Clough, G. W. & Denby, G.W.(1977). Stabilizing Beam Design for Temporary Walls in Clays, *J. of Geotech. Div., ASCE.*, Vol. 103(2).
- [38] Schiffman, R. L.(1959). The use of visco-elastic stress-strain laws in soil testing. *ATSM Special Technical Publication No. 254*, 131-155.
- [39] Uff, J. F. (1970). In situ measurements of earth pressure for a quay wall at seaforth,

- Liverpool. Proc. of Conf. on In Situ Investigations in Soils and Rocks. British Geotechnical Society, London. 229-239.
- [40] 曾国熙, 潘秋元, 胡一峰(1988). 软粘土地基基坑开挖性状的研究, 岩土工程学报, Vol. 10(3).
- [41] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册, 中国建筑工业出版社, 1997
- [42] 高夕良. 基坑工程变形分析及围护结构设计探讨: [硕士学位论文]. 成都: 成都西南交通大学土木工程学院, 2006
- [43] 李青. 软土深基坑变形性状的现场试验研究: [硕士学位论文]. 上海: 上海同济大学土木工程学院, 2008
- [44] Colough R.W.& Woodward R.J. Analysis of embankment stresses and deformations. J. of SM. & FDN. ASCE, Vol. 93 (SM4), 1967
- [45] 高大钊. 软土地基理论与实践. 中国建筑工业出版社&同济大学出版社, 1992.8
- [46] 魏汝龙. 软粘土的强 310 度和变形. 人民交通出版社, 1991.8
- [47] 刘国彬, 侯学渊. 软土基坑隆起变形的残余应力分析法. 地下工程与隧道, No.2, 1996
- [48] 上海市标准. 上海地铁基坑工程施工规程 (SZ-08-2000)
- [49] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算. 北京: 中国水利水电出版社, 1999
- [50] 史世雍. 软土地区深基坑支护体系安全性状动态分析: [博士学位论文]. 上海: 上海同济大学土木工程学院, 2007
- [51] 王卫东, 王建华. 深基坑支护结构与主体结构相结合的设计、分析与实例. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007
- [52] 孙 钧, 汪炳鉴. 地下结构有限单元法解析. 同济大学出版社, 1986
- [53] 徐中华. 上海地区支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形性状研究: [博士学位论文]. 上海: 上海交通大学船舶与建筑工程学院, 2007
- [54] 中华人民共和国行业标准. JGJ 94-94 建筑桩基技术规范 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [55] 上海市建设和管理委员会. DGJ 08-37-2002 岩土工程勘察规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002

附录



附录：车站测点布置图

个人简历 在读期间发表的学术论文

个人简历:

赵明, 男, 1983年9月出生。

2006年7月毕业于中国石油大学储建学院土木工程专业 获学士学位。

2006年9月入同济大学地下建筑与工程系岩土工程专业攻读硕士学位。

已发表论文:

赵明.《上海地铁深基坑工程流砂病害浅析》.岩土工程学报(增刊).2008.10: p390~p394