

排桩支护结构桩侧土压力分布研究

专 业: 岩土工程

硕 士 生: 马 超

指导老师: 韩晓雷 教授

王贤能 高工

摘 要

现阶段, 岩土工程实践远超前于理论发展, 特别是深基坑支护结构的设计还处于理论计算和工程经验并重的阶段。对于悬臂式支护结构, 通常应用经典土压力理论来进行设计计算, 但这种设计方法忽略了桩土相互作用, 未考虑桩体变形以及桩后土体宽度对土压力分布及大小的影响。

排桩支护结构是一种偏于安全的深基坑支护结构(常与预应力锚索或内支撑联合使用), 但对于特殊的土柱状基坑, 即使采用了排桩支护结构却经常发生险情, 深圳农科广场项目深基坑东侧即是一例。该侧坑深约 13.0m, 土柱宽约 13.0m, 设计采用桩锚支护结构, 但因锚索发挥的作用太小, 形成了类似悬臂桩支护结构, 实测桩顶水平位移达 185mm, 实属罕见, 经采取多项有效的加固措施后才避免了灾害发生。

本文以工程为实例, 通过 ANSYS 的 APDL 命令流, 建立了排桩支护系统仿真模型, 与实测结果对比分析, 结果表明文中建立的有限元模型分析结果与实测结果很吻合, 合理地解决了考虑桩土共同作用的三维排桩支护系统的建模问题。并在此基础上展开了对土柱问题的研究和桩侧土压力分布特征的分析:

(1) 通过改变桩后土体宽度, 计算分析了桩顶最大水平位移变化趋势, 并对土体 c 、 ϕ 值及变形模量进行了敏感性分析。根据计算结果并结合实际情况, 定义了土柱问题的影响范围, 并证明了支护桩后土体宽度对桩后土压力的大小具有明显的影响。研究表明, 在今后类似的基坑支护工程中应充分考虑到土柱问题对支护系统变形的影响;

(2) 通过 ANSYS 程序计算出了桩后土体近似无限宽情况下的桩后土压力分布特征, 比对朗肯与库伦两种经典土压力理论计算结果, 发现由于研究对象不同, 本文计算得到的土压力分布与两种经典理论的计算结果无论在分布形式上还是数值大小上均有很大差别;

(3) 此外, 本文引入土拱原理, 推导出了基坑底面以上主动土压力计算公式。

关键词: 排桩支护 土柱 土拱原理 土压力分布特征 有限元分析

Researching distribution of earth pressure on retaining-pile structure for deep excavation

Specialty: Geotechnical Engineering

Name: Ma Chao

Instructor: Professor Han Xiaolei

Senior Engineer Wang Xianneng

Abstract

The practices of geotechnical engineer is more than its theories, especially to the condition of deep excavation ,its retaining structure design have to depend on both theoretical calculations and engineering experience in modern stage. For cantilever pile retaining structures, we usually applied classical earth pressure theories to design, but this designing method neglects the influence of the interaction between soil and retaining piles .

This paper based on the engineering practice, through compiling program of APDL parameters, it established a 3-D FEM model of piles-braced cuts and conducted comparative analysis between the results of calculation and measuring datas. The results of calculation is consistent with the measured results,so it resolved the model establishment problem considering interaction between soil and retaining piles ,analyzed the characteristics of earth pressure and studied the soil-pillar problems:

(1) through changing the width of soil-pillar, this paper proceeded sensitivity analysis to c 、 ϕ value of soil mass and modulus of deformation , achieved the trends of deformation on the top of retaining piles, defined the influence scope of the soil pillar problem according to calculations and the actual situation, confirmed that the width of soil pillar obviously influence the earth pressure.

(2) by the procedure of ANSYS , this paper achieved the characteristics of earth pressure,compared both of the classical Coulomb's and Rankine's earth pressure. because of the different research objects, earth pressure that this text calculated is significant different from the two kinds of classical result in the form of distribution or value ;

(3) in addition, based on the soil arch-principle, this paper achieved the calculation formula of active earth pressure above the boottm at pit .

Key word: retaining-pile structure,soil-pillar,soil arch-principle distribution of earth pressure,finite element analysis

声 明

本人郑重声明我所呈交的论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含本人或其他人在其它单位已申请学位或为其它用途使用过的成果。与我一同工作的同志对本研究所做的所有贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了致谢。

申请学位论文与资料若有不实之处，本人承担一切相关责任。

论文作者签名：马越

日期：2006.6.4

关于论文使用授权的说明

本人完全了解西安建筑科技大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留送交论文的复印件，允许论文被查阅和借阅；学校可以公布论文的全部或部分内容，可以采用影印、缩印或者其它复制手段保存论文。

(保密的论文在论文解密后应遵守此规定)

论文作者签名：马越

导师签名：李伟

日期：2006.6.4

注：请将此页附在论文首页。

第1章 绪论

随着经济建设的发展和人们生活水平的提高,近年来我国的各类建筑与市政工程得到飞速发展,高层建筑和大型市政工程大量涌现。从20世纪70年代末开始,我国的高层建筑得到大规模发展,10层以上的建筑物已逾1亿平方米,其中高度超过100m的建筑物已有约200座。在北京、上海、广州、深圳等城市陆续建造了一大批高层建筑。例如,上海金茂大厦高420.5m,深圳地王大厦高325m,广州中天大厦高322m,它们跻身于当今世界20座超级巨厦之列。同时,我国还兴建了大量大型市政设施,如北京、上海、深圳等地的地下铁道、上海人民广场的地下变电站及上海河流污水工程等。而这些高层建筑的建造、大型市政设施的施工及大量地下空间的开发,必然会引起大量的基坑工程,这些已建和在建的高楼超高大楼,其基坑深度已逐渐由6m、8m发展至10m、20m以上。

1.1 目前主要的基坑支护结构类型

1.1.1 水泥土搅拌桩围护

水泥土搅拌桩是我国目前深度5m以内的基坑中首选的支护形式之一,软土地区尤其如此,土层条件好时,15m左右基坑亦经常使用。水泥土搅拌桩有好几种布置型式,实体式、空腹式、格构式、拱型或拱型加钻孔灌注桩等,施工技术既可以采用浆喷也可以粉喷。其优点不需要支撑,基坑内开挖土施工方便,搅拌桩施工时无环境污染,造价较低及防渗性好。设计原理同重力式挡墙。但这种围护结构往往要求基坑周围有一定空间可布置搅拌桩,且只一般适用于开挖深度不大的基坑。

表1—1 近年来采用水泥土搅拌桩围护系统的工程实例

| 工程名称 | 基坑深度 | 土层情况 | 支护方式 |
|------------------|------------|-----------------|--|
| 上海中远两湾城A10、A11工程 | 5m | 地下水在地表下0.5~3m | 水泥土搅拌桩挡墙为3.2m宽格栅型,桩长11m |
| 天津铁路局住宅楼工程 | 4.40m | — | 采用厚度为1.80m的水泥土墙,挡墙有效嵌固深度为2.20m, |
| 杭州市电信局业务用房 | 5.0m ~6.5m | 土层为杂填土、素填土和粉质粘土 | 开挖6.5m深处用3排、开挖5.0深处用2排 Φ 700水泥搅拌桩,桩长分别为10.5m和9.0m |

上述实例表明。在开挖深度小于 10.0m 时，水泥搅拌桩用于滨海、滨河淤泥区十分普遍。但在某些地区如深圳地区滨海淤泥沉积时间晚、含水量高、孔隙比大，采用水泥搅拌桩重力式挡土墙支护结构的变形一般较大。如深圳宝安中心区深业新岸一期基坑工程，坑深 4.6m，采用了 10 排格栅状水泥搅拌桩作为支护结构，其顶部水平位移平均值达到 160mm 以上；相邻的某基坑工程项目，坑深约 5.0m，仅采用两排搅拌桩作为支护结构，结果造成大段坑壁坍塌。

1.1.2 土钉墙支护

土钉技术在我国应用始于 80 年代初，由于它具有材料用量少，施工速度快，安全可靠，经济等优点，目前该项技术在高层建筑的深基坑开挖中得到愈来愈多应用，甚至不少是用于常规支护基坑失稳时抢险加固或塌滑处理。但由于土钉支护有它的局限性，在松散砂土、软土、流塑粘性土以及有丰富地下水源的情况下不能单独使用该支护，必须与其它土体加固支护方法相结合使用。此类方法在东南沿海地区应用已成为现实，已有不少成功的例子，该种技术主要是通过土钉支护与其它支护相结合使用，这样的支护形式也常被称为称“复合土钉墙”。

表 1—2 近年来采用土钉墙支护系统的工程实例

| 工程名称 | 基坑深度 | 支护方式 |
|--------------|-------------|----------------------------------|
| 奥林匹克公园会议中心工程 | 14.97m | 以斜坡土钉墙为主、局部桩锚支护结构为辅 |
| 北京西单通港大厦 | 17m | 17m 直立边坡采用土钉墙支护技术 |
| 中国轻纺城国际商务中心 | 7.43~10.23m | 采用分级放坡+土钉墙+水泥搅拌桩+高压旋喷桩复合土钉综合支护 |
| 深圳地铁水晶岛站 | 17m | 土钉墙与长度为 23m 的预应力锚索群锚组成复合型土钉墙联合支护 |

上述实例表明，在结合放坡、设置预应力锚索或其他手段，该方法的适用基坑深度可加深。但对于深度大于 12.0m 的深基坑，采用该方法，变形往往较大。如深圳市福田区中心区某基坑，坑深约 16.0m，采用水泥搅拌桩内置型钢作为超前支护桩，最大水平位移已超过 200mm，地面人行道、绿化带出现多条大裂缝，但未发生灾难性失稳问题。深圳市南山邮电局大楼侧的某花园，坑深约 12.0m，因地层软弱，地下水流失，造成邮电大楼附楼倾斜达 4‰，喷锚支护结构最大水平位移约 30mm，后采用预应力管桩 $\Phi 500@1000$ 与两排预应力锚索等加固措施才成功制止住了支护结构和附楼的继续变形。深圳市福田区石厦北某基坑，坑深 13.65m，坑壁主要地层为粉质粘土，南侧最大水平位移 163.5mm，西侧最大水平位移 84.5mm，北侧最大水平位移 98.0mm。因此，有关土钉支护机理的研究仍是岩土工程界所面临的重要课题之一。

1.1.3 地下连续墙

地下连续墙支护技术,已广泛应用于民用建筑、工业厂房和市政工程,包括建筑物的地下室、地下变电站、地下铁道车站、盾构工作井、顶管工作井、引水或排水隧道防渗墙、地下停车场、地下商场、地下水库、大型污水泵站等。

地下连续墙的优点是对邻近建筑物和地下管线的影响较小,施工时无噪音、无振动,属低公害的施工方法。其既能挡水也可止水,并可兼作承重墙。

据1990年统计,上海地区应用壁式地下连续墙的工程,已有50余个,其中有开挖最深达31米的宝钢铁皮坑工程,直径最大达64米的人民广场地下变电站,不用支撑和拉锚采用双层地下墙的皮尔金顿浮法玻璃厂熔窑坑,平面尺寸最大的人民广场地下停车场和地下商城,还有地下墙既承受水平方向水、土压力,又承受上部建筑物垂直荷重的上海电信大楼和地铁新闸路站等。

深圳市皇岗车站(长203m,3层)、国贸站(长161m,3层)、老街站(长166m,3层)、大剧院站(长211m,2层)均明挖顺作法,地下连续墙围护结构。

尽管地下连续墙法是一种既能挡土也能止水的支护结构,也可兼作承重墙,但因其常需要与内支撑联合使用,不便于快速开挖土方,且造价偏高,施工对人员和机械要求较高,在深圳地区应用较少,仅在庐山大厦、赛格广场大厦、国际金融中心、和平路茂业大厦、宝安南路河南大厦、温莎广场、国贸公寓、金宝城大厦、益田花园等基坑支护工程中采用。

1.1.4 排桩围护加内撑(或土锚)

排桩作为围护结构承受水土压力,是深基坑开挖常用的一种围护形式,根据不同的地质条件和开挖深度可做成悬臂式挡墙、单撑式挡墙、多层支撑式挡墙等。常用桩型有人工挖孔桩、钻孔灌注桩。排列形式有一字形相接排列、间隔排列、交错相接排列、搭接排列、或是混合排列,常见的排列方式是一字板间隔排列,并在桩后采用水泥土搅拌桩、旋喷桩、树根桩等阻水。这样的结构形式较为经济,阻水效果较好。上海、深圳地区大部分开挖深度在7~12米左右的深基坑,采用钻孔灌注桩挡土,水泥土搅拌桩阻水,普遍获得成功。

上海市东海商业中心位于延安东路浙江路口,该工程地下室基坑平面尺寸为50米×43米,最大开挖深度为9.4米,围护结构采用钻孔灌注桩排桩组成的墙体及内支撑挡土,用树根桩及压密注浆组成隔水帷幕。钻孔灌注桩的桩径为直径800毫米,桩中心距900毫米,桩长20.2米,支撑采用一道钢支撑,均为直径609毫米×9毫米钢管桩,支撑间距6.6米。墙背用直径300毫米树根桩,桩长17米及三排压密注浆,深15米,组成隔水帷幕防水。

深圳地区在各种超深基坑或特殊条件下的深基坑，排桩支护常与预应力锚索或内撑联合使用。

表 1—4 深圳地区部分采用排桩围护的基坑支护工程

| 工程名称 | 基坑深度 | 土层情况 | 支护方式 |
|--------------|-------|------------------------|------------------------|
| 深圳市罗湖区司法大厦 | 18.6m | 土层依次为第四系冲洪积粉土、卵石层、凝灰岩层 | 采用挖孔桩与预应力锚索共同支护，旋喷桩止水 |
| 新世界商务中心大厦 | 15.5m | 土层为填土、第四系冲洪积细砂、花岗岩层 | 挖孔桩与预应力锚索联合支护，采用井点降水 |
| 世界之窗旋转舞台改建工程 | 21.9m | 土层为砾质粘性土、花岗岩层 | 挖孔桩与预应力锚索共同支护，坑壁凿泄水孔泄水 |
| 假日酒店 | 19.2m | 土层为砾质粘性土、花岗岩层 | 挖孔桩与预应力锚索共同支护，坑壁凿泄水孔泄水 |
| 星河国际酒店 | 25.0m | 土层为填土、含粘土砂、粉质粘性土、花岗岩层 | 挖孔桩加内撑支护，桩间旋喷桩止水 |
| 罗湖区妇幼保健院 | 12.0m | 粉质粘土和震旦系硅化岩地层 | 挖孔桩加预应力锚索支护，坑壁凿泄水孔泄水 |
| 罗湖医院医技楼 | — | 冲洪积地层 | 钻孔桩加预应力锚索支护，桩间旋喷桩止水 |
| 新银座广场 | 12.0m | 冲洪积、凝灰岩地层 | 钻孔桩加预应力锚索支护，旋喷桩止水 |
| 民俗村凤凰广场 | 16.0m | 填土、淤泥、砾质粘性土、花岗岩地层 | 挖孔桩与预应力锚索联合支护 |
| 华润中心北区 | 18.4m | 砂质粘性土、全~强风华花岗岩地层 | 挖孔桩加预应力锚索支护，坑壁泄水 |
| 中铁建大厦 | 16.5m | 填土、含砂粘土、砾质粘性土、花岗岩地层 | 挖孔桩与预应力锚索支护，搅拌桩止水 |
| 飞亚达大厦 | 19.0m | 填土、砾砂、砾质粘性土地层 | 钻孔桩与预应力锚索联合支护，旋喷桩止水 |

排桩支护结构常与预应力锚索或内撑联合使用，上海地区大部分深基坑工程采用的为排桩加内撑联合支护，而在深圳地区多为桩锚支护结构，当支护空间狭小，邻近建筑物基础埋深大

或地下管线多而无法设置预应力锚索时,可采用内支撑。深圳地铁一号线、四号线主要采用的是人工挖孔桩或钻孔咬合桩(素混凝土桩与钢筋混凝土桩相间交圈布置)与钢支撑联合支护结构。一些小型洼式结构(如泵站、污水处理厂)或埋深较大的地下管线坑槽开挖,采用排桩与内撑联合支护,如深圳市盐田污水处理厂泵站、深圳市东深供水管线深圳河段改线工程、大梅沙西部污水泵站。

以现有发展情况看,水泥搅拌桩和土钉墙由于本身刚度小,单独使用通常仅限于5~7m的基坑,一般其与排桩支护或其他支护方式共同使用。而地下连续墙尽管其刚度大、整体性好、变形小,适用范围广,但由于其存在很多问题,如对废泥浆的处理、槽壁坍塌问题等等,造价较为昂贵、对人员和机械的专业要求高,故使用相对于排桩支护结构少。在联合水泥搅拌桩和土钉墙支护的情况下,排桩支护结构刚度大、变形小,适合于地质条件复杂、周围环境复杂、基坑深度大且破坏后果严重的深基坑支护。且其造价较地下连续墙低,对人员和机械要求也较低,被广泛使用于深基坑支护,具有很大发展前途和研究意义。

1.2 当前排桩支护结构主要存在的问题

1.2.1 土柱问题

因城市建设开发及旧城改造,相邻建筑物间距越来越小,如临近既有建筑物设有地下室,基坑开挖时既有建筑物地下室与基坑之间将形成一道土柱(见图1—1),而其下往往埋设有地下管线,无法将土柱挖除,为保证基坑的安全稳定,需对其进行支护,但由于临近建筑地下室外墙及其基础桩的影响,无法或仅能布设很短的锚索,造成支护桩呈悬臂桩或近似悬臂桩支护。

表1—5 深圳地区部分具有土柱问题的基坑监测情况

| 工程名称 | 该侧冠梁顶最大水平位移 | 支护方式 |
|---------------------------------|-------------|-------------------|
| 深圳市罗湖医院医技楼东侧坑壁与临近云峰大厦地下室之间的土柱 | 35mm。 | 采用悬臂桩支护结构 |
| 深圳市华润中心北区西侧紧邻金丰城大厦地下室,土柱宽约12.0m | 76~97mm | 在地面下8.3m处设一道预应力锚索 |
| 深圳市农科广场东侧紧邻工商物价大厦,土柱宽约10.0m | 185mm | 在地面下9.0m处设一道预应力锚索 |

在深圳星河国际岗厦项目北侧、新润综合楼东侧等工程均存在这类问题^[1]

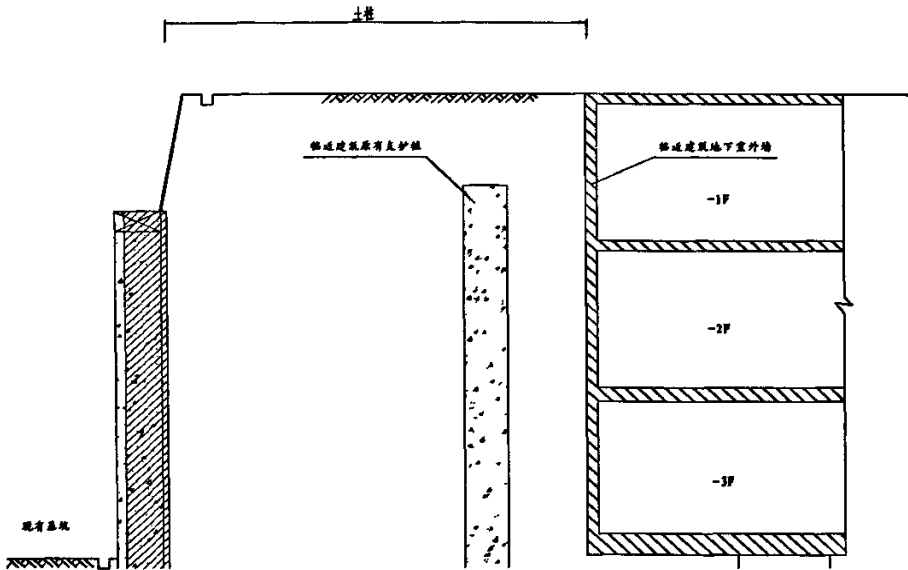


图 1—1 土柱示意图

深圳农科广场项目基坑东侧因邻近工商物价大厦地下室结构的限制,形成了特殊的“土柱”状坑壁,给基坑支护设计和施工均带来麻烦。本基坑支护工程施工过程中,正值 2005 年的雨季,每次强暴雨之后总会造成支护结构的变形增大,桩顶水平位移最大达 185mm,实属罕见。经过参建各方的积极配合,采取了多项有效的技术措施,才安然度过了危险期。引起本工程险情发生的原因和抢险加固措施给工程技术人员以诸多启示。

在深圳地区,类似的“土柱”基坑已发生了多起事故。那么,“土柱”如何定义、如何有效的解决“土柱”问题、桩后土体宽度不大,却使桩体产生如此大的变形,“土柱”产生的土压力是什么样的分布规律,这些问题亟待解决。

1.2.2 现有计算方法所存在的问题

随着新城区的发展和旧城区的改造,对基坑开挖提出了更高更严格的要求,即不仅要保证基坑稳定,还要满足变形控制的要求,以确保基坑周围原有建筑物、构筑物、地下管线及道路等的安全。城市中深基坑工程常处于密集的既有建筑物、道路桥梁、地下管线、地铁隧道或人防工程的近旁,虽属临时性工程,但其技术复杂性却远甚于永久性的基础结构或上部结构,稍有不慎,不仅将危及基坑本身安全,而且会殃及临近的建构筑物、道路桥梁和各种地下设施,造成巨大损失。如上海浦东地区良丰大厦搅拌桩坝体的圆弧式整体滑动;上海齐鲁大厦搅拌桩坝体的倾覆破坏;上海良友大厦由于邻近供销社大厦打工程桩使围护结构产生超大水平位移,导

致工程桩的大位移及断裂；服饰中心由于支撑施工未按设计要求，导致支撑失稳，围护结构产生“踢脚”破坏等。特别严重的是位于上海广东路、福建路处的昌都大厦，深基坑地下连续墙围护，在开挖到基底深度 13 米，第三道支撑未及支护时，突然在广东路一侧发生坍塌，折断

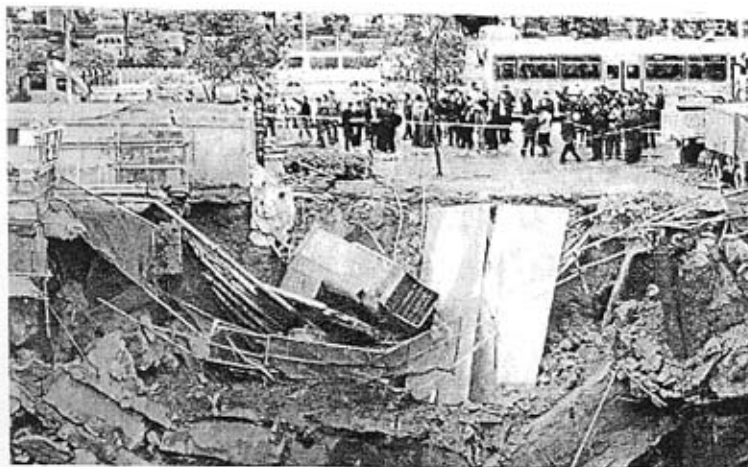


图 1—2 深圳市岗厦某基坑发生坍塌

了 2 条电力电缆，1 条煤气管，1 辆重车跌落坑内，估计造成的损失达上亿元；深圳市岗厦西坊某工程，建筑基坑护坡土方塌陷，致使部分围墙及混凝土搅拌泵倒向燃气管，砸断 DN250 燃气管道，造成大量液化石油气泄漏，周围 1600 户用户燃气供应中断。

现阶段的深基坑支护理论都还处于研究发展阶段，整个设计也都处于凭经验和估计来确定方案的阶段。现行基坑支护设计规范、手册或指南等推荐的方法并不能满足工程实践的需要。我国的基坑支护结构计算，对于悬臂式支护结构，应用经典土压力为作用于结构上的荷载进行结构设计，但这种设计方法已暴露出诸多问题，如在悬臂支护桩变形计算时，计算的桩身变形值偏小。一工程实例中，按现行规范计算的桩顶水平位移理论值比实测值小 $4.04\text{mm}^{[2]}$ ；对于土质较为软弱的情况，经典土压力理论计算悬臂式支护结构嵌固深度偏大等问题；以及上述提出的土柱问题，经典土压力并不能考虑土体宽度对土压力分布的影响。

现阶段，为了正确的预估由于基坑开挖引起的土体和支护结构的变形和内力，一方面依赖于先进的分析工具；另一方面依赖于土性参数的正确性，常规的室内试验已不足以确定土的应力应变参数，只有把室内试验与现场测试与监测结果结合起来才能较为满意地解决这一课题。有鉴于此，人们不断总结实践经验，针对深基坑工程，萌发了信息化设计和动态设计的新思想，结合施工监测、信息反馈、临界报警、应变（或应急）措施设计等一系列理论和技术，制定相

应的计算图式、计算方法等。因此，开展这方面的研究无疑具有重要的工程使用价值和理论意义。

而在这方面，近年来取得了一些研究成果。如提出了利用有限元-无界元耦合的方法进行基坑支护结构内力及变形动态分析。在挡土结构与土相接触的界面上设置一种有厚度的接触面单元，以模拟实际受力状态。^[3]；运用复合形法编制优化反演分析程序，以逐步逼近到最优点。^[4]；利用半解析层单元建立施工过程的动态反演和变形动态数值模拟分析方法，地层介质由层单元模拟；围护墙体、支撑结构由梁单元模拟；锚杆由一维杆单元模拟；并由接触单元模拟土体与围护结构之间的共同作用^[5]；对土体采用弹塑性的 Mohr-Coulomb 本构模型，在土与结构接触面间引入无厚度的 Goodman 接触单元，接触面上剪应力和剪切位移采用弹塑性的本构模型，利用有限元法对挡土墙上的主动土压力和被动土压力进行分析^[6]。

1.3 本论文研究的主要内容

1.3.1 研究问题及方法

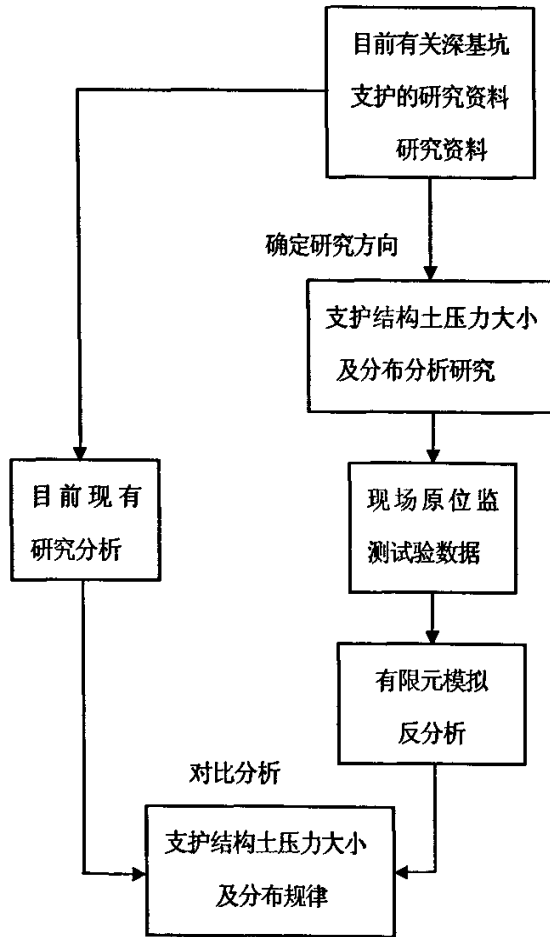
由于受时间、条件等种种因素的制约，难以在深基坑支护设计上一次完全突破。本文对排桩支护所存在的土柱问题及排桩支护设计的桩后土压力分布进行研究，希望能对今后此方面的研究尽一份绵薄之力。

基于现有基坑支理论，应用有限单元法，以深圳市农科广场深基坑支护为工程依托，开展现场监测，得到实测的支护桩钢筋应力大小及桩身和桩后土体的变形实测数据。从而分析支护桩体所受土压力的大小及分布。

1.3.2 技术路线

目前，深基坑支护设计的研究发展方向是结合信息化设计和动态设计的思想，结合施工监测、信息反馈、临界报警、应变（或应急）措施设计等一系列理论和技术，制定相应的计算方法。故首先通过工程实例（深圳市农科广场深基坑支护工程）作为依托工程，将实测的各种监测数据比对按照现有计算方法所得的计算结果进行分析；其次，为了对其土压力的分布及大小有更深地认识及了解，采用有限元对其进行模拟反分析，将有限元计算分析结果和测试结果进行比对分析，通过分析取得采用有限元方法时的计算参数；然后，对上述排桩支护存在的土柱问题及其土压力分布问题进行合理的分析。

1.3.3 研究技术路线图



第2章 作用在排桩支护结构上的土压力的既有计算方法

在土木、水利、交通等工程中,经常会遇到各种的挡土结构物,而不论哪种形式的挡土结构,都要承受来自各向的荷载,本章主要介绍作用于支护结构上的土压力,包括土压力的大小、方向、分布和合力作用点。土压力的计算是个比较复杂的问题,影响因素很多,故在此仅介绍几种常用的经典土压力理论。

2.1 概述

作用于一般结构上的荷载可分为三类^[7]:

(1) 恒荷载:在结构使用期间,其值不随时间变化,或其变化与平均值相比可以忽略不计的荷载。如结构自重、土压力。

(2) 活荷载:在结构使用期间,其值随时间变化,且其变化值与平均值相比不可忽略不计的荷载。如楼面荷载、堆载。

对于支护结构,作用于其上的荷载主要有:

- (1) 土压力;
- (2) 水压力;
- (3) 影响区范围内的建筑物、结构物荷载;

2.2 土压力

进行支护结构计算时,作用于支护结构与土体界面上的压力即为土压力。土压力的大小及其分布规律是同支护结构的水平位移方向与大小、土的性质、支护结构物的刚度及高度等因素密切相关的。依据上述因素,可将土压力分为静止土压力、主动土压力和被动土压力三种。

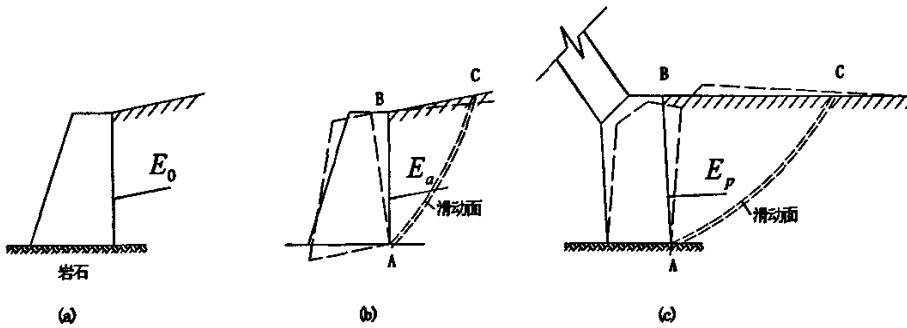
(1) 静止土压力。若刚性的挡土墙保持原来位置静止不动,则作用于墙上的土压力称之为静止土压力。

(2) 主动土压力。若挡土墙在墙后土压力作用下,背离填土方向移动,这时作用于墙体上的土压力将由静止土压力逐渐减小,当墙后土体达到极限平衡,并出现连续滑动面使土体下滑,这时土压力减至最小,称为主动土压力。

(3) 被动土压力。若挡土墙在外力作用下,向填土方向移动,这时作用于墙上的土压力将由静止土压力逐渐增大,直至土体达到极限平衡,并出现连续滑动面,墙后土体向上挤出隆起,

这时土压力增至最大，称为被动土压力。

在上述三种土压力中，被动土压力大于静止土压力，静止土压力大于主动土压力。而挡土结构达到被动土压力所需位移要远大于达到主动土压力所需位移值。



(a) 静止土压力 (b) 主动土压力 (c) 被动土压力^[4]

图 2—1 土压力的三种类型

2.2.1 静止土压力的计算

若刚性挡土墙保持原来位置不动，挡土墙后土体处于弹性平衡状态，静止土压力可按下式计算：

$$p_0 = (\sum \gamma_i h_i + q) K_0 \quad (2-1)$$

- 式中： p_0 —计算点处的静止土压力强度(kPa)
 γ_i —计算点以上第*i*层土的重度(kN/m³)
 h_i —计算点以上第*i*层土的厚度(m)
 q —地面均布荷载(kPa)
 K_0 —计算点处土的静止土压力系数。

静止土压力系数 K_0 由试验确定。

Jaky 首先在 40 年代提出，后被 Bishop 等的试验证实，对正常固结土可近似取

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (2-2)$$

式中： φ' —土的有效内摩擦角，由慢剪或三轴固结不排水剪测孔隙水压力试验确定。

对超固结土，可取

$$K_0^{OCR} = K_0 (OCR)^{0.5} \quad (2-3)$$

式中： OCR —土的超固结比。

2.2.2 朗肯土压力理论

1. 土的极限平衡理论

图 2—2 把抗剪强度曲线与土中某一点的应力状态用莫尔应力圆绘在一个图上, 当应力圆 O_1 与强度线 $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$ 相切于 A 点时, 即土中一点某一切面处于极限平衡状态。由 $\triangle ABO_1$ 可得到:

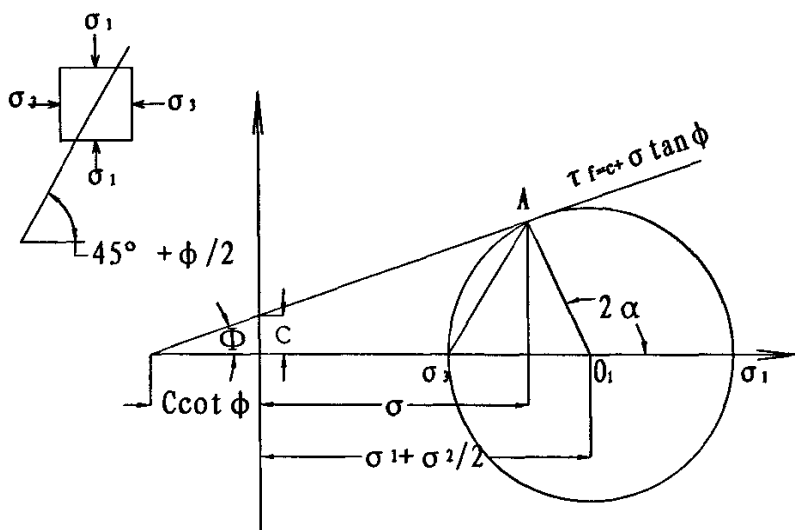


图 2—2 极限平衡条件时的应力圆

$$\sin \varphi = \frac{AO_1}{BO_1} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cot \varphi} \quad (2-4)$$

通过三角函数变换, 即可得到土中某点处于极限平衡状态时主应力之间的关系为

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2-5)$$

$$\text{或} \quad \sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2-6)$$

式中: σ_1 —土中某一点的最大主应力;

σ_3 —土中某一点的最小主应力;

c —土的内聚力;

φ —土的内摩擦角。

2. 朗肯土压力理论的基本原理

在墙背竖直, 填土面水平情况下。如图 2—3a 所示, 若在半无限土体中取一竖直切面, 在

AB 面上深度 z 处取一单元体，作用的法向应力为 σ_z 、 σ_x ，因为 AB 面上无剪应力，故 σ_z 、 σ_x 均为主应力。当土体处于弹性平衡状态时， $\sigma_z = \gamma \times z$ ， $\sigma_x = K_0 \times \gamma \times z$ ，该点的应力圆 O_1 与土的抗剪强度包线不相交（如图 2—3b）。当 σ_z 不变， σ_x 逐渐减小，应力圆 O_2 与强度包线相切，土体达到极限平衡。 σ_z 、 σ_x 分别为最大及最小主应力，此时即为朗肯主动状态。

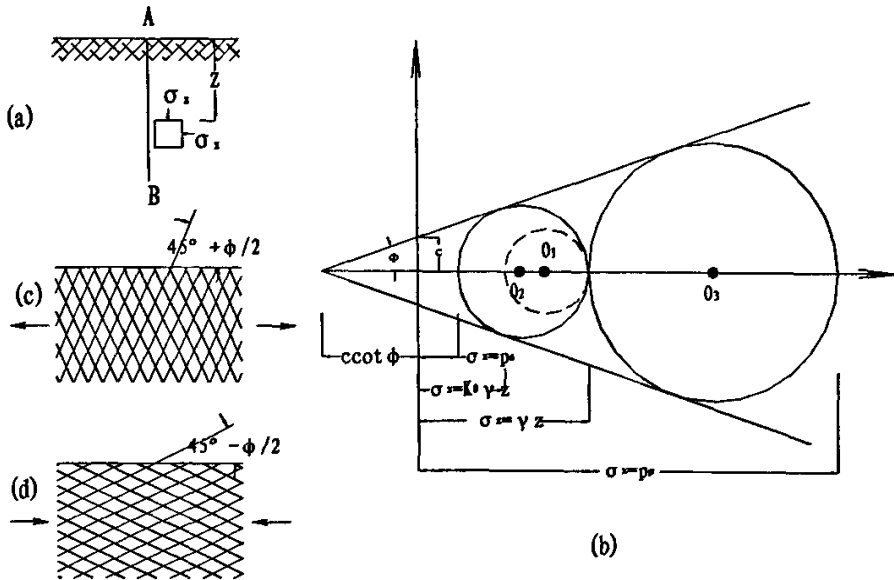


图 2—3 朗肯主动及被动状态

当 σ_z 不变， σ_x 逐渐增大，应力圆 O_3 也与强度包线相切，土体达到极限平衡。此时 σ_z 为最小主应力， σ_x 为最大主应力。（如图 2—3d），这时成为朗肯被动土压力状态。

朗肯理论认为可以用挡土墙代替半无限土体的一部分，而不影响土体内的应力状况。因此，朗肯理论的极限平衡只有一个边界条件，即半无限土体的表面情况，而不考虑墙背与土体接触面上的边界条件。

3. 朗肯主动土压力计算

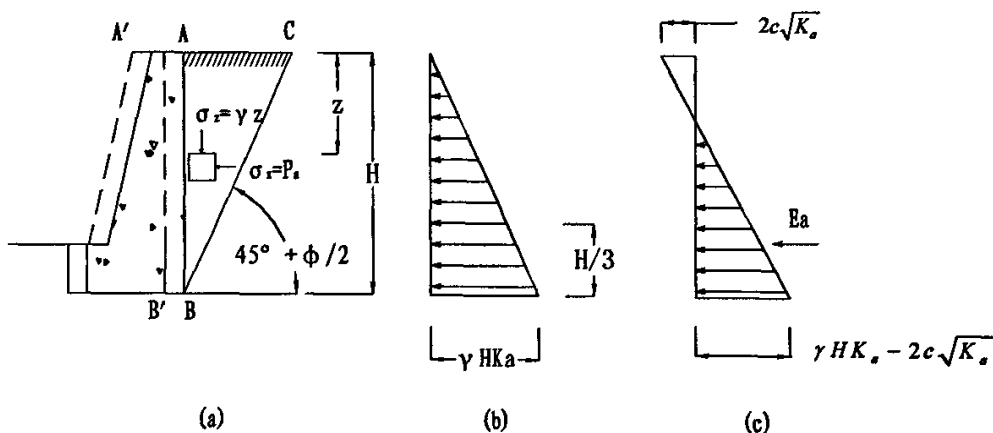
当墙背竖直，填土面水平时，如图 2—4a 所示，若墙背 AB 在填土压力作用下背离填土向外移动到 $A'B'$ ，这时墙后土体达到极限平衡状态，即朗肯主动状态。在墙背深度 z 处取单元土体，其竖向应力 $\sigma_z = \gamma z$ 是最大主应力 σ_1 ，水平应力 σ_x 是最小主应力 σ_3 ，也就是要计算的主动土压力 p_a 。以 $\sigma_3 = p_a$ ， $\sigma_1 = \gamma z$ 代入式 (2—6)，即得朗肯主动土压力计算公式。

砂性土
$$p_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = \gamma z K_a \quad (2-7)$$

$$\text{粘性土 } p_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2-8)$$

式中: K_a —主动土压力系数, $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$;

γ —土的重度(kN/m^3);



(a) 挡土墙向外移动 (b) 砂性土 (c) 粘性土

图 2—4 朗肯主动土压力计算

c 、 φ —土的内聚力(kPa)及内摩擦角;

z —计算点距填土面的深度。

由上述公式及图 2—4b、c 可见, 主动土压力 p_a 沿深度 z 呈直线分布。作用于墙背上的主动土压力的合力 E_a 即为 p_a 分布图形的面积, 其作用点位置在分布图形的形心处。即:

砂性土:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (kN/m) \quad (2-9)$$

E_a 作用于距挡土墙底面 $H/3$ 处。

粘性土: 当 $z=0$ 时, 由式 (2—9) 知 $P_a = -2c\sqrt{K_a}$, 即出现拉力区, 由于填土与墙背之间不能承受拉应力, 因此在拉力区范围内将出现裂缝, 在计算墙背上的主动压力时, 将不考虑拉力区的作用。即

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma K_a (H - h_0)^2 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (2-10)$$

4. 朗肯被动土压力计算

若一墙背竖直、地表水平的挡墙在外力作用下推向填土，墙后土达到极限平衡状态即朗肯被动状态时，在墙背深度 z 处的单元土体，其竖向应力 $\sigma_z = \gamma z$ 是最小主应力 σ_3 ，而水平应力 σ_x 是最大主应力 σ_1 ，也是被动土压力 p_p 。以 $\sigma_1 = p_p$ ， $\sigma_3 = \gamma z$ 代入式 (2-5)，即得朗肯被动土压力计算公式

$$\text{砂性土} \quad p_p = \gamma z \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = \gamma z K_p \quad (2-11)$$

$$\text{粘性土} \quad p_p = \gamma z \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2-12)$$

$$\text{式中} \quad K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

从上式可知，被动土压力 p_p 沿深度 z 呈直线分布。作用在墙背上的被动土压力合力 E_p ，可由 p_p 的分布图形面积求得

$$\text{砂性土} \quad E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2-13)$$

$$\text{粘性土} \quad E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad (2-14)$$

2.2.3 库伦土压力理论

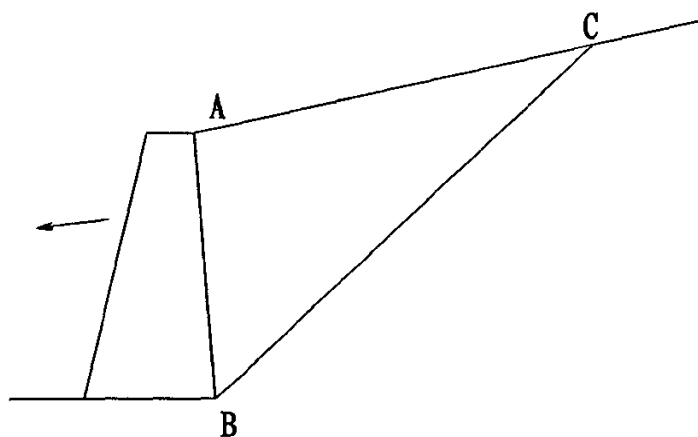


图 2-5 库伦土压力理论

1. 基本原理

库伦土压力理论假定挡墙是刚性的，墙后的填土是均匀的砂性土，当墙背离土体移动或推

向土体时，墙后土体即达到极限平衡状态，其滑动面是通过墙脚 B 的两组平面（图 2—5），一个是沿墙背的 AB 面，另一个是产生在土体中的 BC 面。假定滑动土楔 ABC 是刚体，根据土楔 ABC 的平衡条件，按平面问题解得作用在挡墙上的土压力。

2. 主动土压力计算

挡土墙如图 2—6 所示，墙背 AB 倾斜，与竖直线的夹角为 ε ，填土表面 AC 为一与水平面成 β 夹角的平面。若挡墙在填土压力作用下离开填土向外移动，当墙后土体达到极限平衡状态时（主动状态），土体中产生两个通过墙脚 B 的滑动面 AB 及 BC。若滑动面 BC 与水平面间夹角为 α ，取单位长度挡墙，把滑动土楔 ABC 作为脱离体，考虑其静力平衡条件，得

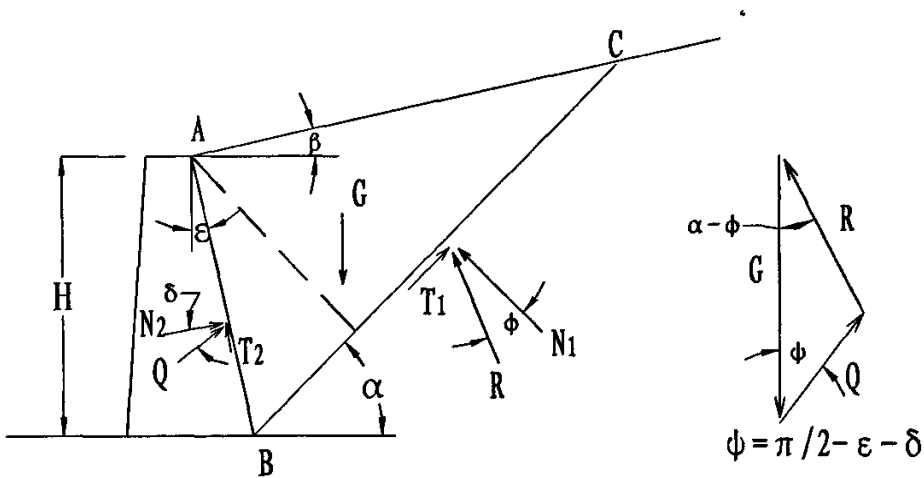


图 2—6 库伦主动土压力计算

$$Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos(\varepsilon - \alpha) \cos(\beta - \varepsilon) \sin(\alpha - \varphi)}{\cos^2 \varepsilon \sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta)} \right] \quad (2-15)$$

式中 γ 、 H 、 ε 、 β 、 δ 、 φ 均为常数， Q 随滑动面 BC 的倾角 α 而变化，令

$$\frac{dQ}{d\alpha} = 0 \quad (2-16)$$

可将式 (2—15) 对 α 求导式 (2—16)，解得 α 值代入式 (2—15)，得库伦主动土压力计算公式

$$E_a = Q_{\max} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2-17)$$

式中 K_a —主动土压力系数，其数值与朗肯理论不同，应为

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\varepsilon - \delta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (2-20)$$

E_p 的作用方向与墙背法线成 δ 角。由式 (2-19) 可知, 被动土压力强度 E_p 沿墙高为直线规律分布。

2.2.4 朗肯理论与库伦理论比较^[8]

朗肯和库伦两种土压力理论都是研究土压力问题的一种简化方法, 它们却各有其不同的基本假定、分析方法与适用条件, 在应用时必须注意针对实际情况合理选择, 否则将会造成不同程度的误差。

朗肯与库伦土压力理论均属于极限状态土压力理论。即为, 这两种理论计算出的土压力都是墙后土体处于极限平衡状态下的主动与被动土压力 E_a 和 E_p , 这是它们的相同点。但两者在分析方法上存在着较大的差别, 主要表现在研究的出发点和途径的不同。朗肯理论是从研究土中一点的极限平衡应力状态出发, 首先求得作用在土中竖直面上的土压力强度 p_a 或 p_p 及其分布形式, 然后再计算出作用在墙背上的总压力 E_a 和 E_p , 因而朗肯理论属于极限应力法。库伦理论则是根据墙背和滑裂面之间的土楔, 整体处于极限平衡状态, 用静力平衡条件, 先求出作用在墙背上的总应力 E_a 和 E_p , 需要时再计算出土压力强度 p_a 或 p_p 及其分布形式, 因而库伦理论属于滑动楔体法。

在上述两种研究途径中, 朗肯理论在理论上比较严密, 但只能得到理想简单边界条件下的解答, 在应用上受到限制。库伦理论显然是一种简化理论, 但由于其能适用于较为复杂的各种实际边界条件, 且在一定范围内能得到比较满意的结果, 因而应用更广。

朗肯土压力公式简单, 且能建立起土体处于极限平衡状态时理论破裂面形状和概念。这一概念对于分析许多土体破坏问题, 如板桩墙的受力状态, 地基的滑动区等都很有用, 所以得到工程人员的喜爱, 不过在具体实用中, 要注意边界条件是否符合朗肯理论的规定, 以免得到错误结果。库伦理论可适用于比较广泛的边界条件, 包括各种墙背倾角、填土面倾角和墙背与土的摩擦角等, 在工程中应用更广。至于被动土压力的计算, 当 δ 和 ϕ 较小, 这两种古典土压力理论尚可使用, 而当 δ 和 ϕ 较大时, 误差都很大, 均不宜采用。

2.2.5 弹性地基梁法

排桩在水平荷载作用下, 桩身内力及位移的计算, 目前较普遍采用将桩作为弹性地基上的梁, 按文科勒假定——梁身任一点的土抗力和该点的位移成比例, 这种解法简称为弹性地基梁

法。

桩在水平荷载作用下，其水平位移(x)愈大，侧压力（即土的弹性抗力）(σ)也愈大，侧压力大小还取决于：土体的性质，桩身的刚度大小，桩的截面形状，桩的入土深度等。侧压力的大小可用如下公式表示

$$\sigma = Cx \quad (2-21)$$

式中： C —土的水平向基床系数（或简称基床系数，地基系数等）。它是反映地基土“弹性”的一个指标，表示单位面积土在弹性限度内产生单位变形时所需施加的力，其大小与地基土的种类、物理力学性质有关。它的单位为 kN/m^3 。

C 值是通过各种试验方法取得，如可以对试验桩在不同类别土质即不同深度实测 x 及 σ 值后反算得到。大量试验表明，基床系数 C 值的大小不仅与土的种类及其性质有关，而且也随着深度而变化。目前采用的基床系数分布的几种不同图式如图2—8所示。

(1) 基床系数 C 随深度成正比例增加。如图2—8a所示，即

$$C = mz \quad (2-22)$$

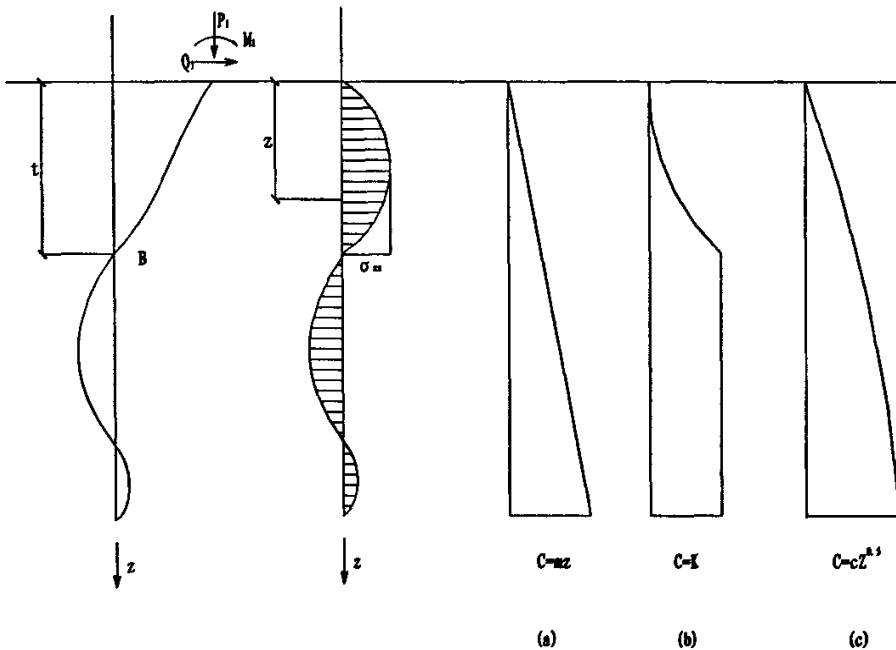


图2—8 基床系数的变化规律

式中 m —比例系数。其值可根据试验实测决定，无实测数据时，可参考相应书籍及规范。

按此图式来计算桩在外荷载作用下各截面内力的方法通常简称为“ m ”法。

(2) 基床系数 C 在第一个零变位点（图2—8b）以下($z \geq t$)时：

$$C = K = \text{常量} \quad (2-23)$$

当 $0 \leq z \leq t$ 时, C 沿深度成曲线变化 (可近似假定为按直线增加)。

K 值可按实测确定, 无实测数据时可参照相应书籍及规范。按此图式计算桩在外荷作用下的各截面内力的方法, 通常称为“ K ”法。

(3) 基床系数 C 随深度成抛物线规律增加, 如图 2—8c 所示, 即

$$C = cz^{0.5} \quad (2-24)$$

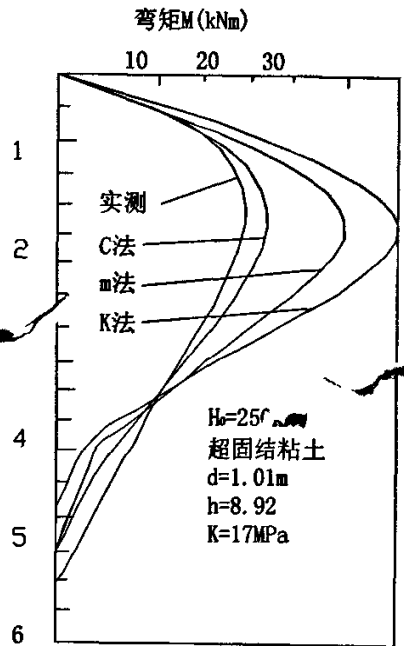
式中 c —比例系数, 其值可根据实测确定。无实测数据时可参照相应书籍及规范。

从上述四种基床系数变化规律可见, 其图形丰满程度由左向右依次增大, 亦即在相同的桩、土条件下, 土反力按上述图式次序依次增大, C 法最大, m 法再次之, K 法为最小, 再由右图可看出在超固结粘土中桩身计算弯矩与实测值相比较可见, 四种图式正好与上述顺序相反^[2]。因此, 实用时, 应根据土质来选择以何种图式较为适宜。一般说来, m 法和 C 法适用于一般粘性土和砂性土^[9]。

这里主要以较为常用的基床系数随深度线性变化的“ m ”法为例进行介绍。

1. 桩作为弹性地基上的梁的微分方程式及其解

如图 2—9 所示, 桩的入土深度为 h , 桩的宽度为 b (或直径), 桩的计算宽度为 b_1 。桩顶若与地面平齐 ($z = 0$), 且已知桩顶在水平荷载 Q_0 及弯矩 M_0 作用下, 产生横向位移 x_0 、转角 ϕ_0 。将桩因 Q_0 、 M_0 作用, 在不同深度 z 处产生的横向位移 x_z 、转角 ϕ_z 、弯矩 M_z 、剪力 Q_z 的符号规定为: 横向位移 x_z (即挠度) 顺 x 轴正方向为正值; 转角 ϕ_z 逆时针方向为正值; 弯矩 M_z 当左侧纤维受拉时为正; 横向力 Q_z 顺 x 轴正方向为正值, 如图 2—10



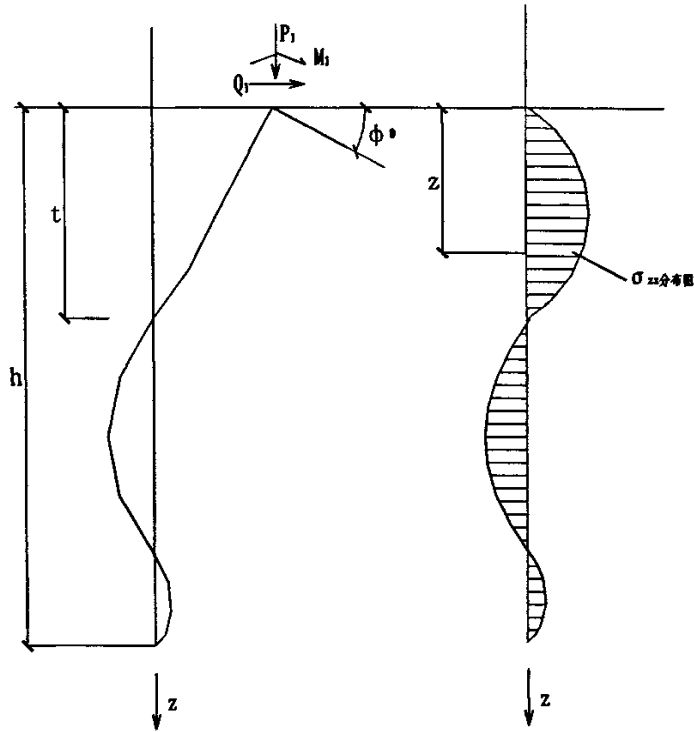


图 2-9 桩作为弹性地基上的梁计算图式

所示。在此情况下，桩产生弹性挠曲，梁轴的挠曲与梁上分布荷载 q 之间的关系式，即桩的挠曲微分方程为

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -q \quad (2-25)$$

在深度 z 处， $q = \sigma_z b_1$ ，而 $\sigma_z = Cx_z$ ，又 $C = mz$ 代入上式得

$$\frac{d^4 x_z}{dz^4} + \frac{mb_1 z}{EI} x_z = 0 \quad (2-26)$$

式中 EI —桩身抗挠曲刚度；

b_1 —桩的计算宽度。

式(2-26)即为按基床系数假定计算桩的基本微分方程式，可改写为

$$\frac{d^4 x_z}{dz^4} = -\alpha^5 z x_z \quad (2-27)$$

式中 $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}}$ 称为桩的变形系数。

式(2-27)为一个四阶线性变系数齐次常微分方程,可以利用幂级数展开方程求解,其主要结果如后所述。

深度 z 处桩的横向位移值为

$$x_z = x_0 A_1 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1 \quad (2-28)$$

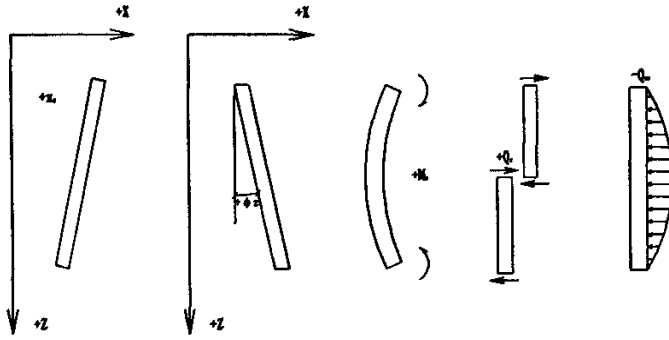


图2-10 x_z 、 ϕ_z 、 M_z 、 Q_z 的符号规定

由 $\sigma_x = Cx_z = mx_z$, 深度 z 处的桩侧向应力为

$$\sigma_x = mz(x_0 A_1 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1) \quad (2-29)$$

深度 z 处的转角为

$$\phi_z = \alpha(x_0 A_2 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_2) \quad (2-30)$$

深度 z 处的弯矩为

$$M_z = \alpha^2 EI(x_0 A_3 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_3) \quad (2-31)$$

深度 z 处的剪力为

$$Q_z = \alpha^3 EI(x_0 A_4 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_4) \quad (2-32)$$

上述公式中的 A_1 、 B_1 、 C_1 、 D_1 、 \dots 、 C_4 、 D_4 16个系数,可根据 $\bar{Z} = \alpha Z$ 查相关“ m ”法计算 M_z 、 Q_z 用表。

2. 桩墙的内力、位移计算公式

将整个桩墙分为两部分:基坑底面以上视为悬臂梁,基坑底面以下为弹性地基梁,见图2-11。

桩墙在顶部水平力 H 、弯矩 M 以及分布荷载 q_1 、 q_2 作用下，发生弹性弯曲变形。地基土产生弹性抗力，整个墙体绕着地面以下某点 O 而转动，在 O 点上下，地基土的弹性抗力方向相反。

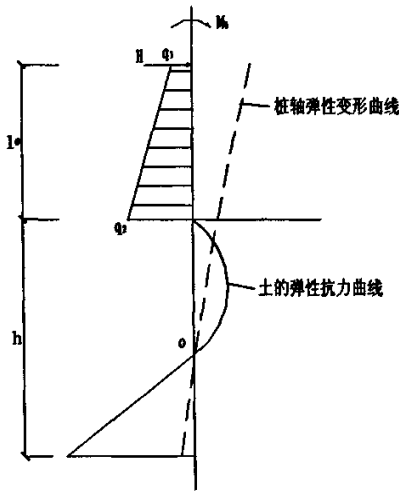


图 2—11 m 法计算图式

(1) 在 M_0 和 H_0 作用下，弹性固定于地基内的桩的内力、变形和土的弹性抗力计算见下表。

表 2—1 抗力计算表

| 名称 | | 公式 |
|---------------------|------|--|
| 桩墙顶弯矩 | | $M_{\text{顶}} = M$ |
| 坑底处桩墙内力 | 弯矩 | $M_0 = M + Hl_0 + \frac{2q_1 + q_2}{6} l_0^2$ |
| | 剪力 | $H_0 = +H + \frac{1}{2}(q_1 + q_2)$ |
| 坑底处桩墙变形 | 水平位移 | $x_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM}$ |
| | 转角 | $\phi_0 = -(H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM})$ |
| 坑底以下深度 z 处桩墙各截面内力 | 弯矩 | $M_z = \alpha^2 EI(x_0 A_3 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_3)$ |
| | 剪力 | $Q_z = \alpha^3 EI(x_0 A_4 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_4)$ |
| 桩墙顶水平位移 | | $\Delta = x_0 + \phi_0 l_0 + \Delta_0$ 式中： $\Delta_0 = \frac{Hl_0^3}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI} + \frac{(11q_1 + \Delta q_2)l_0^4}{120EI}$ |
| 桩墙底最大和最小应力 | | $\sigma_{\text{min}}^{\text{max}} = \frac{N_h}{A_0} \pm \frac{M_h}{W_0}$ |

(2) 桩的计算宽度。桩承受水平推力后，桩体侧面产生的土抗力实际为空间情况，桩体为矩形或圆形时力的效应也不同。通过试验认为，考虑上述因素，将空间受力转换成平面受力，计算桩侧面的土抗力时，土抗力计算宽度 b_1 取值见下表。

表 2—2 土抗力计算宽度 b_1 取值表

| 桩径或桩宽 | 矩形桩 | 圆形桩 |
|-------------|--------------------|-------------------------|
| $b \leq 1m$ | $b_1 = 1.5b + 0.5$ | $b_1 = 0.9(1.5b + 0.5)$ |
| $B > 1m$ | $b_1 = b + 1$ | $b_1 = 0.9(b + 1)$ |

2.3 墙体位移对土压力的影响

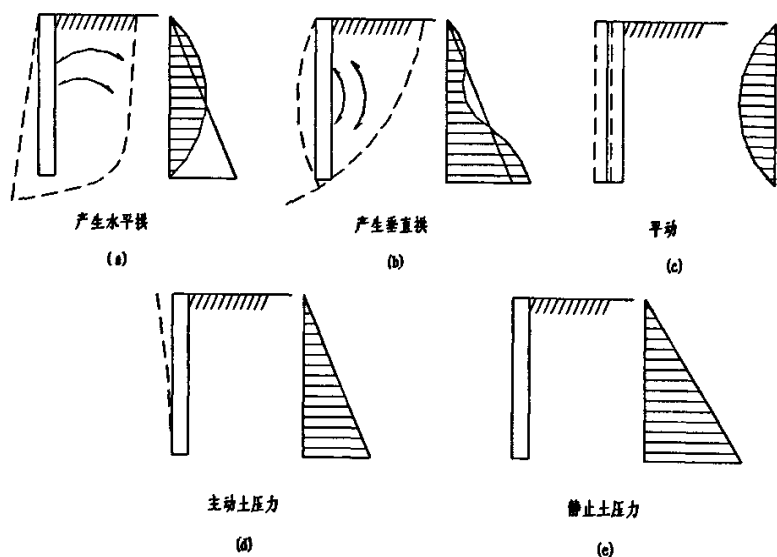


图 2—12 不同的墙体变位产生不同的土压力

前已指出：挡土墙向前移动或转动，土压力逐渐减小到最小值——主动土压力，而墙挤向填土时，则土压力逐渐增加到最大值——被动土压力。那么，土压力随着挡土墙位移的变化究竟是怎样呢？试验表明：当挡土墙顶部的位移等于墙高的 0.1%~0.5% 时，砂性填土的土压力就降低到主动土压力；砂性填土要达到被动土压力，则挡土墙顶部的位移要大得多，约为墙高的 5% 左右或更大。

挡土墙位移对土压力的影响大致上有下列几种情况：

- (1) 当墙顶固定，下端向外移动时，土压力是呈抛物线分布（图 2—12a）；
- (2) 当墙上下两端固定，而墙中央向外鼓出时，土压力呈马鞍形分布（图 2—12b）；

- (3) 当墙作平行向外移动时，土压力呈抛物线状（图 2—12c）；
- (4) 当墙只是绕下端中心向外倾斜时，产生一般的主动土压力（图 2—12d）；
- (5) 只有当墙完全不移动时，才可能产生静止土压力（图 2—12e）。

第3章 深基坑支护结构现场测试研究

农科广场位于深圳市福田区车公庙农科中心，由深圳市农科房地产开发有限公司投资开发，深圳市招商建筑设计有限公司设计。是一栋集商业、餐饮、办公于一体的多功能综合性建筑。该项目占地面积 10699 平方米，大厦东西长 90m，南北宽 72m，建筑面积达 8 万平方米，其中商业面积 12000 平方米，写字楼面积 68000 平方米，略呈正方形布置，由三层地下室，四层裙楼和两栋二十五层的塔楼组成，整栋建筑为现浇框架剪力墙结构。基础采用人工挖孔桩，建筑物±0.00 相对于绝对高程 8.80m，地面相对标高为-0.80~-1.60，坑底相对标高为-13.6m，基坑深度约为 12.0~13.0m。

本文研究目标主要为支护结构东侧部分，为节省篇幅，以下仅介绍东侧情况。

3.1 地质条件及周边环境

本场地周边条件复杂，基坑东侧紧邻深圳市工商物价大厦，西邻招商银行大厦，南侧为深南大道，北靠香林路（见图 3—1）。

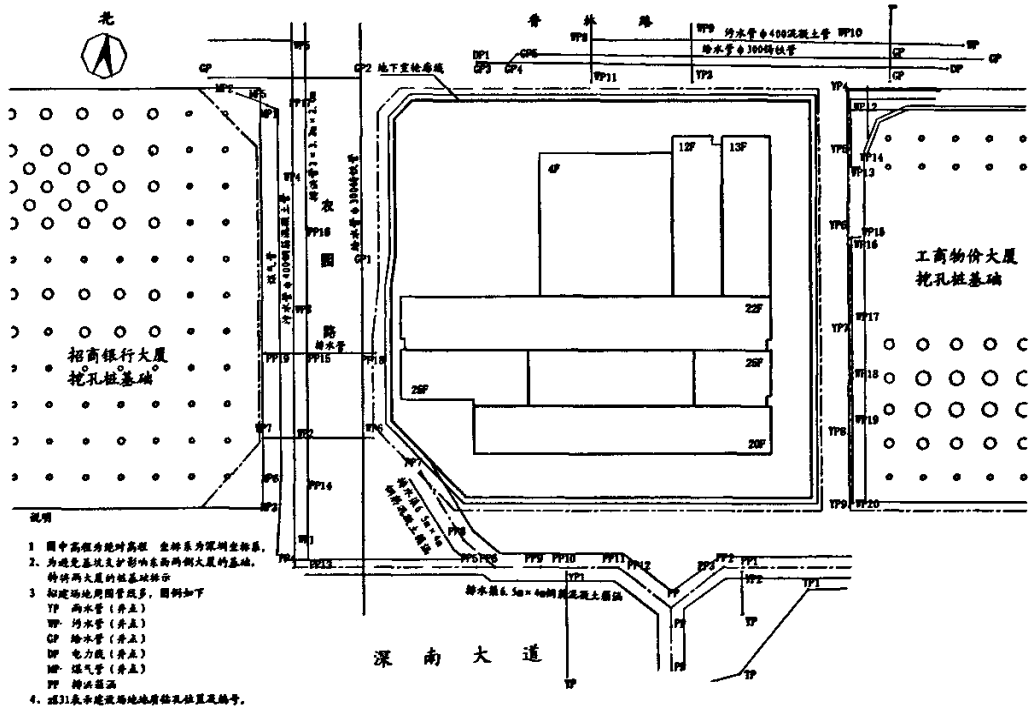


图 3—1 农科广场基坑平面图

3.1.1 地质条件

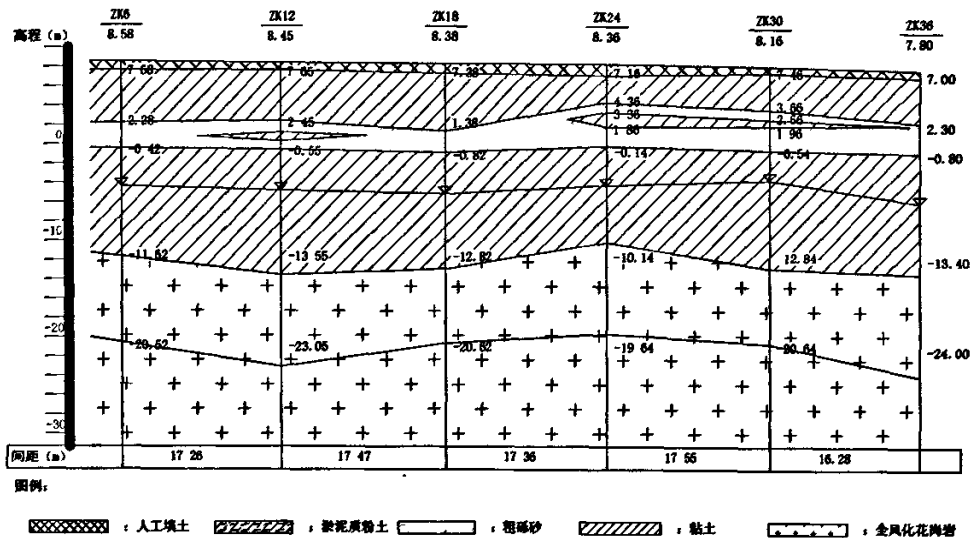
此地段地貌单元属冲洪积阶地，后经人工改造，原始地形已改变。根据钻探揭露，场地内主要埋藏有人工填土层、第四系冲积层、冲洪积层及残积层，下伏基岩为燕山晚期花岗岩。

该基坑各侧地层厚度变化较大，其中东侧地层具体情况分述如下（见图3—2）：

(1) 人工填土：属素填土，黄褐、红褐、灰褐等色，主要由粘性土构成，混约30%角砾及碎石，局部夹砼块、砖屑，底部含少量植物根须及有机质，呈松散状态，分布较均匀，平均层厚0.9m；

(2) 第四系冲洪积粘土：褐红、褐黄色，杂灰白及浅黄色斑纹，具网状结构，底部过渡为灰白色，不均匀混少量石英砂粒，稍湿~湿，分布较均匀，层厚2.8m~5.4m，平均厚度4.55m；

(3) 粗砾砂：浅灰、灰黄、灰白等色，成份为石英质，不均匀含少量粘性土，局部夹薄层粘性土透镜体，底部混少量圆砾及卵石，饱和~中密，层厚2.2m~4.5m，平均层厚3.28m；



基坑东侧地质剖面1：400

图3—2 基坑东侧设计剖面图

(4) 第四系残积砾质粘土：褐红、肉红、灰黄等色，系由花岗岩风化变质而成，原岩之结构清晰可辨，残留约20~30%石英颗粒，偶夹球状风化花岗岩岩体，平均层厚11.85m；

(5) 全风化花岗岩：褐红、肉红、灰黄等色，大部分矿物已风化变质，其顶面埋深平均为-12.40m。

3.2 基坑支护设计^[10]

根据规范和该基坑的工程地质、水文地质和周边环境,适合于该基坑支护的方案有桩锚支护结构和地下连续墙结构。地下连续墙整体性好,可逆作法施工,但造价昂贵,且有很多施工技术难点(如外墙防水问题、锚索开孔位置的封闭及防水等),并且要和土建结构设计密切配合,对施工队的要求较高,施工较为困难,深圳地区深基坑支护极少采用该方法。桩锚支护属刚性支护,变形小、安全性高,造价较地下连续墙低,工期较短。故综合考虑原支护土钉影响、造价、对环境影响等因素,该基坑采用桩锚支护结构,先采取全封闭性止水,而后采用桩支护。

基坑东侧的深圳市工商物价大厦设有三层地下室,地下室底板标高为-12.40,其外墙距离本基坑边线约12.0m,采用人工挖孔桩基础,支护结构采用直径1200@2000人工挖孔桩+两道预应力锚索,其锚索已伸入本地块内,支护挖孔桩距离本坑支护桩9m。为避免预应力锚索施工对工商物价大厦的地下室外墙及基础桩造成不利影响,本坑东侧仅设一道预应力锚索,加大入射角为 30° ,一桩一锚布置,支护桩直径1200@1800。为减小桩长,将冠梁标高降到-3.6处,上部土体挂 $\Phi 6@200$ 双向钢筋网喷C20混凝土厚100护面,插3排长5m@1200钢筋锚杆。

经计算,由于只设一道锚索,桩身弯矩与桩顶水平位移大幅上升。经过比选,将锚索定在-9.6,使预应力锚索从工商物价大厦地下室底板以下2.5m处穿过。锚固力设计值450kN,锁定值250kN,支护桩入基坑底10m,以减小桩身变形,提高抗倾覆能力。两根钻孔桩之间设一根三管旋喷桩,旋喷桩中心线与钻孔桩中心线间距200mm,桩径 $\Phi 1100$,旋喷桩桩底穿过强透水层并进入基坑底部2.0m以下。

3.3 基坑支护监测

3.3.1 监测概况^[11]

1. 监测项目及数量

本基坑支护安全等级为一级。主要监测项目有6项:周边建筑物、道路、地下管线沉降观测;桩后土体测斜;桩身钢筋应力测试;桩顶水平位移观测;支锚力测试及地下水位观测(观测点布设见图3—4示)。根据施工设计图纸和监测合同,工程监测具体内容及数量如下:

(1) 周边建筑物、地下管线、道路沉降观测:沉降监测点布置于香林路及农园路人行道、道路中心、南侧绿化带、东侧路面和工商物价大厦裙楼,原则上每10~15m布置一个。根据各侧的具体情况,北侧布设两排(每排4点),东侧布设4点,南侧布设3点,西侧布设两排(每排4点),东侧工商物价大厦裙楼上2点,共25点;

(2) 桩顶水平位移监测: 监测点布置于桩顶冠梁之上, 原则上每 8~15m 布置一点, 根据现场通视条件及地面堆载等具体情况, 北侧布置 3 点, 东侧布置 4 点, 南侧布置 3 点, 西侧布置 4 点, 共 14 点;

(3) 支锚力监测: 布置于各侧位于中部的预应力锚索锚头处。南、西、北三侧每侧两排锚索, 故每侧布置两点, 东侧一排锚索, 只布置一点, 共 7 点;

(4) 桩后土体测斜: 每侧布置 1 根于各侧中部钻孔桩中心线后 0.5~1.0m 的土体中 (西侧布置 2 根), 共 5 根;

(5) 桩身钢筋应力监测: 桩身钢筋应力计从冠梁以下 2.0m 开始, 按 2.0m 间距布设 1 对, 每根桩布设 9 对钢筋应力计, 每对钢筋应力计布设在垂直于基坑走向的两根钢筋上。每侧布置 1 组于各侧中部钻孔桩桩身钢筋中 (西侧布置 2 组), 共 5 组;

(6) 地下水位观测: 布置于止水帷幕以外, 北侧布置 2 根、西侧布置 4 根, 南侧布置 1 根, 共 7 根;

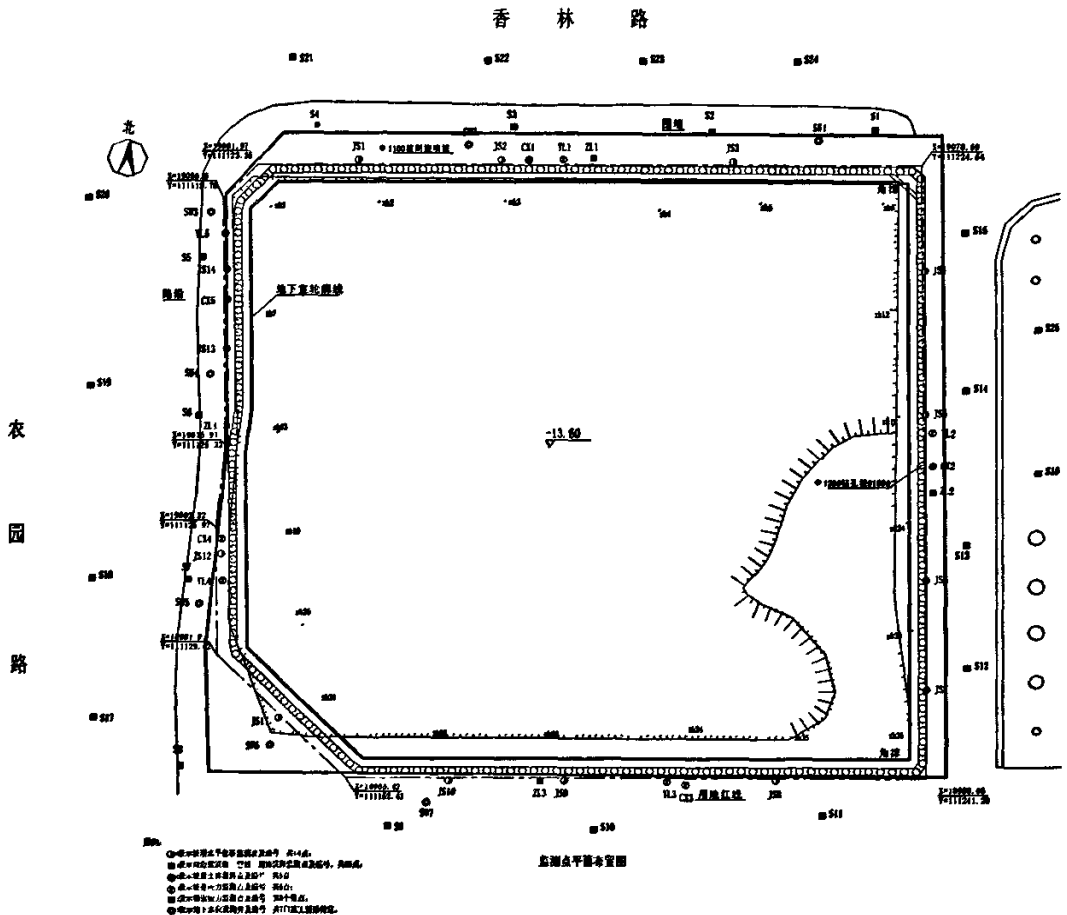


图 3—4 监测点平面布置图

(7) 桩身测斜：布置于钻孔桩主筋内侧。东南两侧，每侧布置 1 根于中部，北侧布置 2 根，共 4 根。

2. 监测方法及原理

(1) 桩身钢筋应力监测方法及原理

在桩身钢筋笼前后对称的 2 根主筋上埋设 GJJ-10 型振弦式钢筋测力计，用 ZXY-II 型频率读数仪测读其频率，根据下述公式换算其钢筋应力：

$$P = k \times (f_i^2 - f_0^2) + B \quad (3-1)$$

式中， P 为被测点钢筋应力 (MPa)， k 为标定系数，由厂家出厂标定 (MPa/Hz²)， f_0 为无荷载时钢弦自振频率 (Hz)， f_i 为基础开挖过程中测读的频率 (Hz)。

根据设在同一高程的一对钢筋测力计读数，可计算出桩身弯矩：

$$M = \frac{E_c}{E_s} \times \frac{I_c}{d} \times (\sigma_1 - \sigma_2) \quad (3-2)$$

式中， M 为弯矩； E_c, E_s 分别为混凝土的弹性模量和钢筋的弹性模量； I_c 为结构截面惯性矩； d 为桩内侧外侧钢筋计之间的中心距离； σ_1, σ_2 为桩内侧外侧钢筋应力。

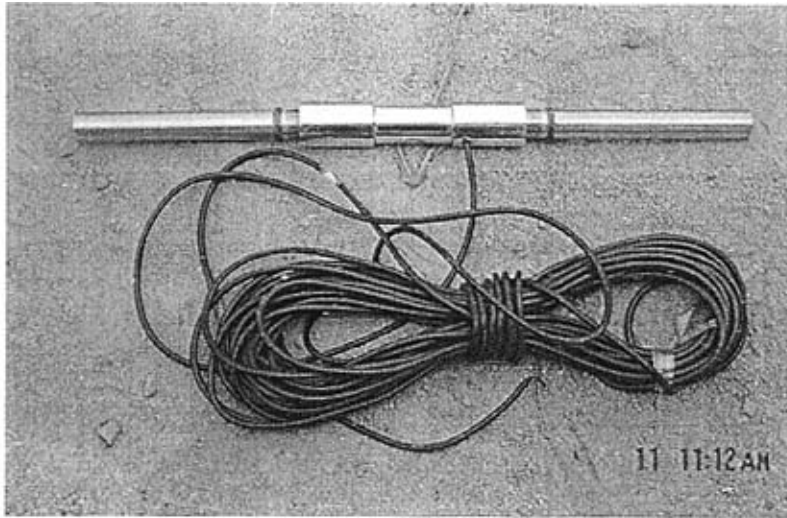


图 3-5 钢筋应力计

(2) 桩后土体及桩身测斜方法及原理

在桩后土体中用钻机安装 PVC 测斜管，用 5515-GC 型测斜仪测读其水平位移值。测斜管内侧有一对十字型导槽，导槽方向对准测斜方向。

采用 5515-GC 型数字直读式伺服加速度测斜仪。该测斜仪由测头（含加速度计敏感部件、壳体、导向轮等）、电缆及 CX-4 直读仪等四部分构成；两导向轮间的间距为 500mm；引出电缆为带屏蔽、钢芯的水工电缆，外形尺寸： $\Phi 32 \times 660\text{mm}$ 。测量范围： $0 \sim \pm 53^\circ$

5515-GC 型测斜仪的工作原理是基于测头传感器加速度计测量重力矢量 g 在测头轴线垂直方向上的分量大小，确定测头轴线相对水平面的倾斜角的原理。

加速度计敏感轴在水平面内时，矢量 g 在敏感轴上的投影为零，加速度计输出为零。

当加速度计敏感轴与水平面存在一倾角 φ 时，加速度计输出一个电压信号。

$$U_{out1} = k_0 + k_1 \times g \times \sin \varphi$$

式中： k_0 为加速度计偏值， k_1 为加速度计电压刻度因数 2.5v/g ， g 为重力加速度。为了消除 k_0 影响，可以将测头调转 180° 在该点进行第二次测量，得：

$$U_{out2} = k_0 - k_1 \times g \times \sin \varphi$$

将偏值 k_0 消去，得差数：

$$U_{out1} - U_{out2} = 2k_1 \times g \times \sin \varphi \quad (3-3)$$

从测斜原理示意图看出：

$$\delta_i = L_i \times \sin \varphi, \quad (3-4)$$

式中： δ_i 为水平位移(mm)， L 为导轮轮距， φ 为倾斜角。由式 (4-4) 和式(4-5) 得：

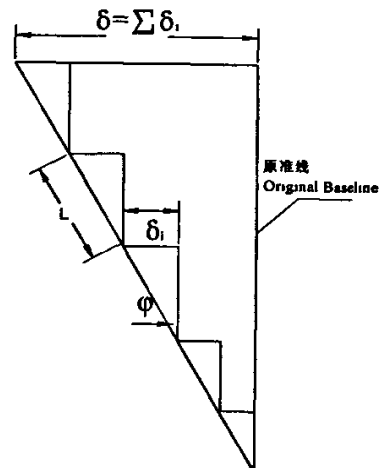
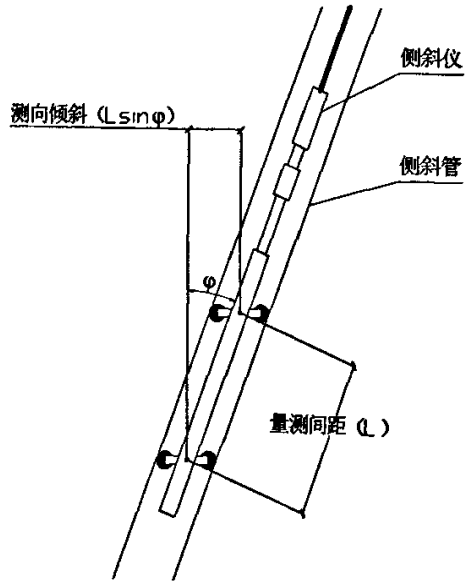
$$\delta_i = (U_{out1} - U_{out2}) \times L / 2k_1 \times g \quad (3-5)$$

为了方便计算，将电压选 mv 为单位， K_1 归化为 2500mv ，据上式可得：

$$\begin{aligned} \delta_i &= (U_{out1} - U_{out2}) \times 500 / 2 \times 2500 \\ &= 0.1(U_{out1} - U_{out2}) \end{aligned} \quad (3-6)$$

若 $L=1000\text{mm}$ ，则：

$$\delta_i = 0.2(U_{out1} - U_{out2})$$



当测斜管两端都有水平位移的时候, 需要实测管口的水平偏差值 δ_0 , 并从管口下数第 n 量测段处的水平偏差值 δ_n , 即:

$$\delta_n = \delta_0 + \sum_{i=1}^n \delta_i \quad (3-7)$$

由于只有当埋设好的测斜管的轴线是铅垂线时, 水平偏差值才是对应的水平位移值, 但要将测斜管的轴线埋设成铅垂线时几乎不可能的, 测斜管埋设好后, 终有一定的倾斜或挠曲, 因此, 各量测段的水平位移 Δ 应该是各次测得的水平偏差与测斜管的初始水平偏差之差, 即:

$$\Delta = \delta_n - \delta_{0n} = \Delta_0 + \sum_{i=1}^n \delta_i \quad (3-8)$$

式中: δ_{0n} —从管口下数第 n 量测段处的水平偏差初始值;

Δ_0 —实测的管口水平位移, 从管口起算时, 管口没有水平偏差初始值。

(3) 锚索支锚力测试方法及原理

预应力锚索张拉锁定时将 MSJ-201 型锚索计安装在锚头处, 用 ZXY-II 型频率读数仪测读。锚索计电缆共有 3 根芯线, 分别为红、蓝、白色三线, 分别测读三根线上的频率读数, 取其平均值为实时测读频率。

支锚力的计算公式如下(与钢筋应力测读原理相似):

$$P = k \times (f_i^2 - f_0^2) + B \quad (3-9)$$

式中, P 为支锚力 (kN); f_i 为平均实时频率 (Hz), f_0 为未受力状态下的频率 (Hz); k 为标定系数 (kN/Hz); B 为修正系数。

(4) 地下水位观测方法

用 SWJ-90 型钢尺水位计观测地下水位深度。钢尺水位计探头下放到井中, 当遇到地下水面时会发出轰鸣声, 此时根据测读电缆绳下放深度即可测出地下水位埋深。

对于地下水位比较高的水位观测井, 也可用钢尺直接测读。

(5) 桩顶水平位移观测方法

桩顶水平位移观测采用电子经纬仪直接测量坐标的方法对观测点进行观测, 前后两次测量的坐标微小变量, 即为该点本次位移量。在基坑开挖前, 对观测点进行初始观测, 以确定初始值。

(6) 周边建筑物、地下管线、道路沉降观测方法由国家 II 等水准点出发, 将各沉降点纳入对应水准观测路线形成闭合环, 在检查成果符合规范要求的情况下, 采用二等水准观测法, 按照固定路线施测。

3.3.2 监测成果及分析

本文监测数据包括自 2005 年 3 月 27 日的第 1 次监测至 2005 年 8 月 5 日的第 48 次监测的数据。根据深圳市建筑工程质量监督总站所发函件,从 2005 年 5 月 27 日至 2005 年 6 月 6 日,每日均对东西两侧进行监测,南北两侧每三天监测一次。6 月 6 日以后恢复正常频率。

1 周边建筑物、地下管线、道路沉降观测结果及分析

基坑施工中,不仅对周边道路的沉降进行了观测。此外,还对东侧工商物价大厦也进行了沉降与裙楼倾斜观测。

基坑周边道路、地下管线或建筑物的沉降主要因支护结构的位移、地下水位升降及运输车辆动载造成。

从沉降量与时间曲线图(图 3—6)可以看出,几次大的沉降陡增均发生在暴雨前后。5 月 6 日的暴雨造成东侧 S14 点从 4.1mm 增大到 8.5mm,沉降速率 2.2mm/d。5 月 19 日的暴雨造成 S14 点从 12.1mm 增到 14.4mm,沉降速率 0.76mm/d。6 月 24 日左右的暴雨更是使 S14 点沉降量从 6 月 22 日的 16.7mm 激增到 6 月 24 日的 29.7mm,沉降速率 6.5mm/d。但并不是所有监测点沉降量均随降雨突增,大部分监测点沉降主要发生在开挖初期,后期降雨对其无较大影响。

由于东侧只有一排锚索,根据支护设计计算书,东侧桩顶水平变形计算量为 69.51mm,而实测更是达到了 168mm,桩身的变形造成桩后土体向坑内下滑,又经受数场暴雨,地表发育

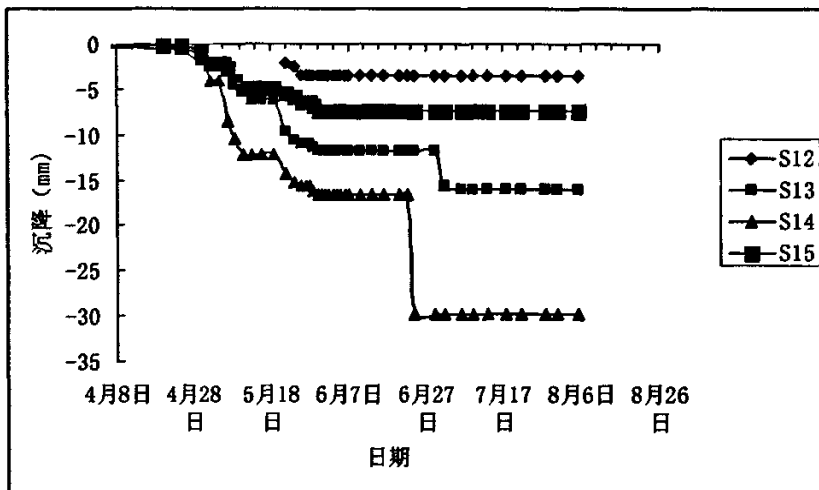


图 3—6 东侧测点沉降量与时间曲线图

两条主要裂缝(临坑侧的裂缝发育在桩顶喷锚支护结构锚杆的末端,临工商物价大厦的裂缝发育在其原支护桩的上方),裂缝两侧均呈现临坑侧高于邻工商物价大厦侧。虽东侧各测点沉降较大(未超出控制值),但从对工商物价大厦裙楼的沉降观测点(S16点与S25点)数值与裙

楼倾斜观测值来看，由于此建筑物采用桩基础，支护结构的变形对工商物价大厦影响不大。

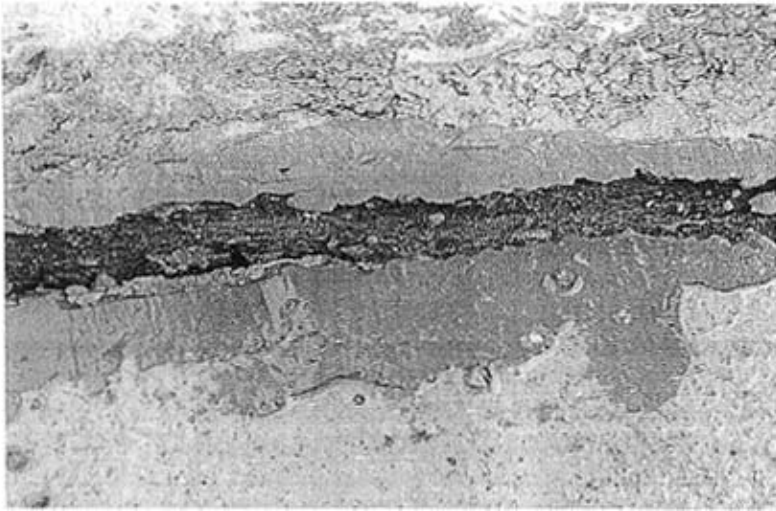


图 3—7 裂缝两侧呈现临坑侧高于邻工商物价大厦侧

2 桩顶水平位移监测结果及分析

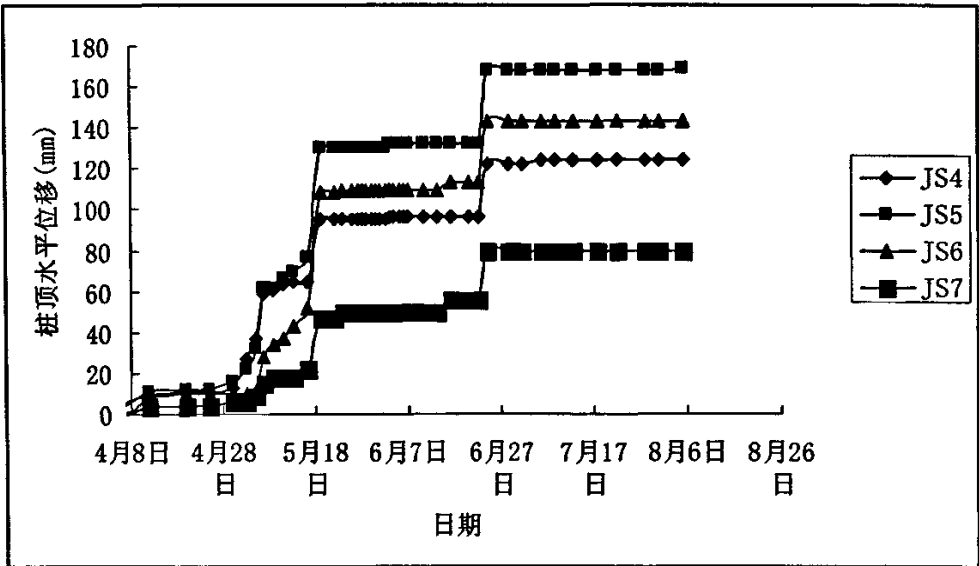


图 3—8 东侧测点位移量与时间曲线

根据位移量与时间曲线，桩顶位移量受降雨影响较大且比沉降受其影响更明显和直接。图中表明三次大的位移激增均发生在三场大暴雨发生前后两三天之内，特别是对于东侧的四个测点。JS4 点位移量从 5 月 5 日的 37mm 增加到 5 月 7 日的 59mm，变化速率 11mm/d；JS5 点位移

量从 32mm 增大到 62mm, 变化速率 15mm/d; JS6 点位移量从 12mm 增加到 28mm, 变化速率 8mm/d, 紧接着于 5 月 9 日趋于稳定。5 月 16 日到 5 月 19 日, 在经历第二场暴雨后, JS4 点位移量从 65mm 增加到 95mm, 变化速率 10mm/d; JS5 点位移量从 77mm 激增到 130mm, 变化速率 17.7mm/d; JS6 点位移量从 52mm 激增到 108mm, 变化速率 18.7mm/d, JS7 点位移量从 22mm 增大到 47mm, 变化速率 8mm/d, 又于 5 月 22 日稳定。6 月 22 日到 6 月 24 日的第三场暴雨引起 JS4 点位移量从 96mm 增为 122mm, 变化速率 13mm/d; JS5 点位移量从 132mm 增为 168mm, 变化速率 18mm/d; JS6 点位移量从 113mm 增为 143mm, 变化速率 15mm/d; JS7 点位移量从 56mm 增为 80mm, 变化速率 12mm/d。此后稳定至今。可见东侧各点位移曲线与沉降曲线不同, 其呈明显的阶梯状变化。

东侧各测点呈现这种趋势是与其特殊周边条件和其支护方式密不可分的。由于工商物价大厦地下室外墙与其基础桩的影响, 东侧预应力锚索仅设一道, 且设计标高为-9.60, 以 30° 倾角锚入土体, 锚索受力状态较其余各侧差很多, 锚索又遇到工商物价大厦基础桩阻挡, 锚固段长度较短, 变形固然相对较大, 根据其支护设计计算书, 东侧桩顶水平位移计算量达到 69.51mm, 因而在监测方案设计时已将东侧桩顶水平位移预警值提到 60mm。又东侧预应力锚索所施加的预应力过小, 经 5 月 22 日业主邀请专家召开的专题研讨会认为: 东侧锚索基本处于失效状态, 变成悬臂支护结构(也可从后述的桩身钢筋应力弯矩图中看出)。从而造成桩顶位移比预先估计大很多。

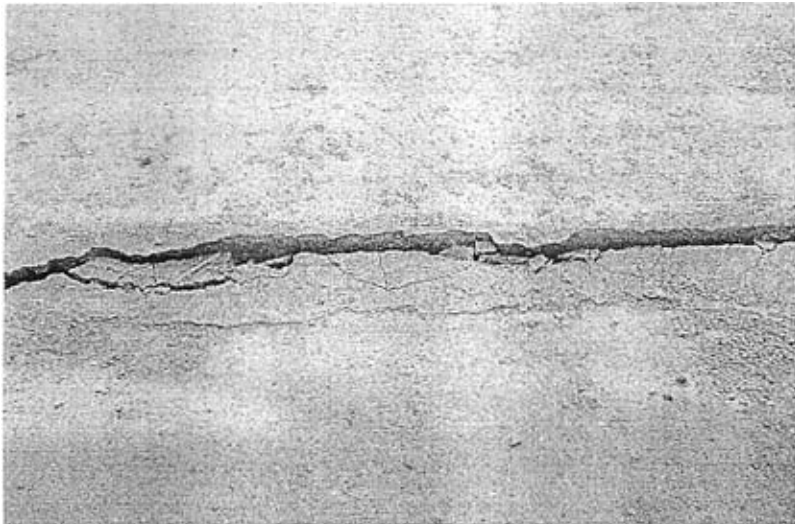


图 3—9 5 月 5 日拍摄的东侧冠梁后的裂缝

而在暴雨来临之时, 紧临工商物价大厦开裂的裂缝与东侧冠梁后的裂缝又起到了推波助澜

的作用。大量的雨水从裂缝中流入土体，受到本基坑止水帷幕与工商物价大厦地下室外墙阻挡，地下水无法消散，造成地下水位持续上升，不仅造成侧向土压力升高，而且含水量的增大又使得土体 c 、 ϕ 值减小，加大了桩身变形，又加宽了裂缝，而加宽的裂缝又使得更多的雨水流入土体，恶性循环，造成位移激增。尤其是在经历5月19日凌晨暴雨后，临工商物价大厦侧裂缝一上午时间从2.3mm发展到10mm再到30mm，并在临基坑侧又发育一道10mm左右裂缝。6月24日凌晨暴雨后，基坑东北角斜支撑已有裂纹发生。



图3—10 暴雨过后-10.0m处泄水孔水流喷出3m左右远

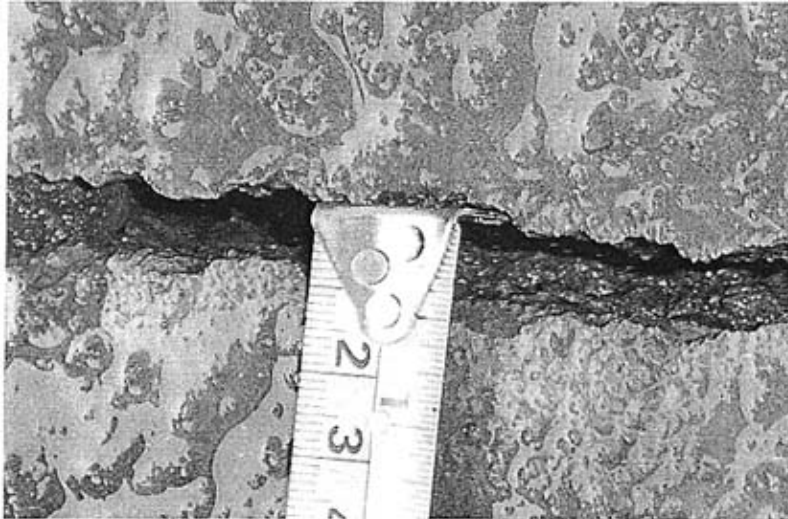


图3—11 5月19日拍摄的临工商物价大厦裂缝

3. 支锚力监测

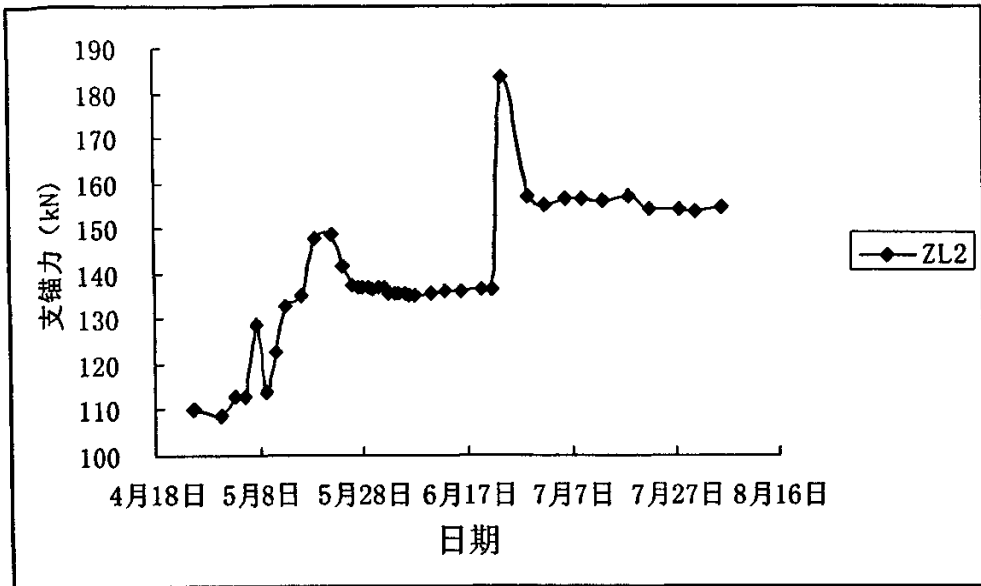


图 3—12 东侧支锚力随时间变化图

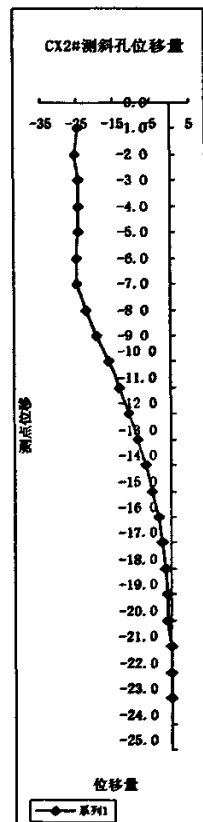
从支锚力随时间变化图中可以看出，东侧锚索支锚力起伏变化很小，三个峰值均位于三次暴雨期，然后随地下水的消散而迅速回落，尽管随着东侧桩身的变形，支锚力有所增加，从 110.39kN 增加到 154.72kN，但相对于桩身位移而言，其增长过小且不成比例。故专家认为东侧锚索基本已经失效。

4. 桩后土体测斜

东侧桩后土体测斜结果见旁图。测点位置见图 3—4。

从测斜管的位移图中可以发现，各侧土体自冠梁至冠梁以下-7m~-10m 左右处，水平位移变化不大（除部分测点由于管口处刚度小，观测扰动较大，造成管口处位移有所突增），从第 45 次监测数据看，东侧 CX2 号 -1.0m~-7.0m 处位移值为-49.40mm 到-49.90mm，曲线上部基本保持竖直，其原因可能为支护桩在土压力作用下产生向坑内的移动，桩后土体因侧面所限制的放松而产生整体下滑，造成桩后土体发生平移。

从各测斜管管口位移来看，其值与相应桩顶水平位移差很多，CX2 号管管口位移为 49.40mm，旁边的 JS5 点位移更是达到 168mm，可见两者间差值是很大的。这是由于测斜管只能测出管体的相对位移，不能测出管体的刚体位移，而土体相当一部分位移属于刚体平移，又由于土体的结构性，其变形本身就与桩身变形不同步，



从而才会产生冠梁与土体之间的裂缝，故测斜管实测管口位移值较桩顶水平位移小是正常的。

5. 桩身钢筋应力监测结果及分析

在北、东、南三侧各选取一根靠近中部的支护桩安装钢筋应力计，具体位置见图 3—14 示。现只选取具有代表性的东侧 YL2 进行分析，实测及计算弯矩图中深度从冠梁顶起算，桩身实测弯矩图见图 3—14。从图中可见测点表现出以下特点：

(1) 靠近桩顶部分，桩身在坑内一侧受拉，坑外一侧受压。其原因在于圈梁对桩顶的约束作用，使桩顶不能自由位移和转动，因而在桩身引起约束力，包括横向力和弯矩，刚度越大影响越大。

(2) 桩身弯矩值随着雨季的降雨波动较大。如 5 月 19 日前后的降雨使得弯矩较其后几次晴天所测数据大很多，7 月初的降雨又使本已减小的弯矩值突增，最大弯矩由 6 月 22 日的 1872.66kNm 增为 7 月 9 日的 2399.52kNm。

根据东侧实测弯矩图，东侧测点 YL2 在基坑开挖过程中桩身钢筋应力不断变化，不仅弯矩的数值，而且形式也发生了变化。在基坑开挖到底以后，由于锚索预应力过小（为 150kN 左右），锚索只减小了其所在位置附近的正弯矩值，而未能有效的改变支护桩的受力形式，桩身弯矩形式整体上近似于悬臂桩受力状况。

利用实测锚索支锚力，选取勘察报告中与测桩最为接近的钻孔所揭露地层（具体情况见前述东侧地质条件及地质剖面），在考虑钻孔桩间旋喷桩对刚度的影响，使用 m 法、c 法和 k 法



图 3—13 5 月 19 日所拍摄的东侧冠梁上部喷锚面渗水

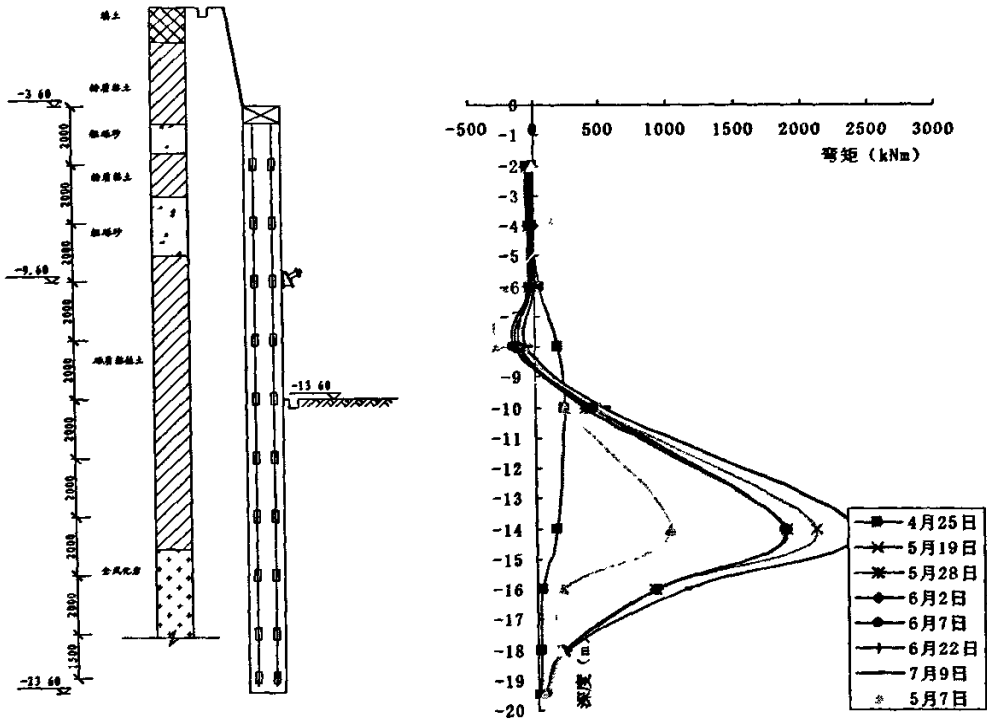


图3—14 东侧桩身钢筋应力监测结果

反算桩身弯矩及桩体水平位移见下图。从以下三图发现，按照支锚力监测数据，锚索支锚力为150kN左右，k法计算的桩顶水平位移值为133.97mm，m法计算的桩顶水平位移值为129.36mm，c法计算的桩顶水平位移值为139.14mm均与实测的位移值169mm接近，且三者相差不大。k法计算的桩身最大弯矩为2577.96kNm，作用点在-15m左右；c法计算的桩身最大弯矩为3016.17kNm，作用点在-15m左右；m法计算的桩身最大弯矩为3280.46kNm，作用点也在-15m左右，相较实测桩身最大弯矩，三者最大弯矩作用点均与实测较吻合，而k法计算的最大弯矩值与实测值非常吻合。

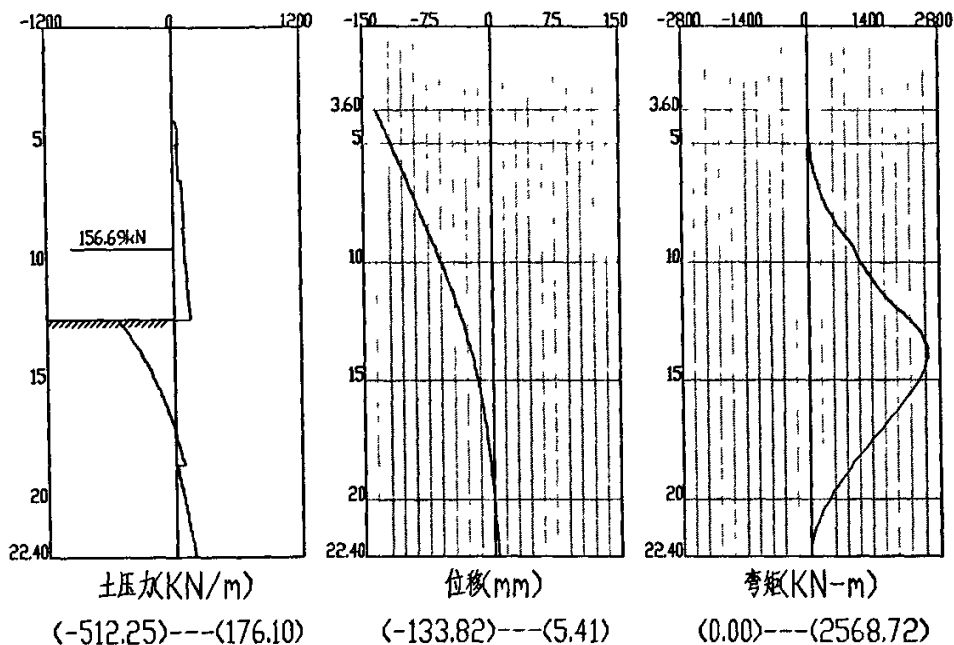


图3—15 东侧开挖到底后桩身位移与弯矩理论计算值 (k法)

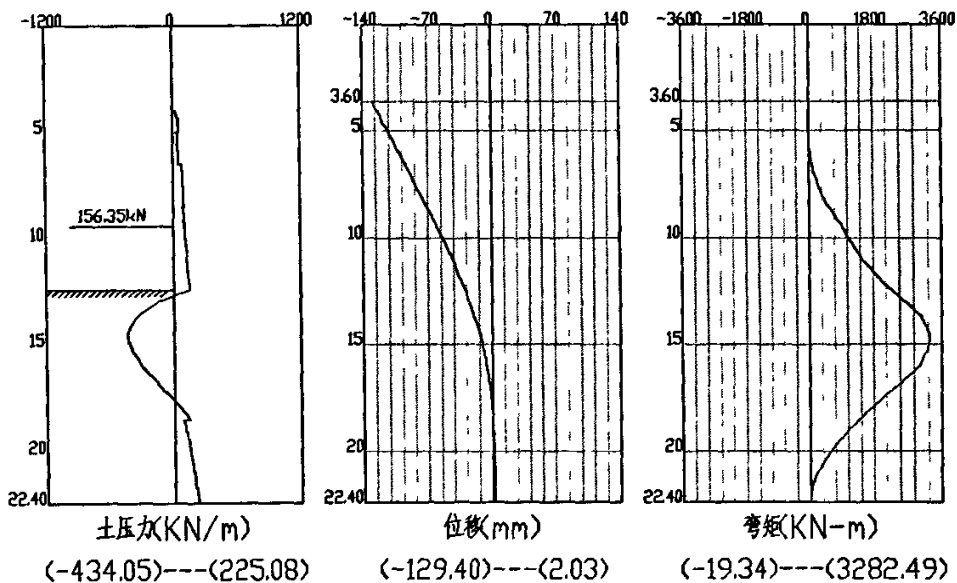


图3—16 东侧开挖到底后桩身位移与弯矩理论计算值 (m法)

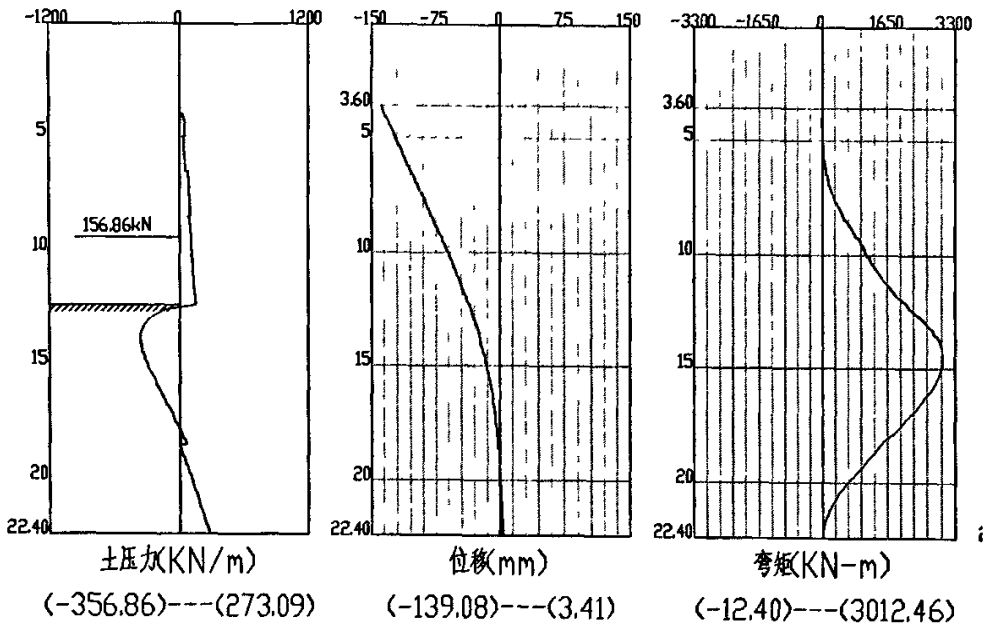


图 3—17 东侧开挖到底后桩身位移与弯矩理论计算值 (c 法)

6 地下水位监测结果及分析

由于东侧场地所限, 未在该侧安设地下水位观测井, 故列举其余各侧观测结果, 以资借鉴。

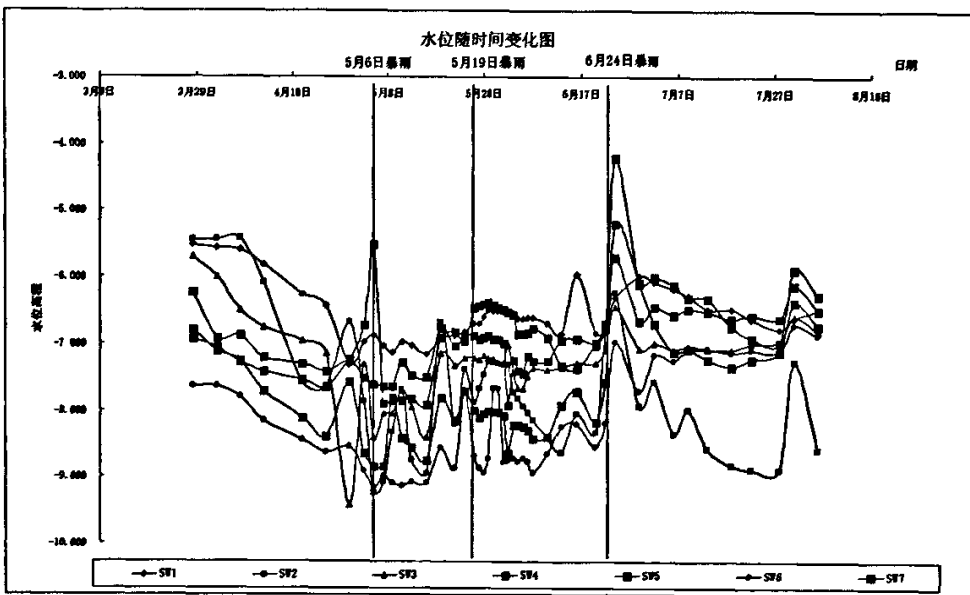


图 3—18 地下水位随时间变化曲线

根据水位随时间变化图,在基坑开挖初期,也就是整个四月期间,天气晴朗,整月降雨量仅为 32.3mm,地下水受降雨补偿较少,故随着基坑的开挖,水位持续降低。进入 5 月后,暴雨、雷暴频繁出现,整月降雨量达到 508.6mm,每次降雨均对地下水补偿较大,而基坑内支护结构渗水又较严重,二者共同作用,造成 5 月间水位波动较大。6 月的降雨次数较 5 月少,但每次降雨强度都很大,6 月 24 日凌晨的暴雨降雨量超过 200mm,造成地下水猛增,但随着后续晴天的持续渗排,水位又逐渐回落。7 月上中旬,没有大的降雨,水位仍继续下降,但在 7 月 29 日的暴雨之后,水位又再次升高。

7 桩身测斜结果及分析

列举东侧 ZS2 号测斜管位移图(见旁图)。测点具体位置见图 3—4。

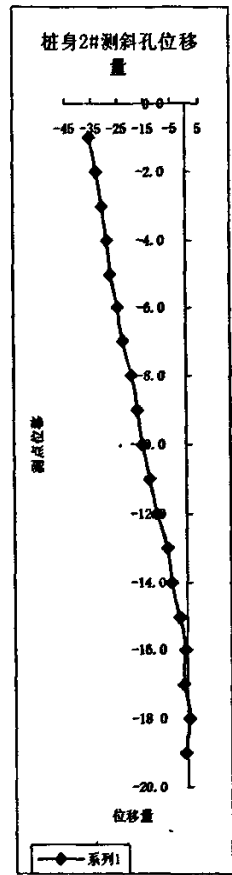
东侧测桩桩身位移曲线与反算的曲线近似,几乎呈一条直线,预应力锚索所在位置无任何受力迹象呈悬臂桩受力,且其受降雨影响也很明显,几次降雨均有较大变形,只是由于测斜管无法测出桩体平移,故此位移量与实测桩顶水平位移量有一定差距。

3.4 基坑东侧抢险措施

2005 年 5 月初开始进入雨季后,每次降雨均会引起东侧以及西北侧的变形或内力增加引起了参加各方的高度重视。基坑东侧的险情最严重;基坑西侧因桩间土漏水造成地面沉降开裂,进行了相应的封路处理,裂缝灌注水泥浆避免地面积水渗入。

2005 年 5 月 19 日暴雨后,各方认为锚索支锚力观测值仅约 150kN,未达到设计锁定值 250kN,致使东侧护壁桩处于悬臂状态,但因锚索张拉段被剪除不能重新张拉锁定,而且根据施工单位介绍,锚索端部锚固土层的力学性质差,因此不考虑对锚索重新张拉锁定,主要采取了如下紧急措施:

- (1) 坡顶路面裂缝灌注水泥浆,并覆盖塑料膜防止地表水渗入;
- (2) 降雨后坑底积水使坑底土体饱和,浅部约 0.5m 呈稀泥状,考虑到近期还可能下暴雨,坑底尽快施工基础垫层;
- (3) 基坑东侧工商物价大厦原桩锚支护结构的预应力锚索伸入到本坑内,因原锚索锚固段被开挖,锚索的巨大反力造成了“土柱”的应力重新调整,加剧了坑壁土体的变形,因此须将原锚索在本基坑坑壁上对拉锁定,以提供一定的反力;
- (4) 每次降雨后,地下水位上升造成了基坑地下水压力增大,因此在坑壁桩间土体中设



泄水孔，释放地下水；

(5) 对坑壁桩进行钢支撑斜支撑加固或局部回填，考虑到斜支撑实施困难且影响后续施工，未采纳斜撑方案，而在东侧中部坑底反压回填碎石，宽约 5.0m，高约 3.0m。

采取上述措施后，暂时控制了基坑变形的加剧。2005 年 6 月 24 日凌晨暴雨后，桩顶水平位移再次急增，且围墙开裂严重影响施工安全，冠梁以上土体坑壁多处渗水。

参建各方再次讨论基坑的抢险方案：

(1) 鉴于桩顶水平位移远远超出设计控制值，且支护结构已出现开裂迹象，必须卸除冠梁以上土体，该项工作于 2005 年 7 月 9 日~7 月 18 日实施。将道面以下的污水管、雨水管揭露并检修予以特别保护，卸除后坡面挂网喷砼护面，坡顶地面水合理导流。

(2) 考虑到坑底现有反压碎石将移除，且紧邻护壁桩的抗拔桩（人工挖孔桩）施工将使部分护壁桩呈悬空状，会加剧支护结构的变形发展，必须增加一道预应力锚索。增设标高 -11.6m 处，锚索从邻近工商物价大厦人工挖孔桩基础穿过（且还须避开其原有护壁桩），锚索长 24m，锚筋 $4 \times 7 \Phi 5$ 钢绞线，锁定值 250kN。该项措施因种种原因直到 2005 年 8 月 22 日暴雨再次发生险情后才决定实施。

2005 年 8 月 22 日深圳地区降特大暴雨，且降雨量达 384mm，造成了深圳地区 100 余处边坡垮塌（溜塌）事故，最严重的一起是将位于龙华镇樟坑村的平南铁路路轨推出 50m 远；也造成部分基坑发生险情，本基坑也发生了险情，桩顶水平位移增加了 5~16mm，最大点 JS5 增加到 185mm。地下水随处涌冒，东侧中部坑壁 -9.6m 处有一处涌水点，地下水射出 3.0m 远，在冠梁上部已卸土平台上，地下水从喷射砼护面向上冒出。基于此，建设单位确定在 -11.60m 处所增加的锚索予以实施，于 2005 年 9 月 6 日~9 月 15 日施工。至此，东侧基坑抢险加固工作结束。目前，地下室主体结构施工已完成，地面建筑已施工到 4 层，基坑支护工程已完成使命。

第4章 基坑支护的 ANSYS 数值模拟

本章应用 ANSYS 有限元软件,对深圳市农科广场深基坑支护工程进行三维有限元模拟,首先将有限元计算结果和现场监测结果作对比分析,验证这种模拟的计算精度,再以此为基点,进行深基坑支护的三维模拟拓展分析。

表 4-1 深圳市农科广场深基坑土层参数

| 土层 | c (kPa) | ϕ ($^{\circ}$) | γ (kN/m ³) |
|------|-----------|-----------------------|-------------------------------|
| 人工填土 | 10.0 | 6.0 | 19.3 |
| 粘土 | 16.0 | 16.0 | 19.5 |
| 粗粒砂 | 10.0 | 26.0 | 20.0 |
| 粘土 | 20.0 | 22.0 | 18.8 |

4.1 深基坑支护的有限元建模

ANSYS 建模分为实体建模和直接建立有限元模型两种方法。实体建模指的是,先对模型的几何特征进行描述,通过控制单元划分的大小及形状,使 ANSYS 自动生成节点与单元,从而生成有限元模型。直接建立指的是,先确定各个节点的位置,以及各单元的形状、尺寸,再定义实体模型^[2]。

实体模型的优点是对于形状比较规则的模型建模简单,不用人工干预控制节点位置,耗时较少;缺点是对于复杂形状,网格划分不便于控制,不能很好地控制单元的大小和形状。直接建立有限元模型的方法则相反,便于控制节点位置、编号及单元的形状、尺寸和大小;缺点是需要用户留意网格划分的细节,比较耗时,也容易出错。

本文建立三维有限元模型,由于包含几种不同材料,且各种材料模型的交接面较为复杂,如采用先建立实体模型,再由程序自适应网格划分来生成节点和单元,会难以控制单元的形状和大小,甚至产生畸形单元降低结果的准确性。故本文采用直接生成法建立有限元模型,同时采用 ANSYS 自带的 ADPL 参数化命令程序编写命令流,这样虽耗费时间但便于检查和修改,同时模型单元的尺寸大小、形状和材料性质都由参数控制,可以随时改变,从而可以模拟各种不同条件下的受力情况,得到有意义的结论。

由于本文主要研究悬壁桩的受力情况,故根据对称性,仅依照东侧支护桩情况,建立 1/4 三维模型。考虑到关注部位是支护桩,对于离桩体较远的土体,建模时单元的选取和划分精度适当地放松。

4.1.1 单元划分

1. ANSYS 有限元建模基础

本文的基坑支护仿真模型采用分离式模型，这种模型将支护桩、桩后旋喷桩和土体均采用不同的单元来处理，支护桩和土体采用不同的实体单元，由于建立三维仿真模型的复杂性，故不另行建立桩内和冠梁内钢筋单元，而仅将钢筋对弹性模量的影响计入，并按刚度将支护桩等效成方桩，以便桩体单元和冠梁单元的合并与连接。桩后旋喷桩采用壳体单元等效成水泥土墙。考虑到对称性，仅取 1/4 基坑建立模型分析。

单元类型的选取^[13]

(1) 支护桩和土体：采用 SOLID 45 实体单元模拟，该单元用于构造三维实体结构。单元通过 8 个节点来定义，每个节点有 3 个沿着 xyz 方向平移的自由度。单元具有塑性、蠕变、膨胀、应力强化、大变形和大应变能力。有用于沙漏控制的缩减积分选项。

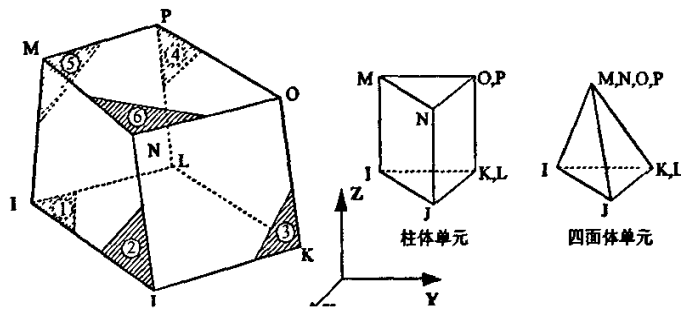


图 4—1 SOLID45 单元

(2) 旋喷桩：采用 SHELL63 壳单元，该单元既具有弯曲能力和又具有膜力，可以承受平面内荷载和法向荷载。本单元每个节点具有 6 个自由度：沿节点坐标系 X、Y、Z 方向的平动和沿节点坐标系 X、Y、Z 轴的转动。应力刚化和大变形能力已经考虑在其中。在大变形分析（有限转动）中可以采用不变的切向刚度矩阵。

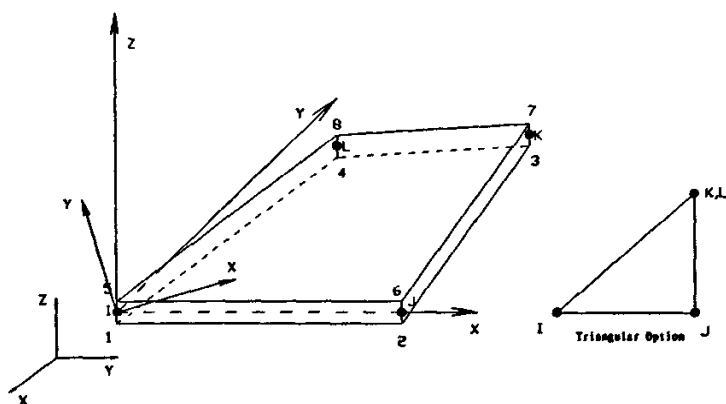


图4-2 SHELL63 几何描述

(3) 土体: 土体模型也采用 SOLID 45 实体单元模拟, 但采用 DP 屈服准则。岩石、混凝土和土壤等材料都属于颗粒状材料, 此类材料受压屈服强度远大于受拉屈服强度, 且材料受剪时, 颗粒会膨胀, 常用的 VonMises 屈服准则不适合于这类材料。在土力学中, 常用的屈服准则有 Mohr—coulomb 准则, 另一个能更准确描述这类材料的强度准则为 Drucker—Prager 屈服准则, 使用 Drucker—Prager 屈服准则的材料简称为 DP 材料。在岩石、土壤的有限元分析中, 采用 DP 材料可得到较为精确的结果。

Drucker—Prager 屈服准则是对 Mohr—coulomb 准则的近似, 用以修正 VonMises 屈服准则, 即 VonMises 表达式中包含一个附加项^[14]。其流动准则既可以使用相关流动准则, 也可使用不相关流动准则, 其屈服面并不随着材料的逐渐屈服而改变, 因此没有强化准则, 然而其屈服强度随着侧限压力的增加而相应增加, 其塑性行为被假定为理想弹塑性如下图所示。另外, 此种材料考虑了由于屈服引起的体积膨胀, 但不考虑温度变化的影响。

对于 DP 材料, 其受压屈服强度大于受拉屈服强度。如果已知单轴受拉屈服应力和单轴受压屈服应力, 则内摩擦角和粘聚力可表示为:

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}\beta}{2 + \sqrt{3}\beta} \right] \quad (3-26)$$

$$c = \frac{\sigma_y \sqrt{3}(3 - \sin \phi)}{6 \cos \phi} \quad (3-27)$$

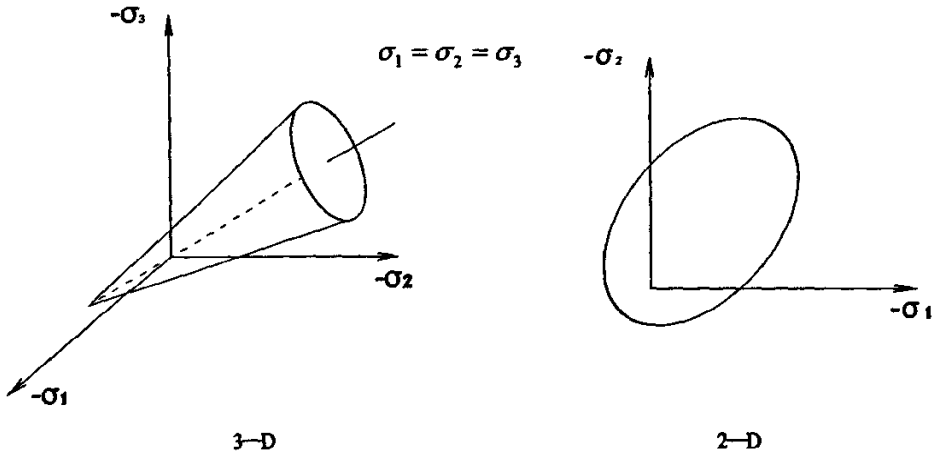


图 4-3 DP 材料材料屈服面

上式中 β 和 σ_y 与受压屈服应力和受拉屈服应力的关系为:

$$\beta = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sqrt{3}(\sigma_c + \sigma_t)} \quad (3-28)$$

$$\sigma_y = \frac{2\sigma_c\sigma_t}{\sqrt{3}(\sigma_c + \sigma_t)} \quad (3-29)$$

其等效应力的表达式为:

$$\sigma_e = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{S\}^T [M] \{S\} \right]^{1/2} \quad (3-30)$$

上式中: $\sigma_m = 1/3(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$ 为平均应力或静水压力;

$\{S\}$ —偏应力;

β —材料常数;

$[M]$ —Mises 屈服准则中的 $[M]$ 。

上述屈服准则是一种经过修正的 Mises 屈服准则, 它考虑了静水应力分量的影响, 静水应力 (侧限压力) 越高, 则屈服强度越大。

材料常数 β 的表达式如下:

$$\beta = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (3-31)$$

屈服准则的表达式如下:

$$\sigma_y = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (3-32)$$

其屈服准则表达式为:

$$F = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{S\}^T [M] \{S\} \right]^{1/2} - \sigma_y = 0 \quad (3-33)$$

对于 DP 材料, 当材料参数 β 、 σ_y 给定后, 屈服面为一圆锥面, 此圆锥面是六角形的 Mohr—coulomb 准则的外切锥面, 如图 4—4 所示。

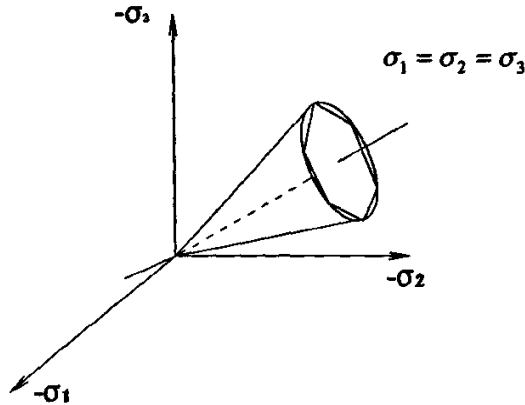


图 4—4 Drucker—Prager 屈服面和 Mohr—coulomb 屈服面

2. 支护桩及冠梁单元的建立^{[15]—[23]}

支护桩与冠梁单元采用 SOLID45 单元, 本文首先建立支护桩底面节点, 考虑到桩体与土体的交接, 故在建立桩体节点时, 一同建立土体节点。然后, 沿高度方向拉伸复制桩体底面节点, 从而建立桩体单元。由于圆形桩体的节点难以与冠梁节点合并压缩, 故按抗弯刚度等效原则, 将圆形桩等效成方桩。建立的桩体单元如下图示。在建立桩体模型之上, 首先建立冠梁底面节点, 再拉伸成体, 分割单元后, 与桩体单元合并压缩, 建立冠梁单元。

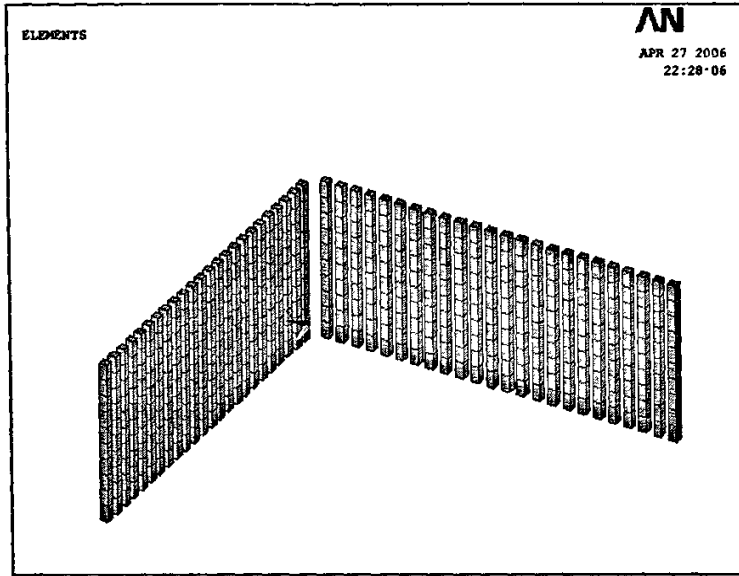


图 4-5 支护桩有限元模型

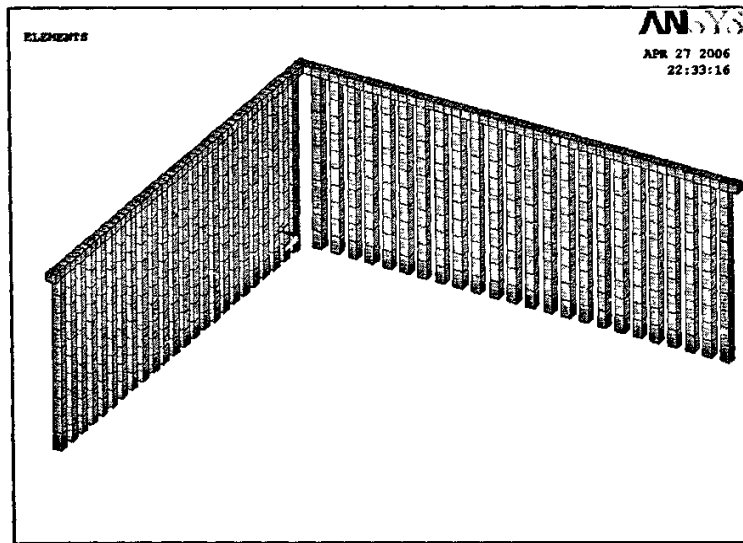


图 4-6 支护桩与冠梁有限元模型

3. 土体单元的建立

土体单元仍采用 SOLID45 单元，由于关注部位是支护桩附近土体，对于离桩体较远的土体，建模时单元的选取和划分适当地放松。在建立土体的平面单元后，按照土体实际厚度，将平面单元拉伸成体单元。考虑到基坑底以上土体参数差异较小，故基坑底以上设为一层土，土性参数取厚度加权平均值。基坑底面以下，设为第二种土体，土性参数按勘查报告和深圳市地区规范建议取值。

表 4-2 建模用土性参数表

| 土层 | c (kPa) | ϕ ($^{\circ}$) | γ (kN/m ³) |
|----|-----------|-----------------------|-------------------------------|
| 1 | 16.7 | 21.7 | 19.6 |
| 2 | 20.0 | 25.0 | 20.0 |

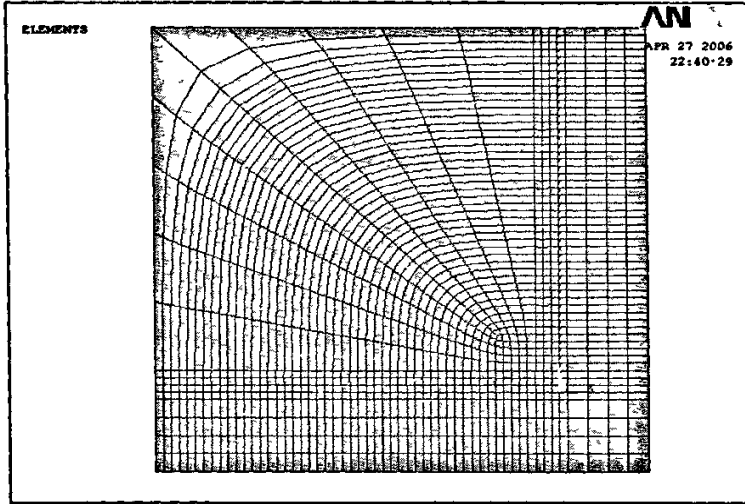


图 4-7 土体与支护桩有限元模型单元分割平面图

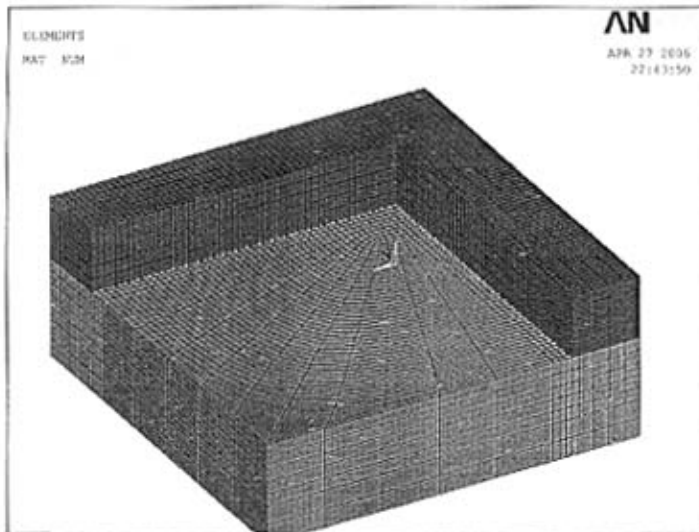


图 4-8 土体单元有限元模型

4. 桩后旋喷桩单元建立

桩后旋喷桩单元采用 SHELL63 单元，首先建立等效水泥土墙平面模型。为了能将支护桩单元与旋喷桩单元合并连接，按照支护桩单元尺寸，建立旋喷桩单元。

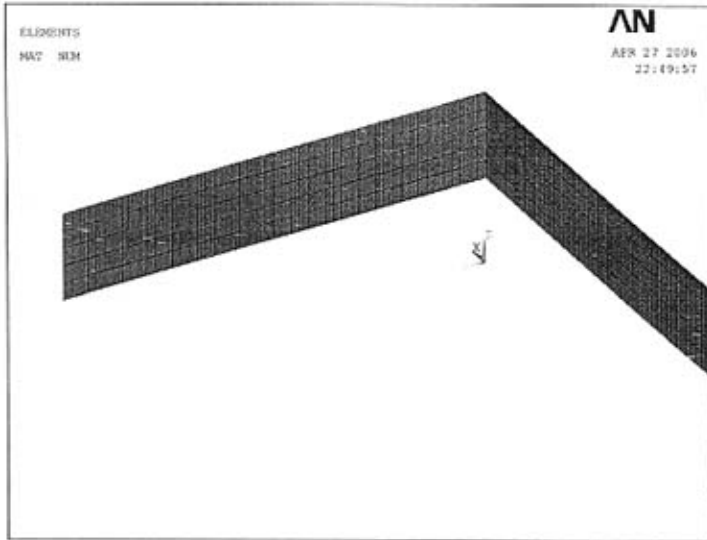


图 4—9 旋喷桩有限元模型

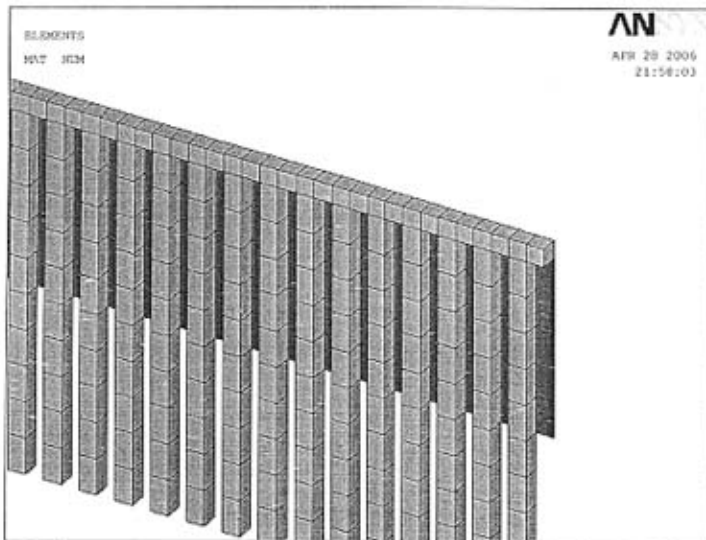


图 4—10 支护桩与桩后旋喷桩单元合并压缩

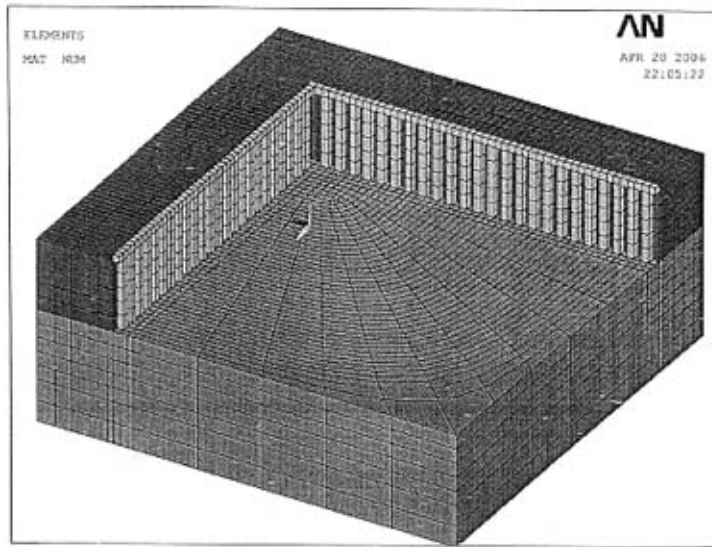


图 4-11 基坑支护仿真 1/4 模型整体图

5. 荷载和边界条件

本模型为 1/4 实体仿真模型，故在两个内边界上，设为对称边界条件，而在外边界和底面设为固定边界条件。根据《农科广场基坑支护工程施工图》，东侧冠梁以上 3.6m 厚土体，采用放坡处理，故在建模时，未建立此 3.6m 厚土体的单元，而仅根据土体容重，将其换算为面荷作用在模型土体顶面。根据监测数据，东侧预应力锚索失效，锚索力达到 150kN 后未再有所提高，故在支护桩-6 米处，仅作用 150kN 集中力，而不另行施加预应力锚索单元。

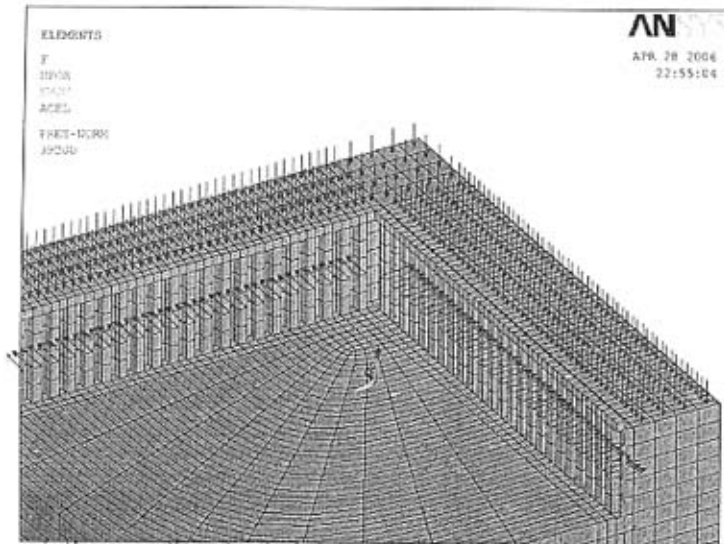


图 4-12 集中力与平面荷载

4.2 有限元模拟计算结果

4.2.1 桩顶位移

计算时,不考虑开挖过程的影响,故不使用单元生死功能,一次开挖到底。从以下 1/4 仿真模型的 Y 向位移云图中可见,冠梁顶面最大位移为 169.75mm,变形呈现中间大、两边小的趋势。

按照监测点平面布置图,东侧 JS4#位于第十根桩侧,JS5#位于第二十二根桩侧,根据最后一期监测报告,东侧 JS4#,累计变形量 124mm。东侧 JS5#,累计位移 169mm。从下列基坑模型 Y 向位移立面云图以及相应节点位移结果(节点 3394, Y 向位移 125.28mm;节点 3367, Y 向位移 168.16mm)可见模型计算结果在桩顶位移数值和趋势上均很吻合。(注,本文由于时间原因,桩顶最大位移仅纪录到 2005 年 8 月 1 日,实际东侧桩顶最大位移于 2005 年 8 月 22 日增为 185mm)。

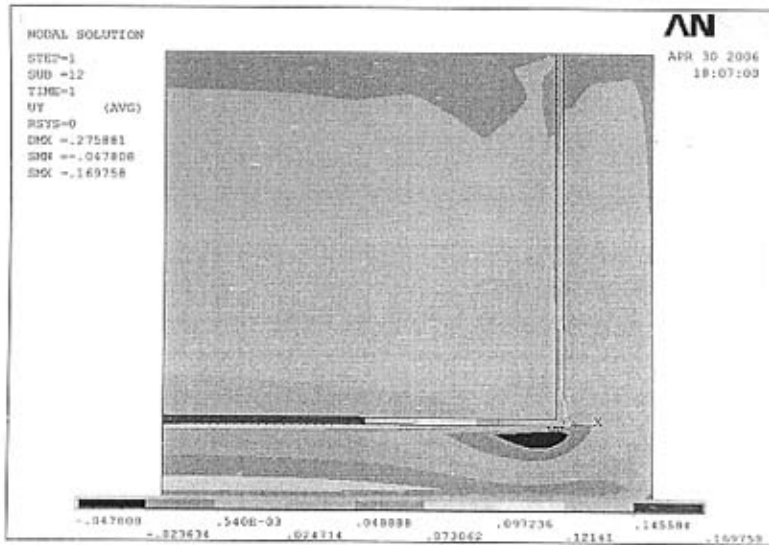


图 4-13 基坑模型 Y 向位移平面云图

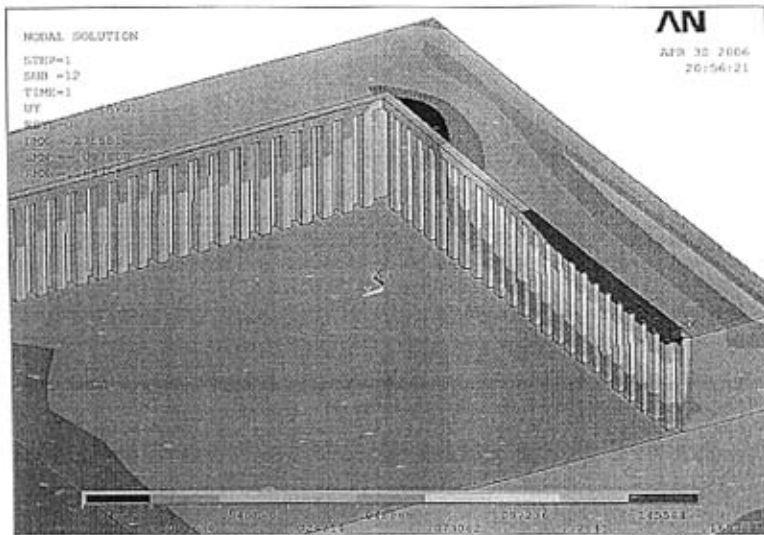


图 4—14 基坑模型 Y 向位移立面云图

4.2.2 支护桩桩身弯矩

由于建模时，高度方向是以两米为单位建立支护桩单元，以冠梁顶为±0，故支护桩弯矩值从冠梁底既-1m 开始，间距 2m 计算。监测值弯矩是以地面顶为±0，从地面标高-3.6 开始（即为冠梁顶开始），间距 2m 计算，二者数值不在同一高度。现将高度换算为统一标准后的弯矩数值对照如下表。

表 4—3 实测与计算弯矩对照表

| | | | | | | | | | | |
|--------------|--------|-------|------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| 深度 (m) | 1.0 | 3.0 | 5.0 | 7.0 | 9.0 | 11.0 | 13.0 | 15.0 | 17.0 | 19.0 |
| 有限元计算值(kN·m) | 9.81 | -20.2 | 17.0 | 538.6 | 1349.5 | 2383.4 | 2777.8 | 2457.6 | 1500.2 | 621.4 |
| 深度 (m) | 2.0 | 4.0 | 6.0 | 8.0 | 10.0 | 12.0 | 14.0 | 16.0 | 18.0 | 19.5 |
| 实际监测值(kN·m) | -163.3 | -25.0 | 4.9 | -60.1 | 497.7 | 253.7 | 2361.3 | 1010.4 | 99.8 | -15.3 |

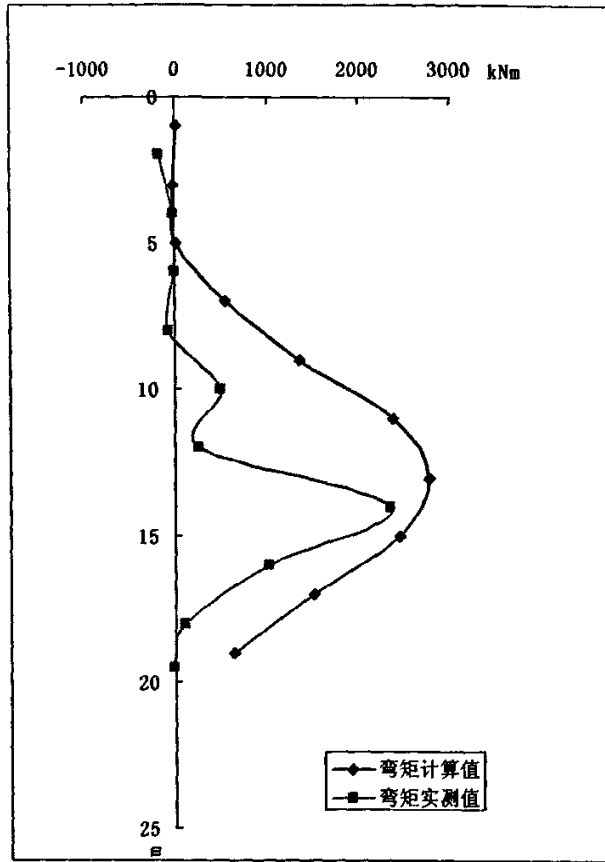


图 4—15 计算弯矩与实测弯矩对照图

图 4—15 的结果所示, 有限元计算弯矩值总的趋势与实际监测结果较为相似, 符合悬壁桩受力特征, 弯矩最大值也比较相近。某些局部特征也与实际较吻合, 如 3~4m 处的弯矩值二者均为负值, 其主要原因是支护桩顶部的冠梁在一定程度上限制了基坑中部支护桩的变形, 将桩体反向后拉造成的。

从以上两点可知, 本有限元仿真模型与实际监测结果比较吻合, 可以用于模拟实际基坑支护, 故下章将其扩展分析。

第5章 桩后土压力分布特点的数值分析

5.1 土柱问题

5.1.1 土柱问题简述

如第一章所述,因城市建设开发及旧城改造,相邻建筑物间距越来越小,临近既有建筑物如设有地下室,基坑开挖时既有建筑物地下室与基坑之间将便会形成一道土柱,为保证基坑的安全稳定,需对其进行支护,但由于临近建筑地下室外墙及其基础桩的影响,无法或仅能布设很短的锚索,造成支护桩呈悬臂桩或近似悬臂桩支护,从而造成支护桩变形过大。

以下根据上述深圳农科广场支护工程的有限元仿真模型,在不改变支护方式和土层条件的情况下,变换支护桩后土柱宽度,对土柱问题进行初步研究。本文利用前述模型,计算了支护桩后土柱宽度从5米到80米的不同情况下,支护系统的受力及变形结果。

表5—1 系列1建模用土性参数表

| 土层 | c (kPa) | ϕ ($^{\circ}$) | E_0 (MPa) | γ (kN/m ³) |
|----|-----------|-----------------------|-------------|-------------------------------|
| 1 | 16.7 | 21.7 | 4.0 | 19.6 |
| 2 | 20.0 | 25.0 | 20 | 20.0 |

表5—2 系列2建模用土性参数表

| 土层 | c (kPa) | ϕ ($^{\circ}$) | E_0 (MPa) | γ (kN/m ³) |
|----|-----------|-----------------------|-------------|-------------------------------|
| 1 | 20 | 25 | 4.0 | 19.6 |
| 2 | 20.0 | 25.0 | 20 | 20.0 |

表5—3 系列3建模用土性参数表

| 土层 | c (kPa) | ϕ ($^{\circ}$) | E_0 (MPa) | γ (kN/m ³) |
|----|-----------|-----------------------|-------------|-------------------------------|
| 1 | 16.7 | 21.7 | 8.0 | 19.6 |
| 2 | 20.0 | 25.0 | 20 | 20.0 |

表 5-4 桩顶最大位移计算结果

| 土柱宽度 | 系列 1 位移 (mm) | 系列 2 位移 (mm) | 系列 3 位移 (mm) |
|------|--------------|--------------|--------------|
| 5m | 136.0 | 111.0 | 116.4 |
| 10m | 169.8 | 142.6 | 145.9 |
| 15m | 161.5 | 134.3 | 142.3 |
| 20m | 156.8 | 127.7 | 141.8 |
| 25m | 142.3 | 116.5 | 127.7 |
| 30m | 138.9 | 113.2 | 124.3 |
| 35m | 136.8 | 110.6 | 121.9 |
| 40m | 136.7 | 109.6 | 121.9 |
| 50m | 117.6 | 93.6 | 103.4 |
| 60m | 117.3 | 93.1 | 103.5 |
| 80m | 117.3 | 100.0 | 113.0 |

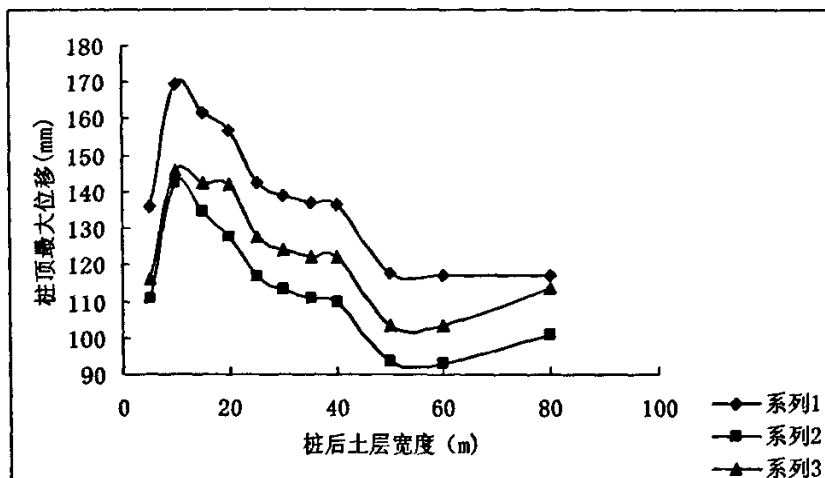


图 5-1 桩顶最大位移随土柱宽度变化图

5.1.2 土柱问题结果分析

由图 5-1 所示, 在近似实际土层条件 (系列 1) 及支护方式下, 土柱宽度为 5m~10m 阶段, 冠梁顶位移呈现上升趋势, 在 10m 左右 (即土柱宽与坑深比为 1) 冠梁顶位移达到最大值, 约为 169mm; 在 30m~40m 阶段 (即土柱宽与坑深比为 3~4), 有一个较小的稳定平台, 但位

移约为 136mm，相对 50m 以后的稳定数值 117mm 仍然较大；在 50m 以后（即土柱宽与坑深比大于 5）位移趋于稳定，基本保持不变。由此可见，对于土柱问题，的确具有一个峰值，这与人们的普遍认识是相一致的，土柱过宽或过窄都不会造成较大的变形。

为了验证此结果的可靠性，重新改变土性参数后（系列 2 与系列 3），所得结果如图 5—1，其趋势与系列 1 近似，均于土柱宽度为 10m 左右（即土柱宽与坑深比为 1）冠梁顶位移达到峰值，于 50m 以后（即土柱宽与坑深比大于 5）达到最低值，其后位移趋向于达到某个定值。

如上列三条曲线示， c 、 ϕ 值增大到 1.2 倍（即系列 2）所的结果最低，其次是变性模量增大到 2 倍（即系列 3）的结果。可见在此支护条件下， c 、 ϕ 值对位移的影响要大于变形模量的影响。

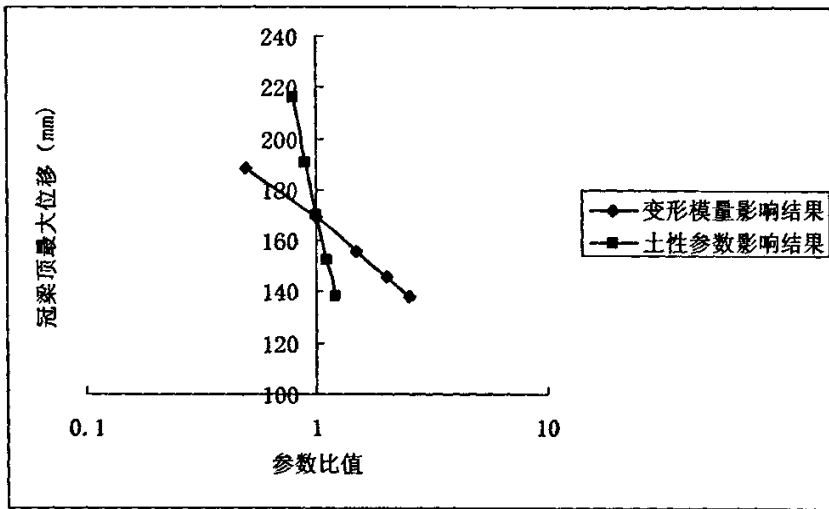


图 5—2 土柱宽为 10m 时 c 、 ϕ 值与变形模量对位移的影响图

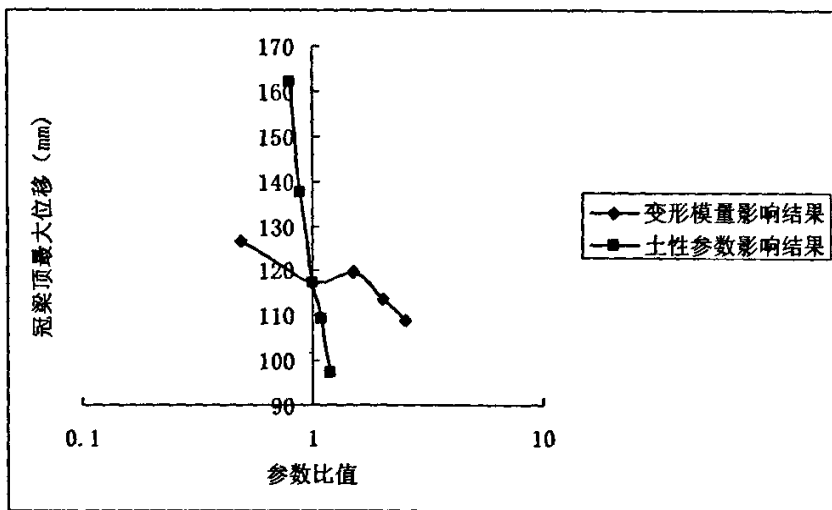


图 5—3 土柱宽为 80m 时 c 、 ϕ 值与变形模量对位移的影响图

为了检验二者变化对位移的影响大小,以下列举土柱宽度为 10m 和 80m 时, c 、 ϕ 值为实际数值的 0.8、0.9、1.1、1.2 倍的位移结果与变形模量为实际数值的 0.5、1.5、2、2.5、3 倍的位移结果。如图 5—2、5—3 所示, c 、 ϕ 值对位移的影响远大于变形模量对位移的影响。故在有限元仿真计算中,相对于变形模量的取值,我们更应关注于 c 、 ϕ 值的取值。

由上述一系列有限元计算结果可见,要使桩顶最大位移达到第一个稳定平台,土柱宽度至少要在 30m (即土柱宽与坑深比要大于 3),且此时位移量已小于土柱宽度为 10m 时的最大位移 30 余毫米,虽然在 50m 以后 (即土柱宽与坑深比大于 5) 位移稳定于 117mm,但在实际工程中,特别是城市建设中,已很少有桩后土体宽度能达到 50m 的场地。故综合有限元计算结果和实际条件的限制,本文建议在土柱宽与坑深比大于 3 以后,即可不考虑土柱效应。

5.2 土压力问题

5.2.1 土压力问题简述

土压力是土力学中的一个重要课题,从 18 世纪开始就有许多学者对此进行了研究,提出了土压力的计算理论和计算方法,其中最著名的是 1773 年库伦提出的土压力理论和 1857 年郎肯提出的土压力理论,这两个土压力理论得到了广泛的应用,至今仍是工程建设中进行土压力计算的基础。

大体上,可将土压力分为静止土压力、主动土压力和被动土压力三种。在上述三种土压力中,被动土压力大于静止土压力,静止土压力大于主动土压力。而挡土墙达到被动土压力所需位移要远大于达到主动土压力所需位移值。太沙基等一些土力学者,通过实验研究了墙体与土压力的关系,认为当墙体的相对位移 $\Delta/H = 0$ 时,土压力为静止土压力,土压力系数 K 大致在 0.2~0.6 之间。当墙体产生正向位移 (+ Δ) 时,土压力系数迅速减小,当相对位移 Δ/H 达到 0.01~0.005 时,墙背面填土即处于主动极限平衡状态,此时填土对墙体的压力即为主动土压力。随着相对位移 Δ/H 的继续增大,土压力系数也继续减小,当相对位移达到约 0.01 时,此时土压力系数最小,随后当相对位移继续增大,土压力系数又开始缓慢的增大。当墙体产生负向位移 ($-\Delta$) 时,土压力系数迅速增大,当相对位移 Δ/H 达到 0.01~0.05 时,墙背面的填土即进入被动极限平衡状态,此时填土作用在墙体上的土压力为被动土压力,随着相对位移 $-\Delta/H$ 继续增大,土压力系数还将继续增大。

由上节土柱问题知,土压力的大小及其分布规律不仅是同支护结构的水平位移方向与大小、土的性质、支护结构物的刚度及高度等因素相关,还与支护体系后的土体宽度 (即上节的所说的土柱宽度) 密切相关,土柱宽度不同,桩顶最大位移有着明显的差异,亦从侧面印证了支护桩后的土压力是随土柱宽度的变化而变化的。

朗肯土压力理论研究的是自重应力作用下,半无限土体内的各点应力从弹性平衡状态发展为

极限平衡状态的条件，提出计算土压力的理论，其理论适用于半无限土体。而库伦土压力理论的基本假设是：平面滑裂面假设、刚体滑动假设和楔体整体处于极限平衡状态假设，其理论适用于桩体后土体必须要有足够宽度，以使其可以形成滑动土楔。考虑到上节土柱对土压力的影响，土柱宽度需在 50 米以后桩后土压力才开始趋于稳定，再综合上述两种土压力理论的适用条件，故本文选取土柱宽度为 50 米条件下的桩后土压力进行研究，以使其更具代表性和可比性。

由于条件所限，在现场监测过程中，未进行桩后土压力的现场实测，故以下根据上述深圳农科广场支护工程的有限元仿真模型，在不改变土层条件的情况下，取消锚索的影响以模拟悬壁桩受力状态，计算了不同桩号的悬臂支护桩所承受的土压力大小及分布，下图列举计算所得基坑中部变形最大的支护桩后土压力分布。

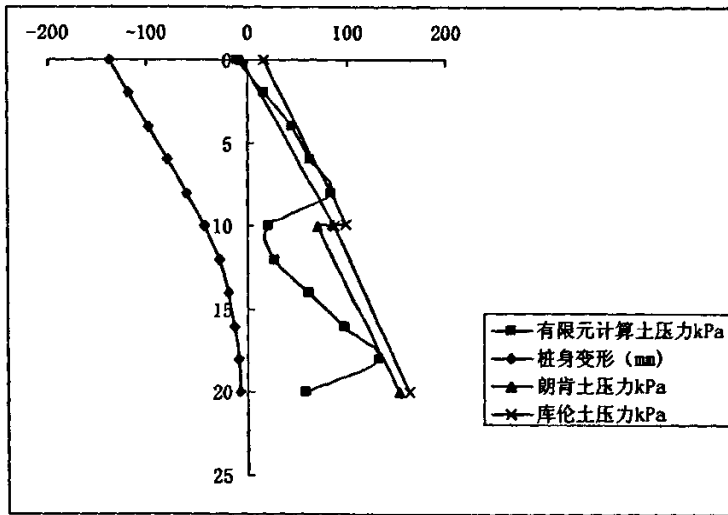


图 5-4 有限元计算主动土压力分布图

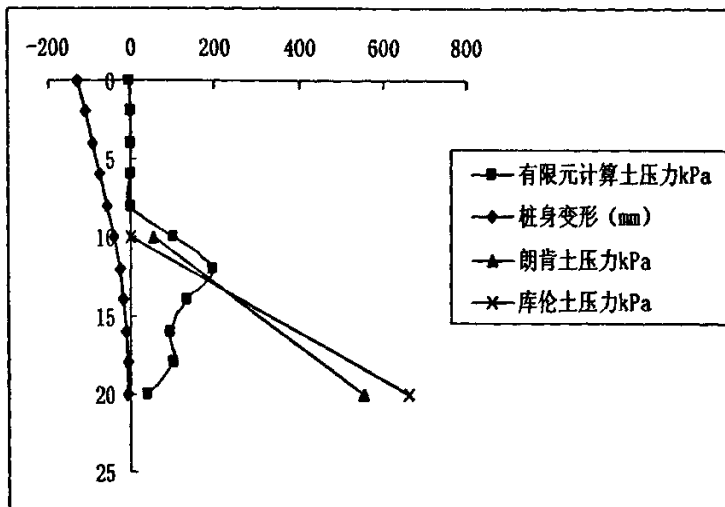


图 5-5 有限元计算被动土压力分布图

从上述两图可以看出,其与契波塔廖夫、罗维、汉森、太沙基等人进行的试验研究和观测分析相一致。上图表明,无论主动土压力还是被动土压力,均与朗肯土压力理论和库伦土压力理论有一定出入,特别是被动土压力,其分布并非常用的三角形分布,在坑底一定范围内(12m左右)被动土压力达到最大值,然后虽有波动但趋势是随深度减小,在分布形式和数值大小上,均与两种理论出入较大。主动土压力分布也并非三角形,坑底以上主动土压力的分布与两种理论的计算结果的分布形式有明显不同,在坑底处(即10m处)主动土压力减小,整个坑底以上主动土压呈现弧线分布,坑底以下主动土压分布近似三角形,但底部土压减小,这与三角形分布有很大差别。桩顶的有限元计算值为拉应力,这是由于桩顶冠梁的作用以及建模影响。

造成上述情况的原因是作用在桩墙上的土压力由于支护桩在受土压力作用后极易产生变形,而延桩体高度各处的变形并不相同,这种变形的差异,使得在桩背填土中产生了不同程度的拱效应。

在支护桩产生挠曲变形后,其附近的坑壁土体将滑移变形,并与周围稳定土体之间发生相对位移。土体内部的这种变形和位移将引起土颗粒之间的剪切磨擦,使土体的变形受到限制。变形土体与稳定土体之间的抗剪能力的发挥促使变形区土体保持在原来位置,于是支护桩上的土压力随其位移和变形的增大而减小,与此同时周围稳定土体则受到变形区土体的压力作用。这种变形区的土压力向周围稳定土体转移的现象被称为土拱效应^[24]。当支护桩产生脱离土体的位移引起土体变形时,其上的土压力将减小,当支护桩某部分的变形速率大于其相邻部位时,会由于土拱效应使该部位的土压力减小而增大相邻部位的土压力,引起应力的重分布,以至桩体中部的土压力减小,桩体底部附近主动土压力增大,而在填土对面一侧,桩体楔入土中的一段,其上部(靠近开挖面处)由于变形相对较大(上述主动土压力分布图于坑底10m处的水平变形为42.03mm、相对变形 Δ/H 为0.0021),达到了产生足够被动土压力的变形,被动土压力较大,桩体底部由于变形很小(于桩底20m处的水平变形为6.50mm、相对变形 Δ/H 为0.00033),变形过小,不可能产生如朗肯理论与库伦理论的分布形式。因此,作用在桩体上的土压力,沿桩体高度方向的压力分布与朗肯、库伦土压力理论的三角形分布有一定的出入。

对于上述主动土压力分布图,坑底以上主动土压的极值均位于8m处,最大值为84.64kPa;而坑底以下主动土压的极值位于18m处,最大值为131.99kPa。依图5—4,桩顶水平位移依次为138.74mm,相对变形 Δ/H 为0.0069。

综合来说,目前计算支护桩所受土压力时的经典郎肯或库伦土压力理论,由于其研究的是重力式(或刚性)挡土墙,而排桩支护结构显然不同于重力式挡土墙,因此用其来计算支护桩上的土压力将难以反映支护结构和土的相互作用对土压力的影响,无论在土压力分布形式上还是位移与土压力大小的关系上,均难以进行解释。工程实践和试验研究表明^[25],在基坑开挖以

后，一般的基坑支护变形都满足挡土结构相对平移量 $\frac{\Delta}{H} \geq \frac{1}{6000}$ ，此时墙背与土之间的摩擦力可充分发挥，可以利用土拱理论对其进行回归分析。

5.2.2 土拱计算原理

为了分析由土拱效应引起的支护结构上的土压力，首先考察下图所示的土体模型。分析时采用以下基本假定：

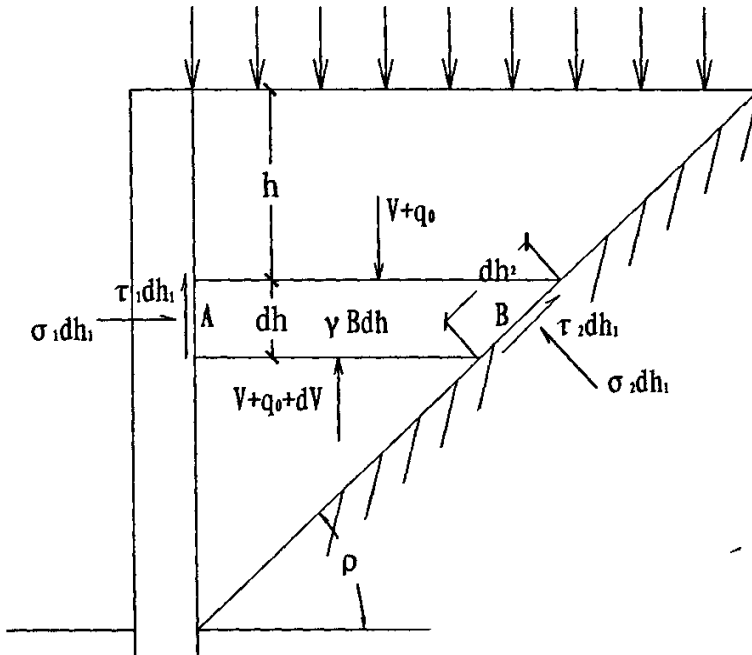


图 5-6 土体模型示意图

(1) 土体为无粘性土（粘聚力 $c = 0$ ）

(2) 支护桩后与土体滑裂面之间的土体产生了足够的变形，使土与支柱和土体与土体之间的剪切力得到充分的发挥。

由上图知， A 、 B 两点均位于滑移面上^[26]，其应力状态可以用摩尔应力圆表示，如下图所示。

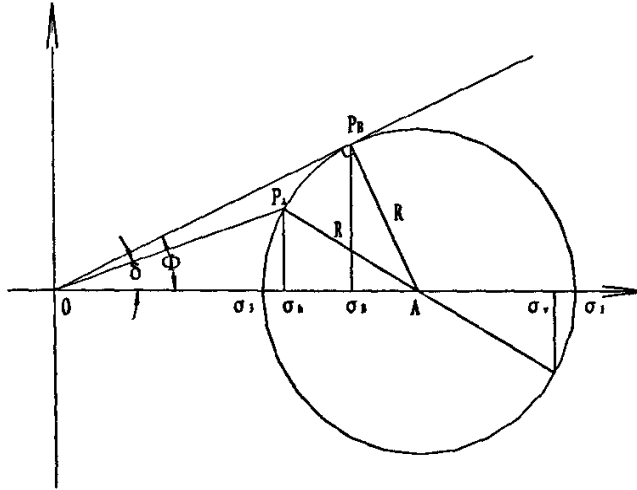


图 5-7 摩尔应力圆

上图中 P_A 、 P_B 分别表示点 A 、 B 的应力极点。当土体滑移时，桩后由于产生剪应力，其横向应力 σ_h 并不再是小主应力，主应力方向已经发生偏转。

$$\text{由图知, } \frac{R}{\sigma_1 \sin \phi} = \frac{\sigma_1 - R}{\sigma_1}, \text{ 即得: } R = \frac{\sigma_1 \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$\text{则 } \sigma_B = \sigma_1 - R - R \sin \phi = \sigma_1 (1 - \sin \phi) \quad (5-1)$$

根据余弦定理, $R^2 = OP_A^2 + OA^2 - 2OP_A \times OA \times \cos \delta$

$$OA = \sigma_1 - R = \sigma_1 - \frac{\sigma_1 \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{\sigma_1}{1 + \sin \phi}; \quad OP_A = \frac{\sigma_h}{\cos \delta} \text{ 带入上式, 得}$$

$$\left(\frac{\sigma_1 \sin \phi}{1 + \sin \phi}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_h}{\cos \delta}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_1}{1 + \sin \phi}\right)^2 - 2 \times \frac{\sigma_1}{1 + \sin \phi} \times \frac{\sigma_h}{\cos \delta} \times \cos \delta \quad (5-2)$$

令 $\frac{\sigma_h}{\sigma_1} = K$, 上式两面同除以 σ_1^2

$$\text{上式变为} \quad \left(\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}\right)^2 = \left(\frac{K}{\cos \delta}\right)^2 + \left(\frac{1}{1 + \sin \phi}\right)^2 - 2 \times \frac{K}{1 + \sin \phi} \quad (5-3)$$

令 $\delta = 0.6\phi$, 将有限元计算中的 ϕ 值带入得

$$K = 0.487$$

在土压力分析中研究的是滑移面上的应力, 在分析某深度的土压力时, 通常根据该处的竖向平均应力 $\sigma_m = \frac{V}{B}$ 进行计算, 桩后侧土压力系数 $K_1 = \frac{\sigma_h}{\sigma_m}$, 对常见的土质情况,

$\phi = 10^\circ \sim 40^\circ$ ，计算得 $\sigma_m / \sigma_1 = 0.94 \sim 0.95$ [27]，近似相等，故本文中设 $K_1 = 0.487$ 。

文 [28] 中，考虑到在排桩支护结构中，当桩后的土体达到主动破坏时，土体中形成的滑移面将通过基坑开挖底面并穿过土体到达地面 [29]，假定滑移面为平面，滑移面以外的土体处于稳定状态，稳定土体在滑移面处起到了变形区土体内形成的小主应力拱脚的作用，则桩后变形区土体中土拱的拱跨 B 是随深度而变化的，假定：

$$B = (H - h) \cot \rho$$

当支护桩后与土体滑裂面之间的土体产生了足够的变形，使得桩后滑动土体与支柱桩和滑动土体与未滑动土体之间的剪切力得到充分的发挥。变形土体内产生土拱效应，由任意深度 h 处的水平土体单元的平衡条件可得：

$$dV + \tau_1 dh + \sigma_2 \cos \rho dh_2 + \tau_2 \sin \rho dh_2 = \gamma B dh \quad (5-4)$$

式中： $\tau_1 = \mu K_1 \frac{V}{B}$ ； $\sigma_2 = (1 - \sin \phi) \frac{V}{B}$ ； $\tau_2 = \text{tg} \phi \sigma_2 = \text{tg} \phi (1 - \sin \phi) \frac{V}{B}$ ； $dh_2 = \frac{dh}{\sin \rho}$ ，将以上

带入上式，可得：

$$dV + \mu K_1 \frac{V}{B} dh + \frac{(1 - \sin \phi) \text{ctg} \rho V dh}{B} + \frac{\text{tg} \phi (1 - \sin \phi) V dh}{B} = \gamma B dh \quad (5-5)$$

上式中 $\mu K_1 + (1 - \sin \phi) \text{ctg} \rho + \text{tg} \phi (1 - \sin \phi)$ 与 h 无关，故令

$$\mu K_1 + (1 - \sin \phi) \text{ctg} \rho + \text{tg} \phi (1 - \sin \phi) = \Omega \quad (5-6)$$

则 (5-6) 变为：

$$dV + \Omega \frac{V}{B} dh = \gamma B dh \quad (5-7)$$

由上 $B = \text{ctg} \rho (H - h)$ 带入 (5-7) 得：

$$dV + \Omega \frac{V}{\text{ctg} \rho (H - h)} dh = \gamma \text{ctg} \rho (H - h) dh \quad (5-8)$$

解得：

$$V = \frac{-\gamma \text{ctg}^2 \rho (H - h)^2}{2 \text{ctg} \rho - \Omega} + C (H - h)^{\frac{\Omega}{\text{ctg} \rho}} \quad (5-9)$$

式中： h 为地表以下土层深度； γ 为土的重度； K_1 为支护桩后侧土压力系数； μ 为支护桩与土体摩擦系数， $\mu = \text{tg} \delta$ 。

将 $V / B = \sigma_m$ 带入上式可得：

$$\sigma_m = \frac{-\gamma \text{ctg} \rho (H - h)}{2 \text{ctg} \rho - \Omega} + \frac{c (H - h)^{\frac{\Omega}{\text{ctg} \rho} - 1}}{\text{ctg} \rho} \quad (5-10)$$

$$\sigma_h = K_1 \sigma_{av} \quad (5-11)$$

根据排桩支护的模型试验（无锚撑桩排式支护护壁桩侧土压力计算方法，岩石力学与工程学报，2000.7）表明，可取 $\rho = 45^\circ + \phi/2$ [29]；参照文[30]可取 $\delta = 0.6\phi$ 。

现将有限元计算参数带入（不计粘聚力影响），整理后带入边界条件： $h=0$ 时， $\sigma_{av} = q_0$ 得

$$\sigma_h = -11.44(H-h) + 91.46(H-h)^{0.165}$$

按上述公式，计算的基坑底面以上支护桩后主动土压力结果如下：

| 深度 (m) | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 土压力(kPa) | 19.33 | 28.46 | 37.37 | 46.00 | 54.28 | 62.07 | 69.20 | 75.31 | 79.66 | 80.02 | 0.00 |

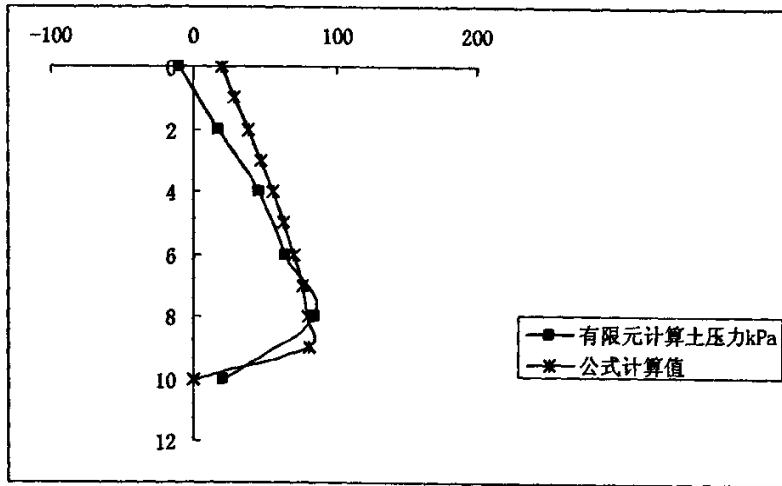


图 5—8 有限元计算结果与公式计算值对比图

任何一种土压力理论都是依据某种形式的计算模型并建立在一定的基本假设的基础上的，对于土压力理论的适用性和误差来源进行分析，有助于在工程计算设计中正确地应用及根据工程实际情况加以改进。上图列举了有限元计算结果与上述公式的计算结果，由上图可见，总体分布上与有限元计算结果较为吻合，但桩顶部数值差异较大，峰值位置也不尽相同。其原因可能有以下几点：（1）未能考虑桩顶冠梁的作用造成；（2）由于土质的不均匀及土的各向异性会影响桩后土体的破坏面的形状和位置，本文对此的假定与实际情况有一定出入，其结果势必导致土压力的计算误差；（3）未考虑桩间土变形对桩后土压力的影响；（4）未考虑粘聚力的影响。

5.3 小结

1. 本文通过 ANSYS 的 APDL 命令流，建立了基坑排桩支护系统仿真模型，从与现场监测

结果的对比分析来看,本文建立的有限元模型分析所得结果与实际结果符合得较好;由于时间关系,建立模型时,未能考虑地下水位变化对支护系统的影响,但总体来说本模型能较好的模拟支护系统的受力情况。

2.本文建立的 ANSYS 有限元分析模型在对现场测试进行了模拟的基础上展开了拓展分析。通过改变支护桩后土体宽度,计算得出了支护桩顶最大位移与桩后土体宽度曲线,从而定义了土柱问题的影响范围,并比对了土体 c 、 ϕ 值与土体变形模量各对桩顶变形的影响大小;通过 ANSYS 程序计算出了近似桩后土体无限宽情况下的桩后土压力分布,比较郎肯与库伦两种经典土压力理论计算结果,发现此两种经典土压力理论由于研究对象与本文不同,使得本文计算得到的土压力分布与两种经典理论的计算结果无论在分布形式上还是数值大小上均有很大差别,本文引入土拱原理,推导出了基坑底面以上的主动土压力公式,可供后续研究参考。

第6章 研究结果及展望

6.1 主要结论及创新点

本文首先根据农科广场实际监测结果,确定了有限元仿真计算的支护类型和各项参数取值,接着利用大型有限元软件 ANSYS,以上述实测数据为条件,对软土地区(特别是深圳地区)排桩支护结构进行仿真模拟,计算支护桩后土压力分布及桩身受力及变形,经与实际监测数据比对,有限元计算结果满足精度要求。故以此有限元结果为基础,讨论了支护桩后土柱宽度对支护桩变形及桩后土压力的影响,并引伸分析了在有限元计算中土性参数 C 、 ϕ 、 E_0 的变化对支护体系的受力及变形的不同贡献;还根据有限元计算所得桩后土压力分布形式及大小,定性地讨论了此分布形式的成因,指出排桩支护体系土压力分布规律与常用的适用于挡土墙受力的经典库伦或朗肯土压力理论的不同点,并在此基础上利用土拱原理,简单推导了基坑底面以上主动土压力的计算公式。

本文所得结论主要有如下几点:

(1) 在实际监测过程中,对于桩身及桩后土体测斜,由于大多数支护桩未能稳固于下层岩体内,故桩体会产生较大的平移,而测斜管仅能测出桩体的相对位移,从而造成一定的误差,因此对于一般土层条件下的桩身及桩后土体测斜需用经纬仪测出测斜管口处的位移,再根据测斜管数据进行从上而下的逆向计算,而这在实际工作中很少考虑;

(2) 根据实际工作中的经历,发现由于临近建筑地下室外墙的影响,造成基坑壁与邻近建筑地下室外墙之间形成一定宽度的土柱,此宽度一般情况下仅有十多米宽,但实际监测结果表明往往此侧水平位移却较大,此位移值不仅是与条件受限所造成的支护类型有关,还与土柱本身密切相关。本文根据深圳农科广场监测数据,进行了有限元模拟,模拟结果显示,在相同的支护条件下,随着土柱宽度的加大,支护桩水平位移确在某定宽度下产生水平位移峰值,在此之后虽土柱宽度增大,位移值开始减小;

(3) 计算了在不同土性参数 c 、 ϕ 、 E_0 值下最大桩顶水平位移的数值,回归曲线后,发现在同样的支护条件下, c 、 ϕ 值对桩顶水平位移的影响远大于 E_0 值的影响,故在后续的研究或实际设计中,相对于 E_0 值, c 、 ϕ 值的取值应更加准确;

(4) 根据土拱理论及有限元结果,推导了基坑底面以上部分主动土压力的公式。

6.2 需进一步研究的问题

由于种种因素的制约,如计算手段、数据采集及自身水平所限,本文未能考虑施工及水位

的影响作用,在进行有限元建模时模型也较为粗陋;推导土压力公式时,采用平面滑移面,未考虑冠梁及支护桩之间的相互作用。故进一步的研究可考虑以下几方面:

(1) 本文实例基坑每次大变形均发生在暴雨之后,地下水压力作用相当明显。通常设计计算时,仅砂土层用水土分算的方法计算,而粘性土则用水土合算的方法计算,但深圳地区花岗岩风化残积而成的粘性土往往含砂量达 20%~30%,采用水土合算方法存在一定风险,故在建立有限元模型时,可引入水位变化对其的影响,在建立模型时,考虑到方桩与圆桩在桩土之间的摩擦力发挥上有所不同,可建立圆桩模拟;

(2) 在计算土柱宽度对位移影响时,可考虑多种情况下的影响效果,如改变各土层的厚度、改变支护桩的长度等情况,如此更具实际性与可利用性;

(3) 在推导土压力公式时,可根据三维有限元模拟结果,考虑桩后的三维滑裂面,推导不同部位的桩体所受的不同土压力分布。

限于时间原因,本文对上述问题没有做进一步研究,这也是本文的缺憾。

致 谢

由衷感谢我的导师韩晓雷教授，本论文是在韩老师悉心指导下完成的，在我撰写学位论文期间，韩老师对本论文的开题、撰写、定稿都严格要求，提出了许多宝贵建议，使得本论文得以顺利完成并且使我的科研能力得到了显著提高。从本科到研究生的学习阶段，韩老师在学习、科研和生活上都给予我无微不至的关怀和帮助，他严谨求实的研究作风将使我受益终身。

在此，我还要特别感谢深圳市工勘岩土工程有限公司的王贤能总工，在我将近一年的实习过程中，在生活上，他给予了我家人般的关心；在撰写论文上，从选题、收集资料、撰写以及后来的修改都对我严格要求，从而使得本论文得以顺利完成；在学习上，悉心教导，使我获得了大量宝贵的知识。在此谨向王老师表示由衷的感谢。

感谢我于深圳市工勘岩土工程有限公司实习期间结识的各位同事，感谢他们在生活上和工作上对我的莫大帮助。

感谢理解、支持和帮助我的室友和朋友，感谢所有关心过、帮助过我的老师。

最后，仅以此文献给我的父母，他们的养育之恩，我终身无以回报。

参考文献

- [1] 王贤能、钱春宇、林明博《桩锚支护技术在深圳地区的应用现状及分析》，2004
- [2] 刘金砺编著.桩基础设计与计算 [M].北京: 中国建筑工业出版社, 1994
- [3] 娄亦红、俞三溥、王秉勇《基坑支护结构内力及变形动态分析》，岩石力学与工程学报, 2003.5
- [4] 曹国金、苏超、姜弘道《一种三维优化位移反演分析法》，岩土工程, 2001.9
- [5] 房营光、莫海鸿《深基坑工程施工过程动态反演与变形预测的半解析分析》.岩石力学与工程学报, 2002.10
- [6] 陈页开,《挡土墙上土压力的试验研究与数值分析》
- [7] 《深基坑工程》，陈忠汉、黄书秩、程丽萍编, 机械工业出版社, 1999.10
- [8] 陈仲颐等, 土力学, 清华大学出版社
- [9] 《嵌岩变截面桩断面的选择与计算分析》，王小敏、刘玉、罗晓斌、帅文)
- [10] 《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》SCG05—96
- [11] 《农科广场基坑支护监测方案》
- [12] ANSYS THEORY REFERENCE, ELECTRONIC RELEASE, SAS IP INC 1998
- [13] ANASYS Element Reference, Electronic Release, SAS IP, Inc, 1998
- [14] 郝文化等, ANSYS 土木工程应用实例, 中国水利水电出版社, 2005
- [15] 混凝土结构设计规范 GB 50010-2002
- [16] 中国有色金属工业长沙勘察院深圳分院, 工程地质详细勘察报告书, 1997.06
- [17] 深圳市招商建筑设计有限公司, 农科广场基坑开挖图, 2004.09
- [18] 江苏一建七处, 世贸中心大厦总平面图、挖孔桩平面竣工图, 2001.08
- [19] 深圳市第四建筑工程公司, 深圳市工商物价大厦总平面图、桩平面竣工图
- [20] 深圳市标准, 深圳地区建筑深基坑支护技术规范, SJG05—96
- [21] 中华人民共和国国家标准, 建筑地基基础设计规范, GB5007-2002
- [22] 深圳地区地基处理技术规范, SJG04-96
- [23] 深圳市农科房地产开发有限公司, 农科广场基坑支护工程施工图
- [24] 胡敏云, 夏永承, 高渠清, 桩排式支护护壁桩侧土压力计算原理[J], 岩石力学与工程学报, 2000, 19 (3): 376□379
- [25] Kingsley Harop-Williams. Arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(3): 415~419
- [26] Terzaghi K. theoretical soil mechanics[M]. 4th ed. new york: john wiley and sons, 1947
- [27] Richard L. Handy. The arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 302~318
- [28] 胡敏云, 夏永承, 高渠清, 无锚撑桩排式支护护壁桩侧土压力计算方法, 岩石力学与工程学报 2000.7
- [29] 何颐华, 杨斌, 金宝森, 深基坑护坡桩土压力的工程实测及研究, 土木工程学报, 1997, 30 (I): 16~24
- [30] Joseph. E. B. Foundation Analysis and Design (M). 3rd, New York McGraw-Hill Book Company, 1982
- [31] 郝文化等 ansys 土木工程应用实例 中国水利水电出版社

- [32] 李皓月等 ansys 工程计算应用教程 中国铁道出版社
- [33] 张波等 ansys 有限元数值分析原理与工程应用 清华大学出版社
- [34] 龚曙光等 ansys 操作命令与参数化编程 机械工业出版社
- [35] Sakurai,S & Takeuchi,K.Back-analysis by Measured Displacements of Tunnel.Rock Mech .and Enging. 1983,16(4)
- [36] Shimigu,N. & Sakurai,S.Application of Back Analysis Associated with Tunnelling Problems. Proc.ofthe5thInt.Conf.onBEM,Acomput.Mech.Centre Publication,Springer-Verlag,1983
- [37] Brebbia C.A.and WALKER S. Boundary Element Techniques in Engineering. Butterworth & CO.Ltd. 1980
- [38] Zienkiewicz,O.C.The Finite Element Method London :McGraw-Hill,1977
- [39] Banerjee P.K.and Butterfield R. Boundary Element Methods in Engineering Science. London: McGraw-Hill,1981
- [40] 赵志缙、应惠清 简明深基坑工程设计施工手册 中国建筑工业出版社
- [41] 赵锡宏、李蓓、杨国祥、李侃 大型超深基坑工程实践与理论 人民交通出版社
- [42] 朱合华、陈清军、杨林德 边界元法及其在岩土工程中的应用 同济大学出版社
- [43] 金亚兵、刘祖德 悬壁支护桩变形计算方法探讨 21 世纪高层建筑基础工程 中国建筑工业出版社
- [44] 深圳市勘察测绘院主编 圳地区建筑深基坑支护技术规范 深圳市勘察测绘院出版
- [45] 中国建筑科学研究院主编 建筑桩基技术规范 中国建筑工业出版社
- [46] 胡人礼 桥梁桩基础分析和设计 中国铁道出版社
- [47] 刘金砺 桩基础设计与计算 中国建筑工业出版社
- [48] 陈愈炯 温彦锋 基坑支护结构上的水土压力 岩土工程学报 1999.3
- [49] 梅国雄 宰金珉 考虑位移影响的土压力近似计算方法 岩土力学 2001.3
- [50] 王元战 李蔚 黄长虹 墙体绕基础转动情况下挡土墙主动土压力分布 岩土工程学报 2003.3
- [51] 何昌荣 陈群 富海鹰 两种支挡结构的实测和计算土压力 岩土工程学报 2000.1