

目 次

论 文

深基坑围护结构变形对土压力的影响研究..... 朱跃强, 樊烽, 胡琦(3)

振冲加固吹填土效果分析..... 蒋敏敏, 蔡正银(12)

电解车间沉降基础灌浆加固复位施工..... 韦兴标, 廖培涛, 黄志强(16)

土钉支护在某深基坑工程中的应用分析..... 秦鹏飞(22)

锚索在桥基斜坡稳定性防护加固工程中的应用..... 郭克诚, 陈磊(28)

对启东市中医院综合病房楼基坑支护设计的几点反思..... 邵锦周(36)

对有止水结构深基坑坑外潜水渗流、土体侧向位移、沉降的工程实践.....
邵锦周, 吴连祥, 龚海斌(39)

变形观测在藤州中学滑坡治理工程中的应用..... 韦兴标, 伍卫星, 梁荣庆(44)

冲击钻机在桥梁施工中的应用..... 管智福, 郭飞龙, 袁文忠(48)

旋挖钻机在桥梁施工中的应用..... 郭飞龙, 管智福, 袁文忠(54)

《第七届华东地区岩土力学与工程学术讨论会》开幕词..... 龚晓南(68)

一题一议

也谈土力学中的压缩模量 E_c 童小东(60)

译 文

软土隧道上的浮力效应

“Buoyancy of tunnels in soft soils”By A. VERRUIJT and O. E. STRACK.....
邓以亮 译; 周建校(62)

深基坑围护结构变形对土压力的影响研究*

朱跃强¹ 樊烽² 胡琦³

(1. 杭州市财政性投资项目评审中心 杭州 310000; 2. 杭州市城市基础设施建设发展中心 杭州 310000; 3. 浙江大学建筑工程学院 杭州 310058)

[摘要] 土压力变化是土与挡土结构之间相互作用的结果, 土压力的大小与分布模式同围护结构变形量和变形方式有关。通过深基坑开挖有限元数值分析, 研究了围护结构抗弯刚度以及支撑布置等因素对土压力的影响。分析结果表明, 深基坑土压力分布模式不仅与围护结构变形量有关, 还与围护结构变形曲率相关, 在变形曲率发生改变的区域, 土压力存在重分布情况。

[关键词] 深基坑; 土压力; 有限元法

前言

土压力理论是深基坑围护结构设计计算的基础。土压力理论源于刚性挡土墙的设计, 根据刚性挡土墙土压力理论, 土压力分为三种极限状态: 刚性挡土墙不产生任何位移和变形时, 土压力为静止土压力; 挡土墙向墙前发生位移时, 土压力趋向于主动土压力; 挡土墙向墙后发生位移时, 土压力趋向于被动土压力。

Terzaghi^[1-3]在大量的模型试验基础上提出: 只有当土体水平位移达到一定值, 土体产生剪切破坏时, 库伦土压力和朗肯土压力理论才正确。Terzaghi^[4]

后来采用土拱效应对土压力的非线性机理进行了解释, 认为当支撑土体的一部分屈服时, 屈服土体将从原有的位置移出, 屈服土体和邻近静止土体的相对位移将受到两部分土体间剪应力的阻碍作用, 由于剪应力有使屈服土体保留在原有位置的趋势, 从而使屈服区域土压力减小而邻近土体土压力增大, 这种土压力从屈服区域转移到邻近静止土体区域的现象通常称为土拱效应。Fang、Chen 与 Wu^[5]通过砂性填土刚性挡土墙试验得到: 墙体平移

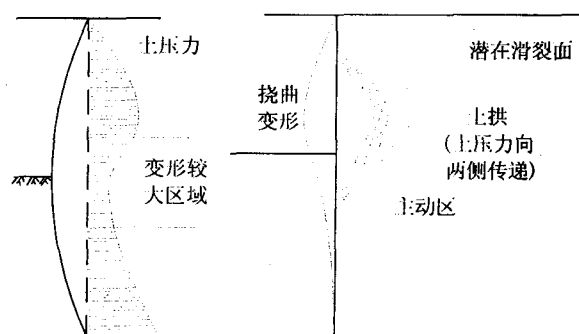


图1 围护结构变形对土压力的影响

* 收稿日期: 2008年12月

时,被动土压力为直线分布,墙体转动时,土压力为非线性分布,土压力大小与和力作用点和墙体的变位方式有关。Rowe^[6,9]经过一系列的锚桩墙模型试验,发现当锚杆变形受限时,在锚杆附近的主动土压力值将增大,在开挖面以下主动土压力也将增大,被动区上部土压力增大,下部土压力明显小于经典土压力值,出现应力重分布现象。

深基坑柔性围护结构变形与土压力的关系非常复杂,不仅围护结构的变形是非线性的,其变形曲率也是非线性的,这就会导致土压力随着围护结构变形的改变而不断进行重分布。随着计算机技术和计算力学理论的发展,数值方法成为研究复杂岩土工程问题的有力工具。Bjerrum 和 Duncan^[10]通过有限单元法对不同排桩刚度和锚杆轴向变形条件下的土压力进行了分析,分析结果与 Rowe 模型试验结论一致,认为主动土压力的重分布程度取决于围护结构的刚度、支撑的间距、以及墙前后土体的刚度。王保建^[11]利用三维数值分析方法,探讨了不同的围护结构变形模式对土压力大小和分布的影响。杨超^[12]利用数值模拟,研究了硬粘土基坑在无支护开挖过程中主动区、被动区土压力以及坑脚处集中应力的变化规律。周世良^[13]采用三维有限元分析方法对柱板式挡土墙面板后土压力进行数值计算。李彦明^[14]将室内大型模拟试验结果与 Plaxis 程序计算结果进行了比较分析,探索非饱和土地区挡墙上的土压力大小及变形规律。

本文采用岩土工程专业有限元分析软件 PLAXIS,通过深基坑开挖有限元数值分析,研究围护结构变形量、变形曲率以及支撑等因素对土压力的影响。

分析模型

分析类型为平面应变问题,土体材料采用摩尔库仑理想弹塑性模型,无粘性土 $c = 0$ 、

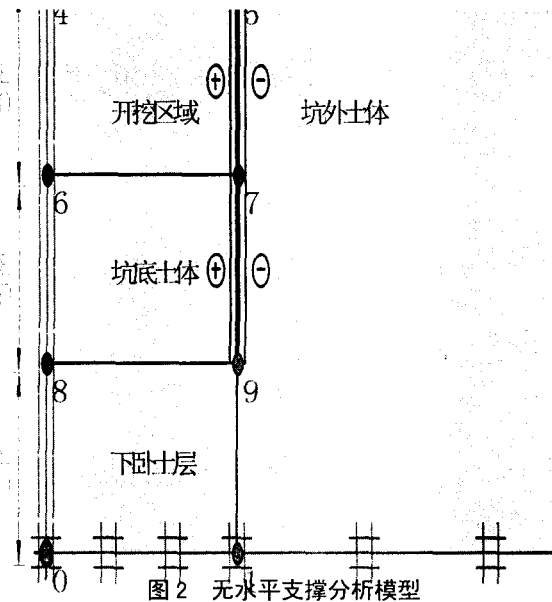


图2 无水平支撑分析模型

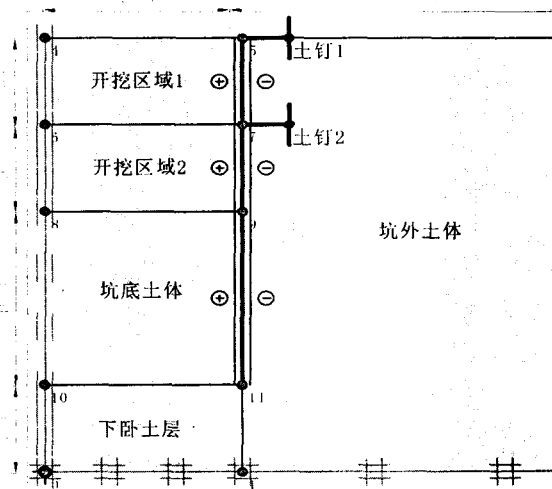


图3 多道水平支撑分析模型

$\varphi = 30^\circ$ 、泊松比 $\mu = 0.3$ ，不考虑水的作用，干重度 $\gamma_d = 15.0 \text{ kN/m}^3$ ，土体模量 $E_s = \lambda \gamma_d z$ ， λ 为应力路径影响系数，坑外土体水平卸荷应力路径影响系数 $\lambda = 80$ ，坑内土体竖向卸荷应力路径影响系数 $\lambda = 470$ [15]。围护结构为线弹性梁单元模型，混凝土模量 $E_c = 30 \text{ GPa}$ ，水平支撑为固定的土钉单元，砂性土桩土墙面界面摩擦折减系数取 0.6 [16]。分析模型如图 2、图 3 所示：图 2 为无水平支撑分析模型，开挖深度 $h=5.0\text{m}$ ，围护结构插入深度 5.0m ；图 3 为两道水平支撑分析模型，开挖深度 $h=10.0\text{m}$ ，围护结构插入深度 10.0m ，分两步开挖，地表与 -5.0m 处共设两道水平支撑。

围护结构计算参数

表 1

无水平支撑模型	墙厚 d / m		
	1.0	0.5	0.25
	抗弯刚度 $EI / \text{kN}\cdot\text{m}^2\cdot\text{m}^{-1}$		
	2.5×10^6	3.1×10^5	3.9×10^4
无水平支撑模型	墙厚 d / m		
	0.5	0.2	0.1
	抗弯刚度 $EI / \text{kN}\cdot\text{m}^2\cdot\text{m}^{-1}$		
	3.1×10^5	2.0×10^4	2.5×10^3

无水平支撑分析结果

无水平支撑模型的分析结果如图 4~9 所示。无粘性土进入极限状态所需的围护结构变形量为 $0.001h \sim 0.005h$ [17] (本算例为 $5 \sim 25\text{mm}$)。

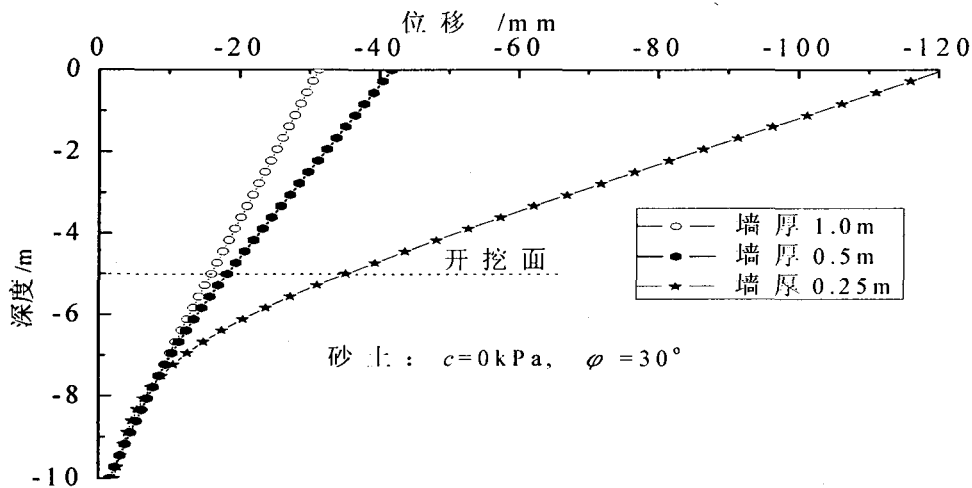


图 4 围护结构变形

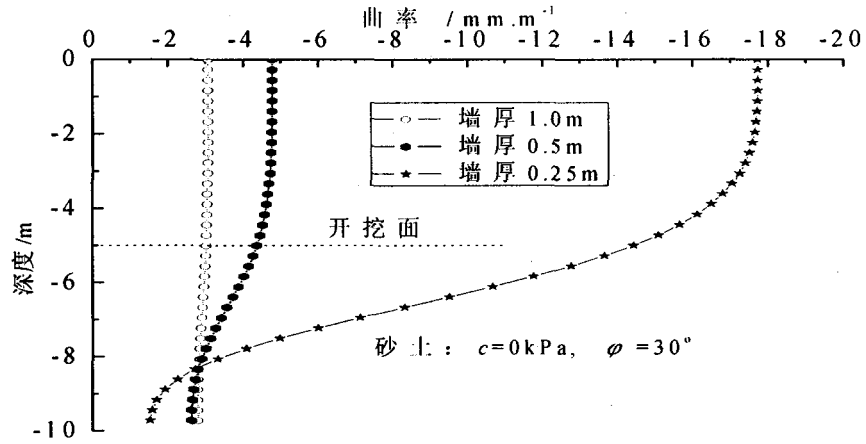


图5 围护结构变形曲率

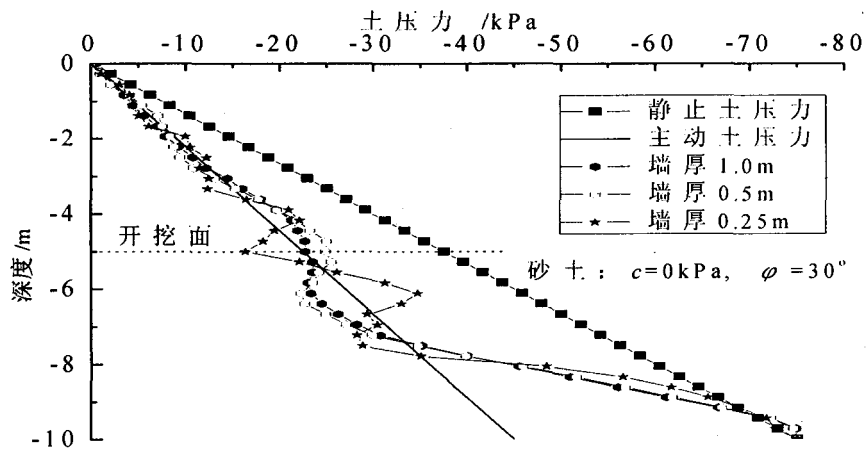


图6 坑外土压力

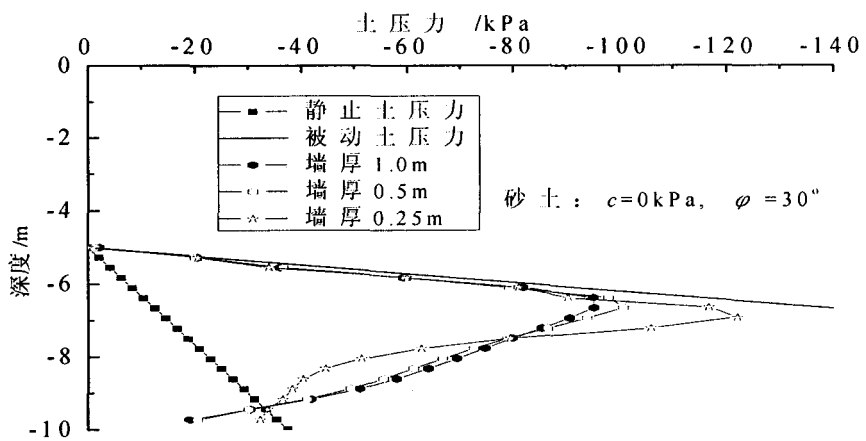


图7 坑内土压力

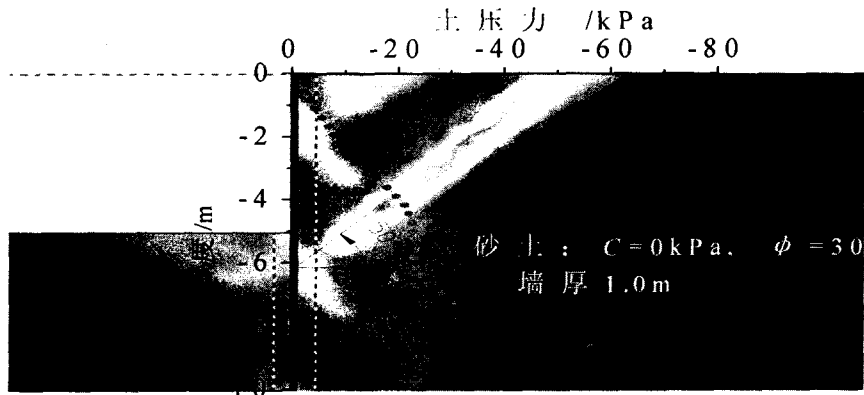


图8 墙厚 1.0m 时的剪切破坏带

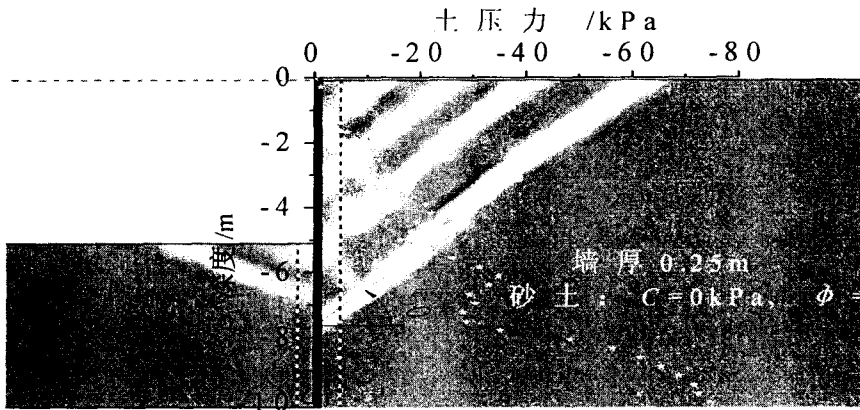


图9 墙厚 0.25m 时的剪切破坏带

对于无水平支撑的基坑，即使围护结构抗弯刚度很大（墙厚 1.0m），围护结构的变形仍然可以达到 25mm（0.005h）以上。从图 6、图 7 中可以看出，不论围护结构刚度如何，坑内外土压力均已进入极限状态。从图 8、图 9 中可以看出：当围护结构刚度较大，围护结构变形为线性模式，坑外土体形成一条较为明显的剪切带，剪切带上部土压力为主动土压力，同时在剪切带两边出现压力重分布的情况；当围护结构刚度较小，围护结构位移大且为曲线形式时，坑外土体形成多条较为明显的剪切带，在剪切带两边出现压力重分布的情况。

多道水平支撑分析结果

多道水平支撑的分析结果如图 10~15 所示。

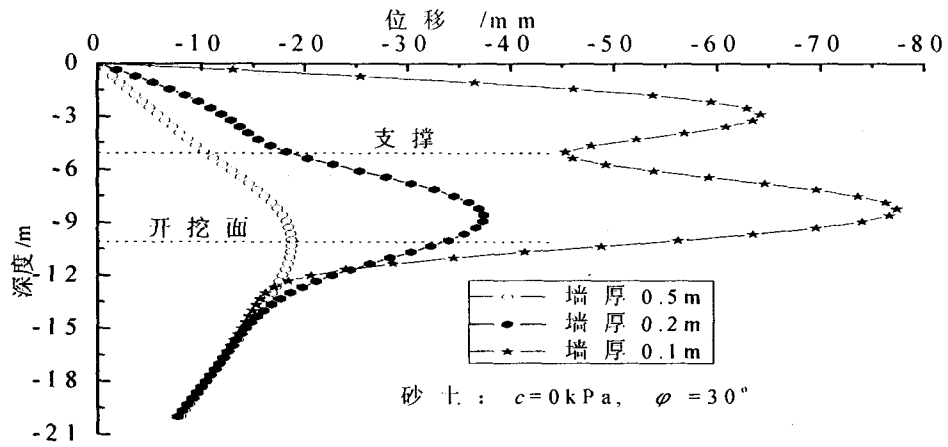


图10 围护结构变形

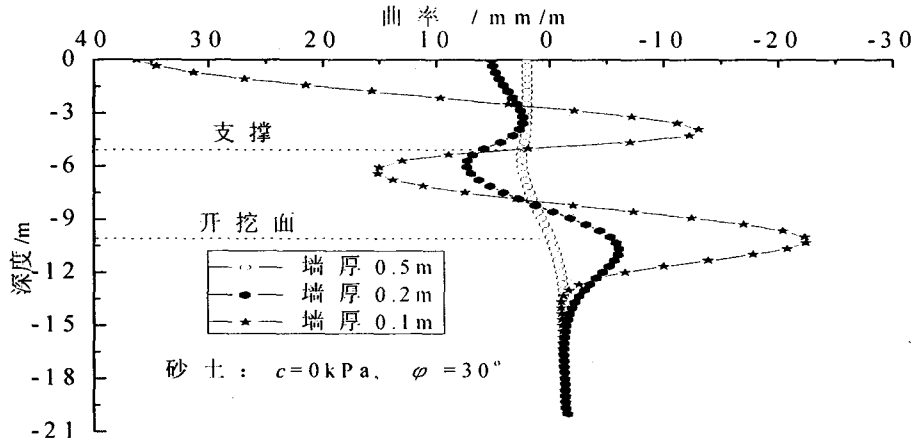


图11 围护结构变形曲率

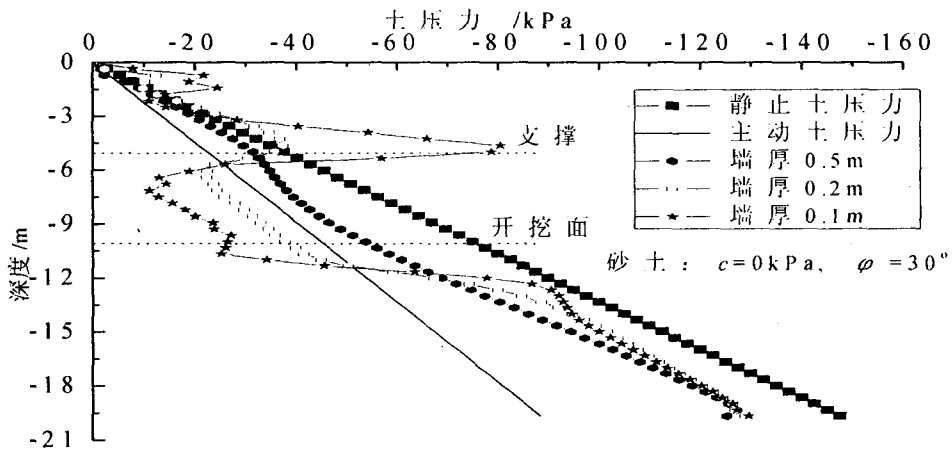


图12 坑外土压力

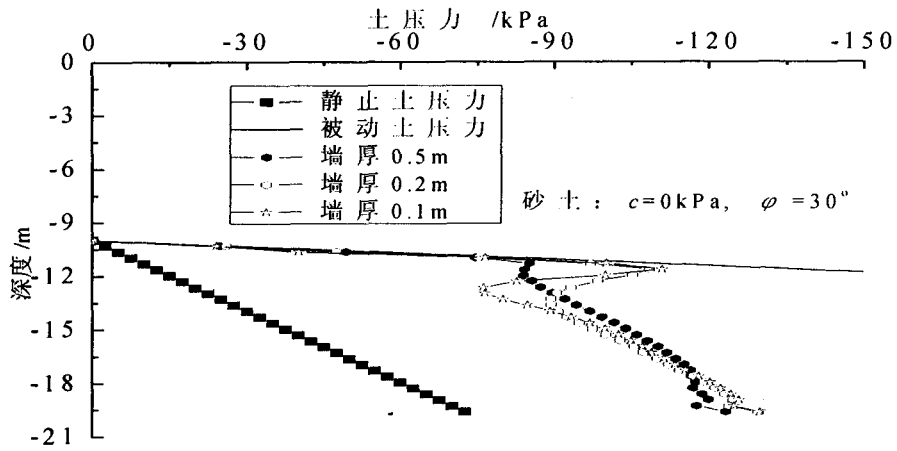


图13 坑内土压力

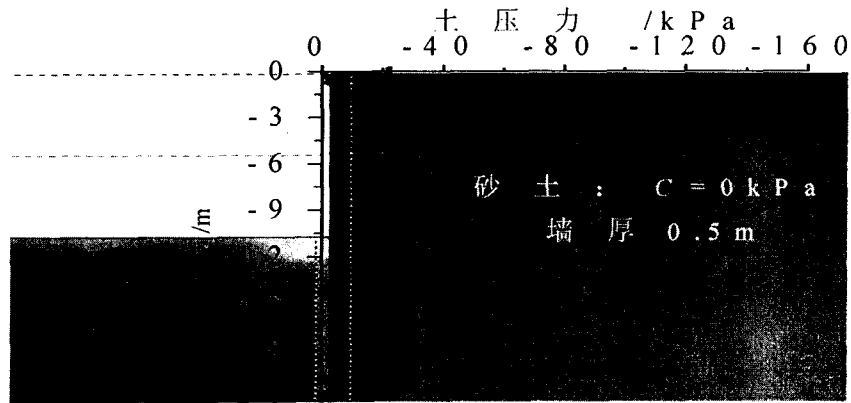


图14 墙厚1.0m时的剪切破坏带

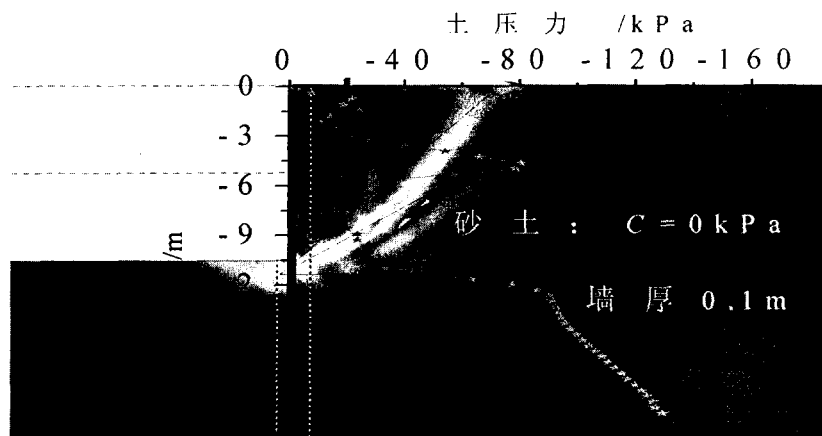


图15 墙厚0.25m时的剪切破坏带

对于架设了多道水平支撑的基坑,土压力重分布情况非常显著。当墙体抗弯刚度较大(墙厚 0.5m),围护结构变形较小,此时坑外土压力尚未达到主动极限状态。当围护结构抗弯刚度减小,变形增加,围护结构变形曲率改变,土压力重分布,一部分区域的土压力较主动土压力还小,而水平支撑附近的土压力却有较大幅度的增加,同时坑外土体形成一条较为明显的剪切带,剪切带为弧形滑动面,剪切带倾角接近于朗肯土压力理论的倾角值 $45^\circ + \varphi/2 = 60^\circ$ 。

结 论

通过深基坑围护结构变形对土压力的影响研究,得到了以下结论:

(1) 土压力分布模式不仅与围护结构变形量有关,还与围护结构变形曲率相关。在变形曲率发生改变的区域,土压力存在重分布情况。

(2) 对于无水平支撑的基坑,围护结构完全依靠坑内土体提供支撑,即使围护结构抗弯刚度很大,围护结构的变形量依然很容易达到并超过 $0.001h \sim 0.005h$,坑内外土压力达到极限状态。坑外土压力存在一定的重分布情况,但总体保持线形分布。

(3) 对于架设了多道水平支撑的深基坑,土压力重分布情况非常显著。当围护结构抗弯刚度较大,坑外土压力不一定达到主动极限状态。当围护结构抗弯刚度较小,围护结构变形曲率发生改变,土压力重分布,一部分区域的土压力较主动土压力还小,而水平支撑附近的土压力却有较大幅度的增加。

参考文献

- [1] Terzaghi, K. "Record earth pressure testing machine." [M]. Engineering News Record, 1932, 109(29): 365~369.
- [2] Terzaghi, K. "Large retaining wall tests. I—pressure of dry sand." [M]. Engineering News Record, 1934, 112(1): 136~140.
- [3] Terzaghi, K. "Large retaining wall tests. II—pressure of saturated sand." [M]. Engineering News Record, 1934, 112(22): 259~262.
- [4] Terzaghi, K. "Theoretical soil mechanics." [M]. New York, Wiley. 1943.
- [5] Fang, Y. S., Chen, T. J. And Wu, B. F. "Passive earth pressure with various wall movements" [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, 120(8): 1307~1323.
- [6] Rowe, P. W. "A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls." [C]. Institution of Civil Engineers, London. Proceedings. 1955, 4: 32~69.
- [7] Rowe, P. W. "Sheet-pile walls enchanter at the anchorage." [C]. Institution of Civil Engineers, London. Proceedings. 1955, 4: 70~87.
- [8] Rowe, P. W. "Sheet-pile walls at failure" [C]. Institution of Civil Engineers, London. Proceedings. 1956, 5: 276~315.
- [9] Rowe, P. W. "Sheet-pile walls subject to line resistance above the anchorage." [C]. Institution

- of Civil Engineers, London. Proceedings. 1957, 7: 879~896.
- [10] Bjerrum, L., Clausen, C. J. F. And Duncan, J. M., "Earth pressure on flexible structures-A state of the art report." [C]. Proceedings, Fifth European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1972, 2: 169~196.
- [11] 王保建, 熊巨华, 朱碧堂. 围护结构变形模式对土压力的影响[J]. 岩土工程学报. 2006, 28(S1): 1475~1480.
- [12] 杨超, 刘希亮, 王光勇. 硬粘土基坑开挖土压力变化规律分析[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版). 2005, 24(6): 856~858.
- [13] 周世良, 陆春华. 柱板式挡土墙面板后土压力有限元分析[J]. 重庆大学学报. 2004, 27(8): 100~103.
- [14] 李彦明, 刘晓立. 基坑开挖的试验研究与Plaxis结果的比较讨论[J]. 华北航天工业学院学报. 2004, 14(1): 7~10.
- [15] 胡琦. 超深基坑水、土与围护结构相互作用及设计方法研究[D]. 浙江大学博士学位论文, 2008, 3.
- [16] 华南理工大学, 东南大学, 浙江大学, 湖南大学. 地基及基础[M]. 中国建筑工业出版社. 1991.
- [17] 刘建航, 侯学渊主编. 基坑工程手册[M]. 中国建筑工业出版社. 1997.

Analysis of the Influence of Retaining Structure Deformation to Soil Pressure

Hu Qi

(College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310027 china)

Abstract: Change of soil pressure is the result of interaction between soil and retaining structure. Soil pressure level and distribution model are related to retaining structure deformation. According to Finite element analysis of deep foundation pit excavation, the influence of retaining structure flexural rigidity and support arrangements to soil pressure was analyzed. The results show that soil pressure is also related to the curvature of retaining structure deformation. Soil pressure redistributes when the curvature of retaining structure deformation is reversed.

Key words: deep foundation pit; soil pressure; finite element

更正

本刊第19卷第4期(总73期)2008年12月出版,其中第58页图中 $45+\phi$ 应为 $45+\frac{\phi}{2}$;第71页倒数第7行,标题中“膏”应为“高”;第72页(1)中倒数第12行“定下”应为“定向”。

振冲加固吹填土效果分析*

蒋敏敏 蔡正银

(南京水利科学研究院岩土工程研究所 南京 210024)

[摘要] 通过原位测试方法分析了振冲加固吹填粉细砂地基的效果,得到振冲加固中地基孔压变化和加固后地基强度增长规律,分析结果认为地基孔压在振冲过程中孔压增长和振冲后孔压消散均较快,加固后浅层土体强度增加较明显。

[关键词] 粉细砂;振冲加固;孔隙水压力;静力触探

引言

吹填砂性土地基土质极为松散,为了使得砂性土地基能够满足承载力要求和具有抗液化能力通常对其采用振冲法加固。本文通过原位测试方法分析振冲加固吹填粉细砂地基效果。

工程概况

冀东南堡油田为了在滩海区域实现海油陆采,需要在浅海区修建进海路和人工岛工程。工程区域海床原标高约-2.2m~1.5m,吹填后进海路和人工岛标高分别为6.7m和8m,进海路长1657m,人工岛长604m宽416m,呈椭圆形,面积23.30万 m^2 ,吹填工程量约201.45 m^3 。人工岛工程示意图如图1。

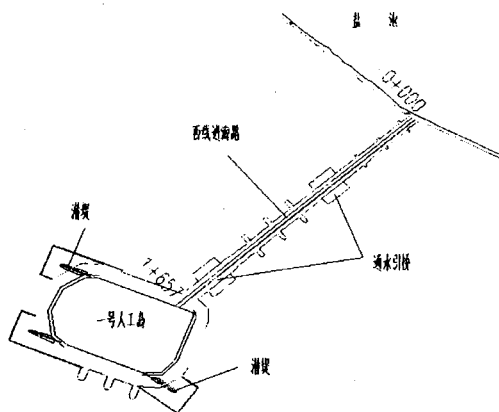


图1 人工岛工程示意图

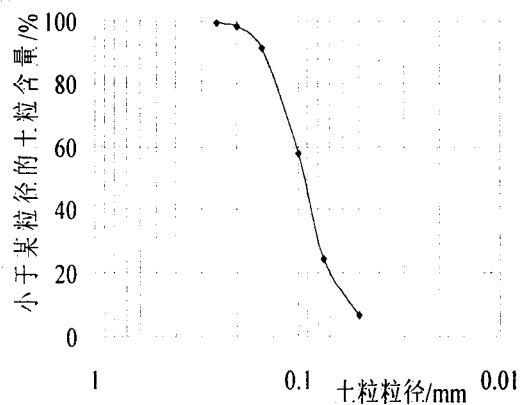


图2 吹填土粒径分布曲线

* 收稿日期: 2008年12月

人工岛吹填土主要来自工程区域附近海底的粉细砂,吹填土粒径分布曲线见图2。吹填粉细砂地基采用振冲加固的方法,通过孔隙水压力和静力触探原位试验结果分析振冲加固吹填粉细砂地基的效果。

地基孔压结果及分析

在Z3、Z4、Z5、Z6四个试验区观测振冲过程中地基孔隙水压力的变化,每个试验区埋设4个孔隙水压力计,埋设深度分别为3m、5m、7m和9m。试验区的振冲试验在12月14日到12月19日之间进行。各试验区孔隙水压力随时间的变化曲线见图12~图15:

通过图12~图15可以看出:当孔隙水压力计埋设区域附近未进行地基振冲处理时,孔隙水压力基本不变或变化不大。当振冲到该位置附近时,如12月14日和12月18日两天的孔隙水压力突然增大,在上图中可以很明显的看到。孔隙水压力增加值在0~20kPa之间,且深层的孔压计变化较大。同时孔隙水压力消散的也较快,一般1~2天即可回复到初始状态。这是因为该深度范围内土质基本为细砂和粉砂,因而孔隙水压力消散很快。其中Z3区域的孔隙水压力随时间变化不是很明显,主要是因为该仪器埋设范围内没有进行地基处理试验。

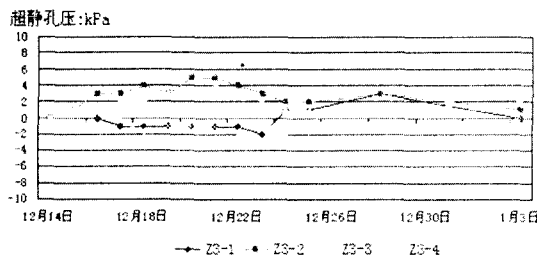


图12 人工岛Z3试验区超静孔压变化曲线

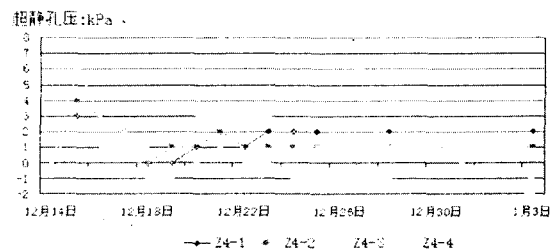


图13 人工岛Z4试验区超静孔压变化曲线

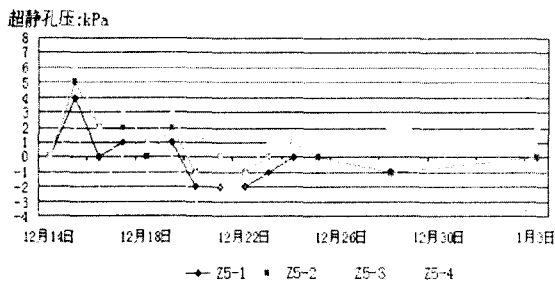


图14 人工岛Z5试验区超静孔压变化曲线

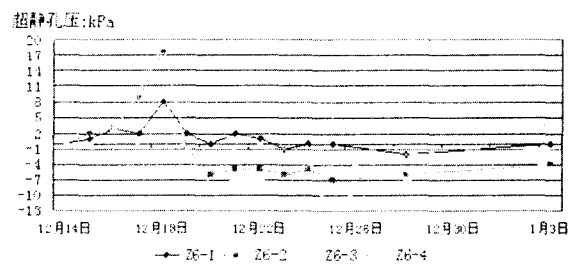


图15 人工岛Z6试验区超静孔压变化曲线

Z4、Z5试验区孔隙水压力随深度的变化见图16、图17。试验区孔隙水压力随深度的变化曲线可以看孔压曲线略微上升,这表明孔隙水压力是随着振冲深度的增加而逐渐增大,但总体上数据变化不大。孔隙水压力随深度的整体变化在0~8kPa之间。

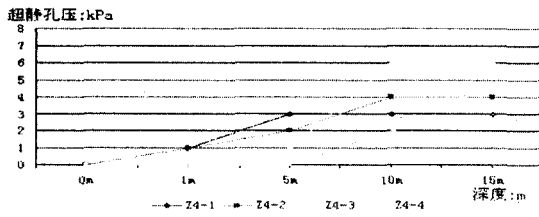


图 16 人工岛 Z4 试验区孔压随深度变化曲线

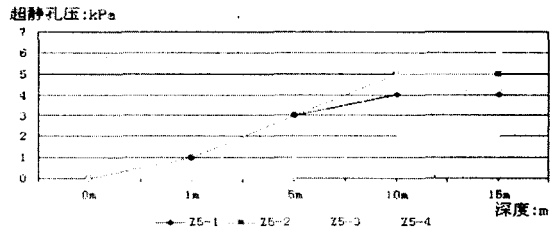


图 17 人工岛 Z5 试验区孔压随深度变化曲线

静力触探试验结果及分析

对进海路和环岛路振冲前后分别进行静力触探试验^[1,2], 试验结果分别见图 2 和图 3。由试验结果可见, 振冲法对浅层土体加固效果较明显, 深度 5m 范围内土体的静力触探锥尖阻力达到 10~15MPa, 增加约 1 倍。

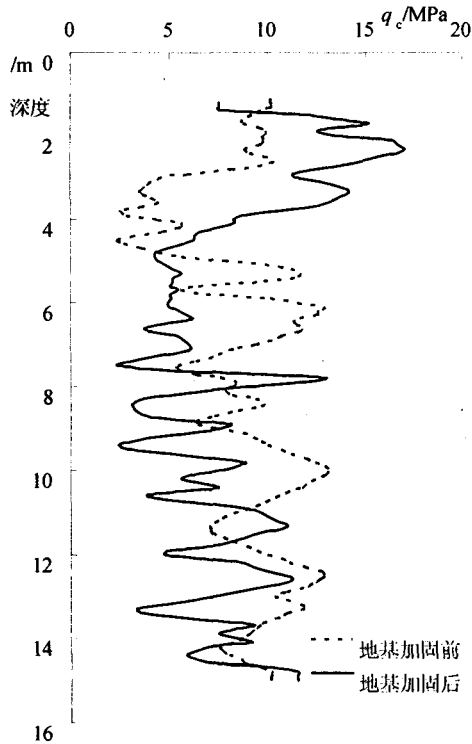


图 2 人工岛进海路静力触探试验结果

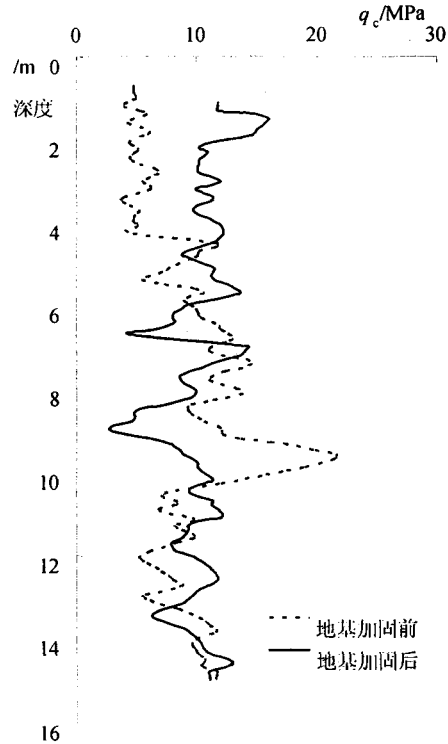


图 3 人工岛环岛路静力触探试验结果

结论

通过振冲吹填粉细砂地基的孔压和静力触探原位测试结果得到以下结论:

1. 振冲加固过程中粉细砂地基孔压会增加, 而振冲加固后孔压消散较快;
2. 振冲加固对 0~5m 浅层土体加固效果明显, 对较深土体加固效果不明显。

参考文献

- [1] 石林珂, 孙文怀, 郝小红. 岩土工程原位测试[M]. 郑州: 郑州大学出版社, 2003.
- [2] 南京水利科学研究所土工研究所. 土工试验技术手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.

简 讯

第三届国际岩土工程防灾减灾学术研讨会 (IGS2009) 通知

国际土力学及岩土工程协会 (ISSMFE) 支持的第三届国际岩土工程防灾减灾学术研讨会 (3rd International Geotechnical engineering Symposium on disaster prevention & reduction, IGS2009) 将于 2009 年 7 月 22~25 日在哈尔滨工业大学举行。会议为国内外岩土工程界同行提供一个广泛交流、合作的机会。

组织委员会主席陶夏新, 哈尔滨工业大学教授; 共同主席 A. Zh. Zhusupbekov, 哈萨克斯坦欧亚国立大学教授。

会议议题包括: 地震、海啸、台风、火山、水灾、低温等有关的岩土工程灾害防治; 建筑、铁路、公路、管线、桥梁、隧道、机场、地铁、水利等工程领域的岩土工程问题; 寒区、山区、近海区等特殊区域岩土工程问题; 垃圾填埋场、工业放射性废物填埋场、油气层污染等环境岩土工程问题。

会议地点: 哈尔滨工业大学

承办单位: 哈尔滨工业大学

论文征集: 组委会欢迎来自国内外岩土工程界科研、教育、工程实践领域的论文。会议语言为英语, 提交摘要截止日期为 2008 年 12 月 31 日, 提交全文截止日期为 2009 年 3 月 31 日。接收论文、摘要的邮箱为 IGS2009@163.com。

(摘自岩土工程学报网)

电解车间沉降基础灌浆加固复位施工*

韦兴标¹ 廖培涛¹ 黄志强²

(1. 广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006; 2. 核工业柳州工程勘察院 柳州 545000)

前言

广西某电解铝一期工程由电解车间、氧化铝、空压站等生产厂房组成,并于2002年底建成投产。2007年初发现一期电解厂房局部出现基础下沉和梁柱开裂等不良情况,基础最大沉降量达20cm,并仍处于不稳定状态,必须对该厂房基础进行加固处理,以确保该厂房的安全和正常生产。我院参加由业主举行的邀请投标并中标,2007年11月进场施工,在保证该电解车间正常生产的条件下,2008年3月完成该电解厂房沉降基础灌浆加固复位施工任务,共完成灌浆孔360个(直孔200个,斜孔160个),累计钻灌进尺5658m,灌浆消耗水泥约3580T,粉煤灰约1500T,水玻璃约200T。经灌浆加固复位处理后,该电解厂房地基得到加固,沉降基础普遍抬升15~18cm,满足业主及设计要求,至今该电解厂房未再发现基础沉降现象。因本次灌浆加固复位施工不影响该厂房正常生产,深得业主好评,同时为院创造了良好的经济效益和社会效益。

工程概况

1. 工程地质特征与水文地质条件

(1) 场地内工程地质特征

根据工程地质勘察资料,场地内各岩土层自上而下依次为:

a. 压实碎石素填土:为新近素填土,褐灰色,干,主要由中风化泥岩组成,夹杂少量强风化泥岩和碎石。填土过程中采用分层铺垫、分层碾压,层厚20~30cm,压实度 $\geq 94\%$,整体比较密实,层厚0.8~18m不等,原地貌为东高西低的自然冲沟,土质为膨胀土,稳定性差。

b. 粘土:褐黄色,硬塑状,干,含少量砂、角砾,层厚4.0~10.3m,粘土中可见泥岩全风化岩块,标贯锤击数 $N=15\sim 24$ 击,平均锤击数18击。

c. 残积粘土:褐黄色,局部花斑状,坚硬,层厚4.3~8.2m,标贯锤击数 $N=20\sim 26$ 击,平均锤击数20击。

* 收稿日期:2009年2月

d. 强风化泥岩: 褐黄色, 黄灰色, 坚硬, 层厚 2.4~7.2m, 标贯锤击数 $N=21\sim 66$ 击, 平均锤击数 36 击。

e. 中风化泥岩: 为第三系湖相沉积, 褐灰色, 硬, 泥质结构, 中厚层状, 锤击声哑, 含腕足类化石, 岩体被切割成 20~90 cm 不等的岩块。钻探揭露厚度超过 15m, 据区域地质资料, 该岩层总厚超过 100m。

(2) 场地内水文地质条件

场地内地形标高较高, 广泛出露的第三系湖相沉积泥岩为区域弱含水层, 在场地内为非含水层, 地下水位埋深大于 30m。

2. 电解厂房及其基础下沉情况

(1) 电解厂房地质情况: 厂房位于回填区(回填土最大深度约 25m), 原地貌为东高西低的自然冲沟, 土质为膨胀土, 稳定性差。

(2) 电解厂房: 主厂房自西向东分别为 1~95 线, 全长约 595m, 跨度 24m, 高约 17m, 占地面积约 14500 m^2 (厂房 CD 轴), 厂房基础下沉区域面积约 2500 m^2 (1~15 线)。主厂房主要为 +2.50m 以下为钢筋混凝土框架结构, 以上为轻钢结构, 钢柱基础为人工挖孔桩, 平台小柱基础为独立浅基础, 电解槽及铝母线基础为筏板基础(回填区域)。

(3) 下沉情况: 平台、梁、柱开裂及下沉, 电解槽及铝母线基础为筏板基础整体下沉, 室内地坪中间部位下沉及两侧拱起, 厂房局部下沉量最大达 20 cm。

3. 基础加固要求

(1) 灌浆加固要求: 该厂房轴线外 3m 内机械钻孔灌浆(电解厂房 CD 轴 1~15 线, 面积约 2500 m^2), 达到密实、稳定, 确保该厂房不再发生沉降。

(2) 梁、柱加固复位要求: +2.50m 平台已开裂的梁、柱加固复位, 抬高下沉平台至设计标高或最大接近设计标高, 同时满足 20T/ m^2 活荷载的设计要求。

(3) 施工要求: 下沉基础灌浆加固施工中必须保证该电解车间的正常生产, 不得影响或中断车间内正常生产运行; 进行平台梁柱加固复位时, 可禁止平台上任何车辆通行。

4. 施工环境条件

在施工中必须保证该电解车间的正常生产, 不得影响或中断车间内正常生产运行; 进行平台梁柱加固复位时, 可禁止平台上任何车辆通行。而电解车间内电解槽占据大量的空间, 且混凝土地面(厚 20~30 cm)与该车间梁净距离约 1.50m, 与平台底面净距离约 2.00m, 支撑电解槽的梁和柱下为片筏基础(厚 30 cm, 埋深 1.50m); 基础顶面至混凝土地面为分层夯实的回填土。施工环境条件狭窄, 作业人员不能正常直立行走, 施工设备必须进行改装后方可进行施工。

基础下沉的原因分析与加固方案的选择

1. 基础下沉的原因分析

经现场踏勘和资料分析,引起该电解车间基础下沉的主要原因:基础置于回填土上,虽该回填土经分层压实,整体密实度较好,但因填料为膨胀岩,在地下水或地表水(如生产废水沿混凝土地板伸缩缝下渗)作用下,吸水膨胀变软,失水收缩;同时在上部荷载作用下,使土体产生滑移或变形,这就造成该电解槽地基土承载力不足,形成了厂房中间下沉、两侧拱起的现象。

2. 沉降基础加固方案的选择

(1) 锚杆静压桩施工方案:因施工现场净空高度的限制,大型机械施工设备无法进场施工,结合我院现有技术装备和以往施工经验,可采用锚杆静压桩对其沉降基础进行托换处理,由锚杆静压桩和桩间土共同承担上层建筑物荷载,可以解决电解槽基础地基承载力不足的问题,且桩数量相对少些;但锚杆静压桩必须先清除电解槽基础上部回填土,后采用钻孔钻穿电解槽基础,且因基础厚度不足,无法提供足够的静压,锚杆静压桩嵌入深度未能满足设计要求,同时因在基础上钻孔,对原基础进行破坏。

(2) 灌浆加固复位施工方案:为确保该车间基础不再发生下沉现象,应对该基础底下回填土的空隙或孔隙进行灌浆加固处理,水泥浆液在泵压作用下,经渗透、扩散、充填等作用,充满其空隙或孔隙,排出回填土中的水和空气,并与回填土的固体颗粒固结、硬化,形成承载力高、变形小的复合地基土,共同承担建筑物上部荷载,确保车间生产安全和正常运行。考虑现场施工条件,在厂房内两侧的铝母线与桩柱基础之间布置灌浆孔(直孔),采用液压千斤顶或改半装钻机(主要是将钻塔高度降低,以满足在净空 2.0m 环境下机械成孔),并在厂房轴线外 3m 内布置设计斜孔作为灌浆孔,且该厂房轴线外 3m 内有足够的位置,可安装 MGJ-50 型锚杆钻机,且场地平整、钻机移动方便;但灌浆孔数量多,灌浆消耗水泥等原材料多,同时施工过程中的废浆排放困难。

综合分析,采用锚杆静压桩施工方案加固处理,需要的工程造价高,基础提供的静压不足;而采用灌浆加固复位施工方案进行加固处理,地基土得到加固,处理效果明显且彻底,工程造价低,故选择后者进行加固处理。

沉降基础灌浆加固复位施工技术

1. 灌浆加固作用机理

将配制好的浆液用泵抽吸,经灌浆胶管和灌浆管,在泵压作用下,浆液通过渗透、扩散和挤密等作用,占据受灌土体的空隙或孔隙,排出空气和水,与受灌土体的固体颗粒经凝结、硬化,形成结构稳定、强度高、压缩性小的复合地基土,共同承担建筑物及其上部荷载,确保厂房基础的稳定性。

2. 灌浆加固施工工艺流程

灌浆加固施工工艺流程:测量放孔、建立合理测量观测网→钻机设备安装、机械成孔→

浆液配制→灌浆(必要时采用间歇式灌浆)→灌浆效果检测→满足设计要求→交付使用。检测如发现局部薄弱环节,采取补灌措施直到满足设计要求为止。

3. 测量放孔,建立合理的测量观测网

施工前,灌浆孔的测放由测量工程技术人员采用经纬仪和钢卷尺,或采用全站仪按照施工平面布置图要求进行,并用红油漆标志;同时在沉降厂房基础上如铝母线相应位置上设置沉降观测点,建立合理测量观测网站,为以后灌浆施工进行跟踪观测,提供必要的基础资料。

在电解车间沉降基础灌浆加固复位施工中,实行跟踪测量观测,及时为灌浆加固复位提供测量数据,指导灌浆加固复位;如发现某局部地段观测点抬升量 ≥ 15 mm时,应当停止该地段灌浆施工,待整个沉降基础抬升量基本一致后,再进行下一次灌浆加固复位施工。每天抬升量必须控制在15 mm以内,以确保电解车间正常生产和灌浆加固复位施工安全。

4. 灌浆加固施工顺序

灌浆加固施工顺序总的原则是:先外围,后中间;先进行I序孔施工,后进行II、III序孔的施工。具体做法:先对基础沉降量大的部位进行灌浆施工,后进行基础沉降量小部位灌浆施工;对于独立沉降基础J-6,应先进行沉降量大一侧的灌浆施工,后进行沉降量小一侧的灌浆施工。先进行直孔施工,后进行斜孔施工。

5. 灌浆加固范围的确定

灌浆加固范围的确定:为减少施工材料的 unnecessary 浪费,降低工程成本,同时又能满足设计要求,经初步计算,纵向深度范围:钻灌浆孔深度必须进入原状土1.0m以上,上至混凝土地板底部;水平横向范围:沉降厂房区1~15线及其外围1m范围。

6. 灌浆孔间距的确定

灌浆孔间距的确定:灌浆孔间距取决于浆液在受灌地层中扩散半径R的大小。浆液的扩散半径R应按下列公式确定:

$$R=0.565(C/(\beta n \gamma))^{1/2}$$

式中R—浆液扩散半径; β —有效的充填系数, β 取0.85~0.95;

n—地层的孔隙率, $n=40\%$; γ —浆液的比重,按W:C=1:1计, $\gamma=1.518$;

C—单位长度孔段内灌入的浆液量(以重量计)。

经初步计算,结合本工程实际(回填土)和以往施工经验,灌浆孔间距初步确定为1.5~2.0m,实际施工应根据施工现场试验后确定,并进行相应的调整。灌浆孔布置应距离基础边约1.0m。

7. 灌浆孔的成孔技术

(1) 直孔成孔技术:混凝土地板采用 $\phi 91$ mm金刚石清水钻进,回填土采用75T液力千斤顶直接将兼作灌浆管用的 $\phi 50$ mm内丝钻杆直接压入受灌目的层,并要求进入原状土1.0m以

上,以确保灌浆加固处理的效果。

(2) 斜孔成孔技术: 钻孔按设计的角度进行成孔, 混凝土地板采用 $\phi 110$ 或 $\phi 91$ mm 硬质合金清水钻进, 回填土采用螺旋钻杆干作业成孔, 必要时采用 W: C=2: 1 水泥浆钻进, 严禁用清水钻进成孔。钻孔深度控制在 24 ~ 26m。

8. 灌浆施工

(1) 灌浆方法的选择

a. 直孔灌浆方法: 宜采用自下而上、分段拔管灌浆的方法。即待下一灌浆段的灌浆满足设计的灌浆量或压力后, 将灌浆管拔起 0.5 ~ 1.0m 后再进行该段灌浆, 灌浆直到混凝土底板。

b. 斜孔灌浆方法: 应根据斜孔成孔的难易程度及孔壁稳定情况而定。若成孔容易、孔壁稳定, 宜采用自下而上、分段拔管灌浆的方法; 若成孔困难、孔壁易坍塌, 宜采用自上而下分段灌浆的方法进行, 以提高成孔效率。

(2) 灌浆压力的确定

a. 灌浆压力的选择: 灌浆压力大小, 主要与灌浆段底部深度、浆液扩散半径、盖板厚度和地层渗透系数等因素有关。灌浆压力的大小理论上可按式(1)进行计算, 并应通过现场试验后确定。

$$P=1/10 \times \beta_c \times \gamma \times T + K \times \lambda \times h,$$

式中 P —容许灌浆压力 ($10\text{N}/\text{cm}^2$); T —覆盖层或盖板的厚度;

β_c —浆液粘度对水的粘度比, β_c 值在 1 ~ 3 范围选择;

γ —圆砾层之上的覆盖层或盖板的容重, (t/m^3);

K —与灌浆方法有关的系数, 自下而上, $K=0.6$;

λ —与受灌地层结构性质有关系数: λ 值取 0.5 ~ 1.5; 结构疏松, 渗透性强的, λ 取小值; 结构紧密, 渗透性差的, λ 取大值;

h —盖板底部至灌浆段顶部的深度 (m)。

经初步计算, 灌浆压力为 0.1 ~ 0.3MPa, 实际灌浆压力应视具体情况作适当调整。

b. 灌浆压力控制: 灌浆过程中灌浆压力控制采用逐级加压方法, 每一级浆液保持一定的压力 (不宜超过设计压力), 并持续一段时间 (通常为 30min 左右) 后, 改为下一级配的浆液进行灌浆, 采用控制灌浆量的方法来控制灌浆压力。当地层吸浆量接近或达到设计灌浆量时, 采用浓浆进行闭浆 30min。灌浆过程中若遇到压力陡升或突降时, 应查明原因或排除故障后方能继续灌浆。

(3) 浆液配制与原材料

a. 浆液配制: 本工程施工用水泥浆液采用机械现场搅拌, 要求搅拌均匀。钻灌用浆: 为克服钻进成孔困难, 采用 W: C=2: 1 水泥浆边钻边灌, 避免采用清水钻进可能造成基础下沉; 回填灌浆: 采用 W: C=1: 0.8 ~ 1 水泥浆, 必要时适当掺入速凝剂—水玻璃, 减少浆液的胶凝时间。

b. 灌浆原材料: ①水泥: 当地水泥厂生产的普通硅酸盐水泥, 强度等级 32.5MPa; ②粉煤灰: 当地电厂生产的粉煤灰, 粉煤灰掺量为水泥用量的 20 ~ 30%; ③水: 生产区内生活饮

用水；④水玻璃：柳州市三友化工厂生产的水玻璃，玻美度 35~40°Be、模数 2.4~3.0，通常情况下不掺入，特殊情况下，水玻璃掺量约为水泥用量 10~30%。

(4) 终灌标准

当受灌地层吸浆量满足设计灌浆量的 1.2 倍时；或灌浆压力达到设计灌浆压力时，并保持 10 分钟；或地表冒浆时，应终止灌浆。

(5) 施工注意事项

a. 施工前，必须在施工现场建立合理的测量观测网；灌浆加固复位施工过程中，必须实行跟踪观测。如发现基础抬高或下沉，应及时通知当班工程技术人员，待采取相应措施后，才能继续进行灌浆施工。

b. 成孔过程中，在钻穿混凝土板后，必须采用干作业施工，以确保钻灌浆孔的稳定性和电解槽地基土的稳定性。

c. 若在机械成孔中遇大块石时，采用干作业施工无法成孔或成孔无法满足设计要求时，应该在该灌浆孔两侧 0.2~0.5m 范围内各增加 1 个灌浆孔或采用水泥浆液作为冲洗液，采用回转钻进工艺进行机械成孔。

d. 成孔过程中，应当注意观察钻孔附近情况和土质变化，原始记录应做到及时、数据准确。

e. 灌浆过程中，应随时注意观察灌浆压力的变化，并准确记录各灌浆孔段的灌浆量；同时还应注意地表是否出现冒浆等异常情况。

f. 钻灌浆孔必须严格按各序孔施工，同时先施工沉降量大的部位，以便有利于控制沉降基础的抬升量和变形量。

结束语

(1) 本工程采用灌浆加固处理方法对沉降基础进行加固处理，圆满地完成施工任务，并较均匀地将沉降基础抬升 15~18 cm，彻底根治该电解槽基础沉降，至今该处理后的沉降基础未再发生沉降现象。

(2) 灌浆加固复位施工过程中，测量观测必须实行跟班观测，为灌浆加固复位及时提供测量观测数据，以利指导施工。

(3) 灌浆复位施工时，必须严格控制沉降基础的抬升量，每天的抬升量必须控制在 10~15 mm，避免因局部抬升量过大而造成沉降基础开裂；累计抬升量必须控制在设计控制的范围内，以避免发生“矫枉过正”的现象。

(4) 在灌浆加固复位施工中，在保证工程质量的前提下，在水泥浆液中适量掺入粉煤灰，可降低工程成本。

(5) 本工程灌浆加固复位施工在保证该生产车间正常施工的条件下进行，工程质量满足业主要求，既为院创造经济，又为今后类似工程提供实践经验；但施工中仍存在原材料浪费大，如何控制浆液的无效扩散半径以减少材料浪费、降低工程成本，仍是今后生产实践中攻克的技术难题。

土钉支护在某深基坑工程中的应用分析*

秦鹏飞

(北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

【摘要】土钉支护技术因其施工机具简单、投资造价节省、结构重量轻便、施工速度快捷等优点,近些年来在基坑支护设计中被广泛采用。对郑州某深基坑工程支护采取的复合土钉支护技术进行了分析,并对周边道路、建筑物的沉降和基坑侧壁水平位移进行了监测。结果表明,各测点沉降位移和水平位移均满足工程要求,土钉支护取得了明显的预期效果。

【关键词】土钉支护;深基坑工程;应用;分析

引言

人类土木工程的频繁活动促进了基坑工程的发展。随着近些年来经济建设的发展和人们生活水平的提高,我国相应的各类建筑与市政工程建设规模越来越大,与此同时,深基坑围护体系的设计计算方法、施工技术和监测手段等都有了长足的发展。但由于基坑工程的区域性、个体差异性及其复杂性,工程事故仍时有发生。深基坑工程作为一项集高投资、高难度、高风险于一身的工程,仍然是岩土工程界各相关部门关注的焦点。基坑工程事故主要表现为支护结构产生较大位移或破坏、基坑塌方及大面积滑坡、基坑周围道路开裂和塌陷、与基坑相临的地下设施(管线、电缆)变位以致于破坏,邻近建筑物开裂甚至倒塌等^[1],给国家经济和人民生命财产造成严重损失。因此,合理选取基坑支护形式和支护方案至关重要,直接关系到深基坑工程的安全与顺利施工,在基坑开挖之前必须深入调研,充分论证。目前深基坑支护的方案主要有:板桩支护、排桩支护、内支撑支护、深层搅拌桩支护、地下连续墙支护以及土钉支护等。本文对郑州某深基坑工程采用的土钉支护方案进行了分析研究,结果表明采取土钉支护方案是可行有效和科学的。

工程概况

郑州“曼哈顿广场”是郑州市重点建设的工程,总投资40亿元,规划建设35幢高层建筑,致力于打造成省会标志性建筑群。C区工程所在地位于郑州市金水路和未来大道的交汇处。拟建工程基坑长98.4米,宽42.3米,开挖深度为9.2米,基础形式采用桩基。

1. 场地岩土工程条件

* 收稿日期:2009年2月

根据河南省建筑设计研究院所提供的《岩土工程勘察报告》，该建筑场区地貌单元为黄河冲洪积平原，地形平坦。开挖层内工程地质为：

第①层杂填土：杂色，稍湿，稍密——中密，成分主要为砖块、水泥块等建筑垃圾，局部层底为素填土，厚度 0.4~3.0 米。第②层新近沉积粉土：褐黄色，湿，稍密，层底埋深 2.0~4.8 米，厚度 0.9~3.8 米。第③层新沉积粉质粘土夹粉土：褐黄——灰褐色，主要由粉质粘土组成，土质不均匀，局部与粉土互层。第④层新近沉积粉质黏土：褐黄——灰褐色，饱和，处于可塑至软塑状态，局部夹有粉土薄层。层底埋深 6.5~9.6 米，厚度 1.3~4.1 米。第⑤层粉土：褐灰色，湿，稍密——中密。层底埋深 9.1~12.3 米，厚度 1.0~4.3 米。

2. 水文地质条件

对本场地施工有影响的含水层主要有两个：上层的潜水和下部的承压水。潜水埋深在 15.5 米以上，土层为弱透水层。承压水埋藏在地面下 18.3~30.8 米之间，属强透水层，具有承压性。潜水与承压水被相对隔水层第 8 层粉质黏土隔开。勘察期间稳定水位为 0.7~2.8 米。

基坑支护方案

1. 基坑支护的目的

基坑开挖破坏了天然土体自重应力场的平衡，使土体剪应力增大。当土体中剪应力超过抗剪强度时便形成塑性区，如塑性区扩大形成连续滑裂面时，则引起边坡土体的失稳下滑^[2]。防止这种破坏的措施和方法便是采用挡土结构支护法，即依靠挡土结构自身的刚度、强度、支撑条件及嵌埋深度形成抗衡力，支挡要下滑破坏的土体，从而为基坑内施工及周边安全稳定提供保障。

基坑支护设计与施工质量的好坏是整个工程能否顺利进行的关键，稍有不慎就可能影响后期工程的顺利进展，同时也会给周围建筑物的安全及周围居民的正常生活带来一定影响。在我国大规模工程建设的背景下，就曾经发生过基坑坍塌造成人员伤亡的事故，给社会生产生活带来巨大的损失，并造成了恶劣的社会影响。

2. 基坑支护方案选取

基坑支护方案的选取应合理考虑基坑的尺寸形状、开挖深度、工程地质条件和环境条件等影响因素，在保证安全的同时并尽可能做到节省经济。土钉支护因其施工机具简单、投资造价节省、结构重量轻便、施工速度快捷等优点，近些年来在基坑支护设计中被广泛应用^[3]。本基坑北侧和东侧分别为几栋民用住宅，南侧为一条市政道路，周边环境关系相对较为简单，没有地下管线和管道，采取了土钉和土钉与复合土钉联合支护方案，其平、剖面布置分别如图1、2。

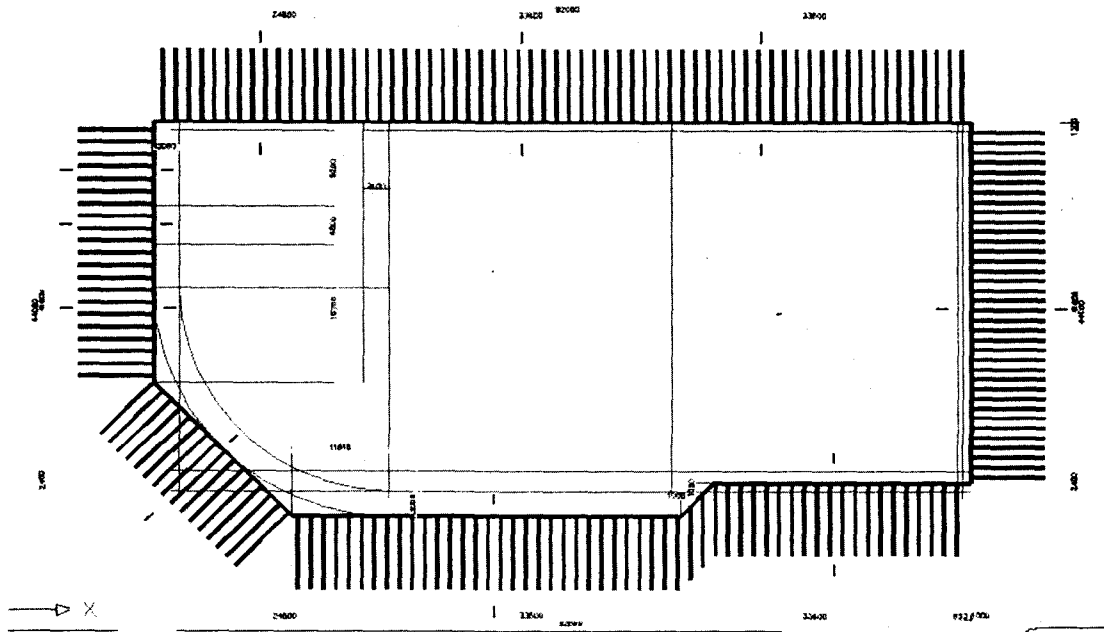


图1 土钉支护方案平面布置图

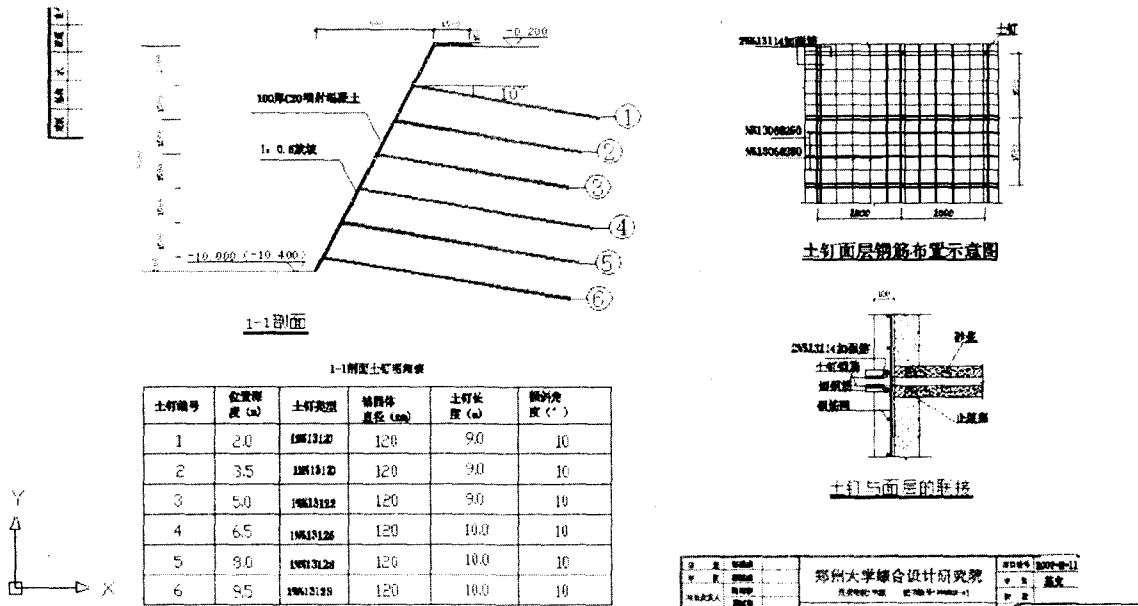


图2 土钉支护方案剖面布置图

3. 土钉支护工作机理

土钉支护是由被加固土体、放置在其中的土钉体和喷射混凝土面层共同组成的一种挡土结构^[4]。其主要作用机理是充分利用原状土的自承能力，把本来完全靠外加围护结构来支撑的被动土体，通过土钉技术的加固使其本身成为一个复合的挡土结构。天然土体通过土钉的加固并与喷射混凝土面层相结合，共同抵抗支护后面传来的土压力和其它荷载，保证了开挖面的稳定。土钉支护现已成为继撑式支护、排桩支护、连续墙支护和深层搅拌桩支护后又一成熟成熟的支护技术。

施工监测分析

基坑工程的监测既是检验设计正确性和发展理论的重要手段，又能及时指导施工，有利于保证整个施工过程的安全，有利于控制结构变形和达到优化施工的目的^[5]。《建筑地基基础设计规范》^[6]（GB50007-2002）中规定：基坑开挖应根据设计要求进行监测，实施信息化施工。认真作好基坑开挖和基础施工全过程的监测工作，是确保基坑工程顺利施工，避免发生工程事故的有效措施。

1. 测点埋设及观测方法

根据要求，在基坑周边沿建筑物墙壁（角）及道路外线埋设了27个沉降观测点，并沿基坑侧壁埋设了4条测斜管（见图3）。沉降测点严格遵照国家二等水准测量标准，采用Topcon精密水准仪进行观测。水平位移测点采用CX系列数字显示测斜仪进行量测，测管埋深15.2米，每隔1米提升探头测读一次。

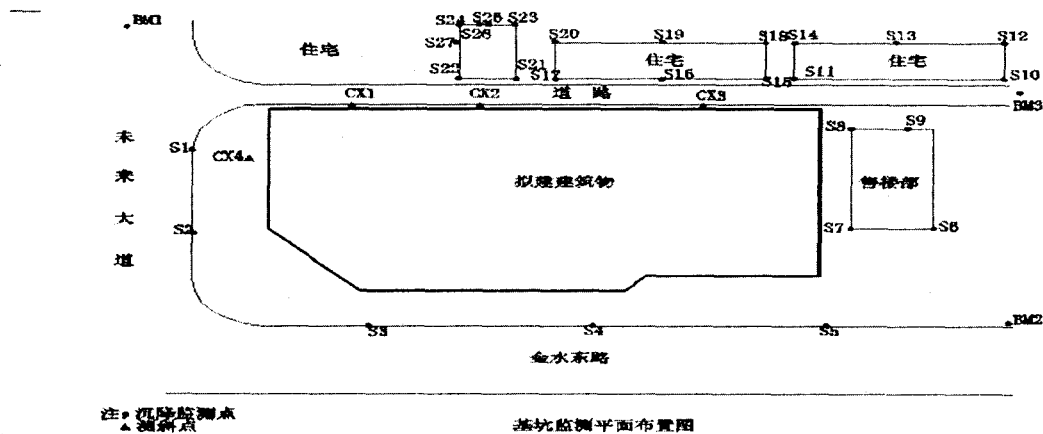


图3 基坑周边沉降和水平位移观测点

2. 监测成果分析

基坑开挖采取的是分层放坡开挖方式。由于该基坑工程面大线深，整个开挖过程持续了一个月左右。对基坑开挖过程中周边建筑物、道路及基坑侧壁水平位移等进行了全程监控量测。现场的实时监测表明，基坑周边道路和建筑物等沉降位移量不大，都控制在安全域以内，且沉降趋势平缓，至基坑开挖完成后趋于稳定。基坑侧壁水平位移量也满足工程要求，说明土钉的群体作用，已与周围土体形成了一个坚固有效的组合体，土钉支护取得了明显的预期效果。选取两组有代表性的观测点位移发展趋势如图4、5。

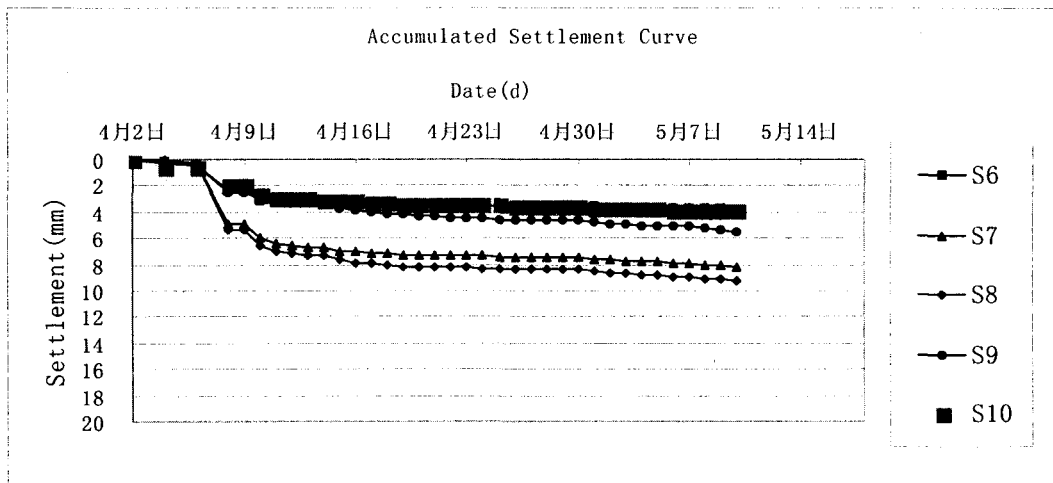


图4 沉降观测点随时间推移发展趋势

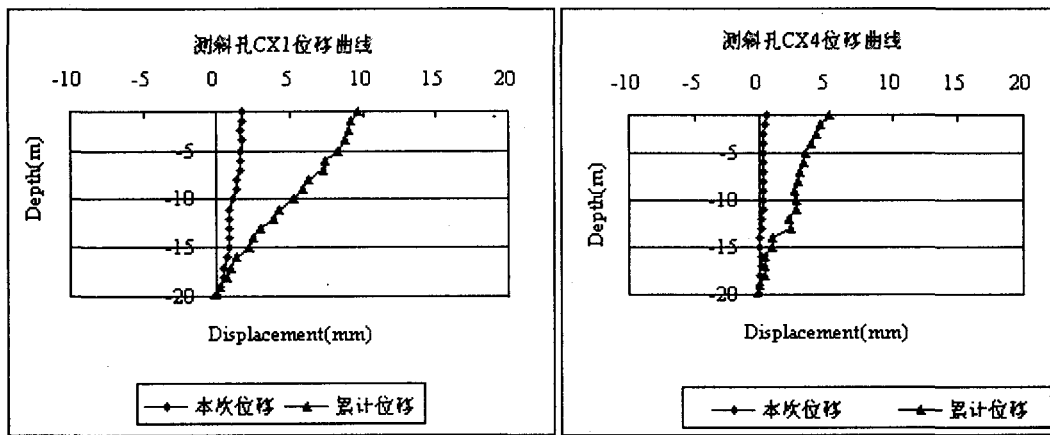


图5 水平位移观测点位移量

结语

基坑开挖的顺利进行及现场实时监测取得的沉降、水平位移资料均表明，此基坑工程选取的土钉支护方案是可行有效和科学的，完全满足工程要求。目前土钉及复合土钉支护结构

在北京、上海、郑州等地已有许多成功的工程实例。在有一定粘性的砂土、粉土、硬塑与干硬粘土土层中,可优先考虑采取土钉支护技术^[7]。目前对于土钉支护结构的工作性能、工作机理、抗拔能力及整体稳定性验算等方面已经取得了许多明显的研究成果,有力地推动了这一支护技术在基坑工程中的推广和应用。而对于土钉支护的止水防渗、防锈蚀(耐久性)及抗震能力等方面仍需进一步加强研究,以促使这一技术不断完善和日臻成熟。

参考文献

- [1] 甄精莲,段仲源,贾瑞晨.深基坑支护技术综述[J].工业建筑,2006,36卷增刊:691-695.
- [2] 张钦喜,孙家乐.插筋补强护坡技术的若干问题[J].工业建筑,1997,27(11):1-5.
- [3] 熊勃,刘帅花.某基坑工程土钉支护工作性状试验研究[J].岩土工程技术,2008,22(5):257-259.
- [4] 崔京浩,陈肇元,崔岩,张明聚.土钉支护技术[J].工程力学增刊,2001,18(1):191-209.
- [5] 林鸣,徐伟.深基坑工程信息化施工技术[M].中国建筑工业出版社.2006:2~99.
- [6] 中华人民共和国国家标准.建筑地基基础设计规范(GB50007-2002)[S].北京:中国建筑工业出版社.2002年6月第一版.
- [7] 清华大学土木工程系.基坑土钉支护技术规程(CECS96:97)[S].北京:中国建筑工业出版社.1997.

Analysis of Soil Nailing Application in A Deep Foundation Pit

Qin Peng-fei

(College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124,China)

Abstract: The soil nailing support technique has been widely used in the present deep foundation pit support engineering with many advantages, such as simple construction machine, economical investment, lightweight construct, fast construction progress. The soil nailing application in a deep foundation pit in Zhengzhou has been analyzed and the settlement of the surrounding road and architecture and the horizon displacement of the pit side been monitored. Results indicate the settlement and the displacement met the engineering request. The soil nailing support got the expected effect.

Key Words: soil nailing support; deep foundation pit; application ; analysis

锚索在桥基斜坡稳定性防护加固工程中的应用*

郭克诚 陈磊

(武汉谦诚岩土工程有限责任公司 武汉 430062)

[摘要] 本文详细介绍了预应力锚索在沪蓉西高速公路魏家洲特大桥桥基斜坡稳定性防护加固工程中的应用。以加固工程的设计、施工及监测为例,证明预应力锚索在该工程桥基斜坡稳定性防护加固应用中效果良好。

[关键词] 预应力锚索;高边坡防护;监测

前言

沪蓉西高速公路第四合同段魏家洲特大桥位于长阳县高家堰镇染坊,桥分为左幅和右幅,上部构造为连续箱形钢构,下部构造墩及基础为空心墩、双柱墩、扩大基础。0号桥台、1号墩、2号墩均座落在丹水河右岸(宜昌岸)徒峻的斜坡上。由于宜昌岸斜坡为视顺向坡,目前已在右岸斜坡上发现二处滑坡堆积体和多处不对称楔形体顺层滑坡,可见宜昌岸斜坡稳定性较差。若在此斜坡上开挖、施工桥基平台和桩基,将使该斜坡局部地段发生不稳定滑动破坏,进而将严重危及桥基和斜坡上施工人员的安全、施工工期和运行期间桥梁的安全性、耐久性和可靠度,给今后沪蓉西高速公路的安全营运带来严重的隐患。

在充分分析现有地质勘察资料和现场踏勘的基础上,又对该桥基斜坡进行深入的现场地表调绘、物探、岩土物理学特性试验等补充勘察,并进行了抗剪强度参数敏感性分析、二维刚体极限平衡稳定性及加固计算分析和结合桩基工程的非线性有限元分析,在此基础上提出了两套加固设计方案,增加了2号墩以上部分削坡再锚固的设计方案,并对加固范围进行了优化,根据地质情况、墩台位置、隧道口等情况对分区进行了细化。

工程地质条件

1. 地形地貌

桥址区属构造溶蚀—侵蚀中、低山地貌,山体陡峻,河谷深切呈较对称的“V”型。左岸高程340m以下地形坡度较陡,坡角 $50^{\circ} \sim 55^{\circ}$,以上较缓,坡角 $35^{\circ} \sim 40^{\circ}$;右岸高程440m以下地形坡度较陡,达 $48^{\circ} \sim 50^{\circ}$,局部陡立,高程440m以上地形较缓,坡度 33° 左右,两岸桥台均位于斜坡上。

* 收稿日期:2009年2月

2. 地层岩性

桥址区河床分布有第四系全新统冲洪积(Q4al+pl)卵砾石,宜昌岸斜坡有厚度不等的残破积层(Q4el+d1),基岩主要为寒武系下统石龙洞组(Є1sl)灰岩。

3. 地质构造及地震

桥址区位于长阳复式背斜次级背斜北翼,呈单斜构造,岩层倾向北北东,倾向为NNE8°~20°,倾角40°~50°,宜昌岸(右岸)为视顺向坡。桥址区节理裂隙较发育,主要有三组节理裂隙。构筑物为特大桥梁,工程设计按Ⅶ度地震烈度设防。

4. 水文地质条件

桥址区丹水为山间常年有水河流,主要为上游来水,水量受季节性影响,是桥址区汇集和排泄大气降水的通道。地下水主要为第四系孔隙水、基岩裂隙水及岩溶管道水。地下水埋藏较深,地下水位埋深一般在60m~80m左右。桥基斜坡地层都为含水、透水地层,尤其是斜坡浅部风化卸荷带的地层,由于大多数节理裂隙呈张开状态,其透水特性尤佳。虽然常年的稳定地下水位埋深较深,但雨季大气降水更易渗入斜坡卸荷带内,由此而产生的动静水压力对斜坡浅层的稳定性将带来严重的不利影响。顺坡向节理裂隙中粘土充填物的普遍发育,正是地下水活动活跃的有力证据。

根据试验资料,桥址区地表水、地下水对砼和钢筋均无侵蚀性。

5. 不良地质现象

桥址区不良地质现象主要有岩体卸荷风化、顺向坡稳定问题、岩溶问题及危岩问题。

6. 稳定性工程地质评价

魏家洲特大桥宜昌岸桥基斜坡,高程440m以下,地形坡度较陡达45°~50°,局部陡立,高程440m以上地形坡度33°左右,基岩大部分直接出露。斜坡走向与岩层走向间的夹角为30°~40°,斜坡表层局部岩层有临空现象,存在浅层顺层滑动的不稳定因素。在加上斜坡中发育三组陡倾角的节理,这三组节理构成浅层不稳定楔形体的切割面。由此我们可以得到桥基斜坡主要的失稳破坏模式:以层面为主要滑动面,以追踪78°<79°与308°<75°二组节理组合而成的另一侧切割面作为辅助滑动面,以15°<83°节理面作为滑坡后缘切割面,构成一个不对称的楔形体滑坡破坏。该楔形体滑动破坏主要还是以顺层滑动破坏为主,顺层抗剪强度参数是控制楔形体破坏的主导因素。一旦某一范围内的切割面、临空面具备,则该处极易产生不对称楔形体顺层滑动。

由于原有自然斜坡的坡度较陡,宜昌岸桥基斜坡存在一个明显的卸荷裂隙破碎带,卸荷带内岩体破碎,裂隙发育。根据勘探和以往经验,卸荷带深度约为12~15m。卸荷带内除原生结构面(层面)和构造结构面(节理)外,还发育大量的卸荷裂隙,卸荷裂隙大多杂乱无章,延展性也较差。卸荷带内的节理裂隙大多呈张开状态,绝大多数节理裂隙充填粘土夹碎石,这极大地恶化了卸荷带内岩体的强度和变形特性,斜坡上潜在不稳定体更容易在卸荷带

内发生。宜昌岸桥基斜坡上已发生的几处不对称楔形体滑动基本上发生在斜坡浅层卸荷带岩体内。

魏家洲特大桥0号桥台、1号桥墩、2号桥墩均位于宜昌岸斜坡上,其施工平台的开挖将在斜坡上形成三个人工边坡,这三个桥墩施工平台的开挖将严重破坏浅层岩体的完整性,打破斜坡原有的平衡状态,是斜坡浅层岩体的稳定性更加恶化。桥墩施工平台的开挖将形成多个人工开挖临空面,再加上斜坡中已存在的节理切割面和沿层面的滑动面,将极有可能形成多个不对称楔形体滑动破坏。这种楔形体滑动破坏将严重危及施工人员安全和施工工期,危及桥基安全,从而危及魏家洲特大桥施工期间及建成后运行期间的安全性、耐久性和可靠度。

在桥墩桩基施工过程中,由于采用人工挖孔桩,该类型的桩在开挖桩孔时会造成爆破振动,这种振动对斜坡稳定极为不利,将使斜坡的稳定性降低。

桥墩、桥台所承受的工程荷载达几万吨,这些荷载作用在斜坡岩体上,对斜坡稳定性也有一定的不利影响。但由于桥墩桩基础较深,工程荷载主要作用在斜坡深部岩体上,因此工程荷载对斜坡浅层岩体的稳定性影响较小。

桥基工程概况

魏家洲特大桥桥面为分离式,分左幅和右幅,左幅桥全长492m,右幅全长529.66m,桥梁最大高度为214m,设计桥面净宽11.5m,与丹水交角 90° ,上部构造为连续箱形钢构。位于宜昌岸的下部构造分别为:0号台为U形台,1号墩为双柱墩,2号墩为空心墩,都为扩大基础。1号桥墩单桩直径1.8m,2号桥墩单桩直径2.0m,桩基都为人工挖孔桩。

桥基斜坡防护加固工程设计

1. 设计安全系数

根据《公路路基设计规范》(JTJ013-95)和2005年1月25日“湖北沪蓉西高速公路魏家洲特大桥岸坡稳定性及处治方案论证会专家组意见”,将该斜坡正常情况下的设计安全系数确定为1.25,地震等特殊工况下安全系数取1.15。

由于地质条件是复杂多变的,斜坡防护工程又属于隐蔽工程,在施工过程中,实行动态设计和信息化施工,确保该斜坡防护工程的安全。

在斜坡防护工程施工过程中,加强信息化设计与施工,根据现场施工发现的与设计情况不符的意外情况应及时通知相关部门,还应对边坡施工、锚索工作状态和边坡深部位移等进行系统监测,跟踪斜坡的稳定状况,保证施工和运营期间的工程安全。

2. 预应力锚索工程设计

(1) 锚索位置: 沿 I—I' 剖面线从左线隧道口上方 50 米到丹水河床施工便道, III--III' 剖面西南方向以外 19 米, 平行右线隧道口至丹水河床施工便道范围内布置锚索。加固范围根据墩台位置不同为 A-J 共 10 个加固区间。

(2) 钻孔孔径 $\phi 130\text{mm}$, 锚孔长 19—41m, 锚孔下倾 20° , 按照优先加固深部最危险滑带的原则取其加固密度为 A、B、C 区: $3\text{m}\times 6\text{m}$, D、E、F 区: $3\text{m}\times 5\text{m}$, G、H 区: $3\text{m}\times 4.5\text{m}$, I、J 区: $3\text{m}\times 5\text{m}$ 。考虑到工程锚索锚固地层为弱~微风化岩层, 本设计采用压力分散型锚索。锚索采用 $6\phi 15.24\text{mm}$ [根据《锚杆(索)设计与施工规范》中锚固长度对粘结强度的影响系数 $0.8\sim 1.0$ 及锚索体与水泥砂浆间的界面粘结强度降低系数 $0.6\sim 0.85$, 750KN 预应力锚索宜选用 6 根钢绞线], 抗拉强度 1860MPa 的无粘结预应力钢绞线编束, 预应力大小为 750KN, 锚固段长度为 8 米。锚索方向原则上与坡面倾向一致, 为 $\text{NW}340^\circ$ 。

(3) 桥基斜坡锚索布置一般为 $3\text{m}\times 3\text{m}$ 间距梅花形, 预应力锚索工程数量如下:

1 锚索根数 1767 根; 2 锚孔总长 58123m; 3 锚索钢绞线总长 336793m; 4 锚具 1767 套; 5 $\phi 25$ 波纹管 263922m; 6 片石砌、水泥砂浆抹面排水沟 1572.54m^3 。

预应力锚索工程施工要点:

(1) 锚索钻孔要求干钻, 禁止用水钻。按照设计孔位采用拉线尺量, 结合水准测量进行放线, 并用铁钎和油漆标记准确定位锚孔位置。钻机严格按照设计孔位、倾角和方位准确就位, 采用测角量具控制角度, 钻机导轨倾角误差不超过 $\pm 2^\circ$ 。在钻进过程中要认真做好施工记录, 如地层情况、地下水情况等。钻孔孔径、孔深要求不得小于设计值, 锚索孔深应大于锚索长度 $30\sim 50\text{cm}$ 。钻孔轴线的偏斜率不应大于锚索长度的 2%。钻进达到设计深度后, 不能立即停钻, 要求稳定 $3\sim 5$ 分钟, 同时应及时进行锚孔清理。锚孔钻进结束后, 使用高压空气(风压 $0.2\sim 0.4\text{MPa}$) 将孔中岩(土)粉及水全部清除出孔外, 以免降低水泥砂浆与孔壁岩体的粘结强度。若遇坍孔, 应立即停钻, 进行固壁灌浆处理(灌浆压力 $0.1\sim 0.2\text{MPa}$), 待水泥砂浆初凝后, 重新扫孔钻进。经现场监理检验合格后, 方可进行锚索安装。锚孔钻进完成后应及时进行杆体安装和锚孔注浆, 原则上不得超过 24 小时避免长时间搁置造成塌孔。

(2) 锚索制作、安放:

① 锚索材料选用高强度、低松弛无粘结预应力钢绞线, 其技术标准为 270 级, 直径 $\phi = 15.24\text{mm}$, 极限强度 1860MPa, 锚具采用 OVM1 5-6 型(包括配套的锚垫板、夹片和螺旋筋)。钢绞线下料应整齐准确, 误差不大于 $\pm 50\text{mm}$, 坡面外钢绞线长度为 2m, 钢绞线下料应注意各单元锚索体长度的差异。各单元锚索的无粘结钢绞线应绕承载体弯曲成 U 型, 并用钢带与承载体绑扎牢固。注浆管与隔离架应按设计要求安装, 注浆管底端距孔底 10cm。各单元锚索的外露端应做好永久性标记。

②锚索编束前,要确保每根钢绞线顺直,不扭不叉,排列均匀,除锈,除油污,对有死弯、机械损伤及锈坑处应剔除。自由段钢绞线涂抹黄油做防腐处理后再分别套装 ϕ 25mm的波纹软管,波纹软管不得有破损。制作好的锚索体在运输和安装过程中,不能出现死弯折,不得损坏隔离架、注浆管及自由段钢绞线外包的波纹软管。

③锚固段架线环间隔1米设管,自由段每隔2米设置一道架线环,以保证钢绞线顺直。

④安装锚索时应避免油脂、泥土等物粘附于钢绞线上,锚索安放时应连同注浆管一并准确放入钻孔设计位置。

(3)注浆:锚索注浆材料采用水灰比0.4~0.5的纯水泥浆,注浆材料要求严格按照经试验合格的配比备料。注浆浆液应严格按照配合比搅拌均匀,随拌随用,压力分散型锚索注浆体强度不低于35MPa。锚孔注浆采用孔底返浆方法,直至孔口溢出新鲜浆液,严禁抽拔注浆管或孔口注浆;如发现孔口浆面回落,在30分钟内进行孔底压注补浆2~3次,确保孔口浆体充满。在注浆作业开始和中途停止较长时间再作业时,应用水或水泥稀浆润滑注浆泵及注浆管路。注浆过程应认真做好现场注浆记录,浆体强度检验用试块的数量每30根锚索不少于一组,每组试块应不少于6个。浆体未达到设计强度的70%时,不得在杆体端头悬挂重物 and 拉绑碰撞。

当采用二次劈裂注浆提高地层锚固力时,以浆体强度控制开始劈注时间(一次注浆体强度为5MPa),需在二次注浆管的锚固段内设封塞,二次注浆的高压注浆管应采用镀锌钢管或钢管。当锚索张拉锁定后,应向锚头与自由段间的空隙实施充填灌浆。

(4)张拉、锁定:

当注浆体强度和传力系统(墩座)混凝土强度均达到设计强度80%以上时,并经验收试验合格后,方可进行张拉作业。锚斜托台座的承压面应平整,并与杆体的轴向方向垂直。锚具安装应与铺垫板和千斤顶密贴对中,千斤顶与锚孔及锚筋体应在同一轴线上,确保承载均匀。杆体的张拉必须采用专用设备,设备在张拉作业前进行标定,锚具、夹片等检验合格后方可使用。

锚索正式张拉前,取30%的设计张拉荷载,对其预张拉1~2次,使其各部位接触紧密,钢绞线完全平直。对于压力分散型锚索,因各单元锚索长度不同,应根据设计荷载和锚索长度计算确定差异荷载,并根据计算的差异荷载对各单元锚索进行补偿张拉。锚索的预应力在补足差异荷载后分4级按有关规范或规定施加,即设计荷载的25%、50%、75%、100%,在张拉最后一级荷载时,应持荷10~15min,观察位移是否稳定,若无异常,进行锁定。锚索锁定后48小时内,若发现明显的预应力损失现象,则应及时进行补偿张拉。

(5)锚头封锚

锚索张拉完成后应及时对锚头进行补浆和封锚,外锚头应用与锚固墩同标号的砼封头,以防锈蚀破坏。对于锚头和锚墩等空隙的补浆作为锚头防腐的一项关键工序认真进行,补浆管插入锚墩底面以下进行返式补充注浆,直至补浆孔溢浆为止。对于锚具及锚筋外露部分严格进行去锈除油后并及时采用与锚墩同标号混凝土进行封锚。锚固墩尺寸为80cm \times 80cm \times 30cm。

(6)施工顺序

①预应力锚索整体施工顺序：桥台及隧道口上方 A、B、C 区先进行施工，如果施工机具容许，为赶工期可以在二号墩以上 A—H 区整个坡面按照从上到下、从左到右的顺序施工，最后进行二号墩以下 I、J 区锚索的施工。二号墩的施工要在二号墩以上部分的预应力锚索施工完成后进行，最后进行二号墩以下部分锚索的施工，同时应注意在 0#台、1#、2#墩的基坑开挖前，其基坑周边外围坡体的锚索加固应提前完成。

②单根锚索施工顺序按照：施工准备，测量放线，搭建工作平台，钻机就位成孔、清孔，锚索制作、安放，砂浆搅拌制作、压力灌浆，锚固墩预制、安装，锚索张拉锁定，锚头防腐等工序进行。

③在隧道口上方进行锚索施工时，为了避免隧道掘进与锚索施工之间交叉引起的障碍，锚索施工应分期进行。不影响隧道施工范围内的锚索先进行施工，该范围内锚索施工完成后才能进行隧道断面的掘进和隧道的初期支护，在隧道的初期支护完成未进行隧道衬砌施工前，再进行影响隧道施工局部范围内锚索的施工。锚索穿过隧道时预留一定长度后截断，采取两端张拉锁定的方式进行。

④桥台和桥墩基坑开挖、桩基础施工处不设置预应力锚索，只在基坑开挖边坡的顶端按照锚索的布置进行施工，承台施工完成后不进行回填，承台范围内进行表面填土并做绿化处理。

⑤在锚索施工过程中，施工便道路面影响范围内不布置锚索，但施工便道开挖形成的边坡要进行预应力锚索的施工。

⑥施工过程中，应先对地表一定范围内危及桥基施工安全的未被锚索加固的松散破碎危岩进行清表处理，以防止施工中松散块体掉落造成安全事故。

岩体地表、深部位移和锚索受力检测

1. 岩体地表位移检测的布控

最常用的方法是对与滑坡有关的宏观地质裂隙、塌陷、相对错动等观察及测量。而更为系统、精确的方法是坡面上设置长期、固定的观测点，利用红外测距仪和水准仪或者全站仪测量各点的水平和垂直位移量，并计算合成位移矢量的大小和方向。该方法适用于大范围监测，可用来确定变形范围，并提供各观测点长期的、连续观测资料。本方案根据设计要求和实际情况，在坡面上根据加固范围布置 28 个基本观测点，编号为 W1-W28，另外还增加了 20 个监测点，编号为 W29-W48，即在左右线 1 号墩和 2 号墩桩基础周围各对称布置 4 个监测点，在桥台基础周围对角各布置 2 个监测点，共布置 48 个检测点。

2. 岩体地表位移监测数据与分析

根据上述监测点数据，可以利用数学软件绘出各点水平位移与时间关系图、合位移与时间关系图、沉降与时间关系图，并找出位移值随时间变化的规律，以及开挖等施工因素对变形的影响。

由数据和曲线图(由于篇幅所限有关数据和曲线图略)可知:

(1) 各点的Z坐标都变小,说明各点高程均降低,但均在1厘米左右,最大在2厘米左右,属正常范围内。

(2) 各测点位移变化都是在扰动后20天左右达到最大值,后慢慢趋于稳定,随着2号墩的开挖位移出现一定变化,但变化值较小,说明锚索加固起到作用。

(3) 目前各测点位移趋于稳定,月变化量不超过0.2毫米,边坡稳定性良好。

3. 岩体深部位移监测的布控

利用钻孔测斜仪对岩体内部变形进行监测。测斜仪可沿垂直方向给出监测孔的任一水平截面的位移矢量大小和方向,该方法主要用来揭示岩体内部的变形规律,以确定滑床位置,为理论计算提供接近实际的滑移线,预估滑体规模等。因此,一般将他们有针对性地布置在一定的地质剖面上或有代表性的部位,可在其量程范围内给出连续的观测信息。本工程方案根据实际地质和施工情况,在桥墩附近布置了10个深部位移监测点,不同监测点根据不同地质条件确定测斜孔深度,采用美国Sinoc公司的50325-M型探头和50309-M型显示器以及中国航天科工集团三十三所的CX-03钻孔测斜仪,按要求安装测斜管后定期进行量测。当岩体发生位移时,测斜管随之变形并发生倾斜变化。将探头在倾斜管内以一定间距逐段滑动量测,就可获得每测段的倾斜角及水平位移增量,通过计算就可得到任意深度的水平位移。

4. 岩体深部位移监测数据与分析

由各测斜孔各时间段的数据处理表和深度-位移图,可以形象地看出岩石深部位移和深度、时间的关系。一般情况下,越深层的岩石,由于受开挖影响较小,位移变化较小;而越接近地面的岩石,由于受开挖影响较大,所以位移变化相对较大。

如CX07、CX08、CX09三个测斜孔在2号墩开挖处附近,桥墩的开挖对其稳定性有一定影响,使其监测的数据不稳定,但随锚索施工的进行,已趋于稳定。部分测斜孔在某一深度有裂隙导致变形稍大,但属于正常范围,且随锚索加固都趋于稳定。

根据测斜孔位移曲线可以总结以下的变形规律:

(1) 岩石越深、变形越小,上部岩石受开挖影响位移较大,孔口处位移达到最大值。

(2) 随着加固锚固因素数量的增加,深部岩石位移慢慢趋于稳定,锚索在岩质层状高边坡上加固效果明显。

5. 锚索受力监测

通道锚索受力监测不仅可以直观了解锚索的工作状态和锚索预应力的损失,同时可以指导设计及施工,并根据出现的异常情况,采取相应的加强措施。本方案在斜坡加固区域内布置了64个锚索受力监测点,地质条件复杂的区域和桥墩附近的区域监测点适当加密。

根据监测数据,可以更加直观地看出锚索的工作状态和预应力的损失情况,可以绘出测点锚索预应力损失值与时间的变化曲线图,发现它们之间的规律,同时可以分析锚索预应力与滑体位移之间的关系,对锚索的锚固效果和工程安全运营作出定量的评价。

6. 锚索受力监测数据分析

根据监测数据,可以作出测量预应力-时间变化曲线,当施加预应力后,预应力的损失可分为以下三个阶段。

(1) 预应力骤降阶段

锚索在张拉完成后,预应力值是迅速下降趋势。一般张拉锁定至第10天左右开始迅速反弹,呈现波浪形发展。魏家洲宜昌岸桥基斜坡在这一阶段中,整体测点锚索预应力损失较小,说明边坡岩石完整性和岩体强度较好。

(2) 预应力值波动变化阶段

无论岩体的质量好还是岩体的质量较差,从现场实测锚索预应力变化曲线中均可以找到预应力波动变化阶段。魏家洲桥基斜坡进行的是施工期监测,从数据可以推出这一过程延续时间很长,但波动值不是很大,说明锚索运行正常。

(3) 预应力平缓过渡阶段

在经历了预应力骤降,预应力波动变化两阶段后,锚索预应力值便趋于平缓变化阶段。对于高边坡预应力锚索的变化过程反映了坡体内部的应力调整过程,由于只进行施工期监测,这一过程在数据中不能反映出来,要了解平缓阶段,需进行长期监测。

通过对锚索应力的监测我们发现,各锚索预应力损失很小,损失值最大不到总预应力的5%,一方面说明锚索质量和安装质量较高,另一方面说明整个边坡稳定性较好,还说明了预应力锚索加固这类岩质高边坡效果显著。

结论

综上所述,沪蓉西高速公路魏家洲特大桥宜昌岸桥基边坡经预应力锚索加固后,整个边坡趋于稳定,各测点位移值很小,说明加固效果良好。

参考文献

- [1] 《地基处理手册》(第二版)主编:龚晓南 中国建筑工业出版社 2000
- [2] 《地基处理技术与展望》主编:龚晓南 中国水利水电出版社 2004
- [3] 《沪蓉西高速公路魏家洲特大桥宜昌岸桥基斜坡施工期监测总报告》 武汉谦诚岩土工程有限责任公司 武汉理工大学 2006.7

对启东市中医院综合病房楼基坑支护设计的几点反思*

邵锦周

(启东市建筑设计院有限公司 启东 226200)

[摘要] 本文对有邻近建(构)筑物基坑,习惯设置止水结构方案提出异议,而应代之以半止水或放坡降水开挖;对支护结构本身刚度大小控制坑缘位移的重要性作了提示,并对坑缘位移与坑外邻近建(构)筑物沉降量的依存关系作了初步探讨。

[关键词] 重力式隔栅型搅拌桩; 锚定搅拌桩; 地下水渗流; 负孔隙水压力。

工程概况

该工程位于启东市区紫薇路与花园路交界的西北角,北有4层医技楼,距坑缘9.8m;东有3层门诊楼,距坑缘8.8m;西边5层办公楼,西北5层住宅距坑缘25m左右(均为天然地基)。基坑地段为15层高层,其西南侧还拟建3层附房(天然地基)。基坑平面布置基本上为53.20m×34.8m(东西向×南北向),基坑大面积挖深为5.8m左右。

基坑土质基本上为粉土夹薄层粉质粘土,处于长江口古沙嘴地段。

设计的支护方案见图1,总的是以重力式格栅型搅拌桩墙支护(墙宽2.9m),东边北段碍于既有水管道,空间窄,改用锚定搅拌桩(墙宽1.80m);西侧考虑附房用天然地基,避免挖、填方对地基质量的影响,放弃放坡开挖打算,改用2排搅拌桩加锚的支护结构(墙宽1.25m);南边不加支护,放坡开挖,降水用 $\Phi 500 \times 11.3\text{m}$ 管井抽水,每井控制面积 290m^2 左右。

挖土及监测情况

工程于2008年8月7日开始挖土(支护帽梁均尚未浇筑),为提高挖土速率,施工方自东向西一次性挖运,未作分层开挖,同时将好土堆放在西侧距坑缘6m以外的空地上,高达7~8m,8月13号挖完,8月14号、15、17号连续三次暴雨,西侧墙窄刚度小,跨中位移偏大,遂于8月23号增设轻型井点一组,减少西侧坑内、外水头差,接着就趋稳定至施工结束。

* 收稿日期:2009年2月

表1

观测项目		水平位移 (mm)					沉降 (mm)						
观测结果 日期	测定日期	1#	7#	2#	4#	5#	1#	7#	2#	4#	5#	12#	13#
		2008.08.02		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2008.08.21		0.00	1.00	84.00	28.00	26.00	-10.50	-3.22	-9.22	-4.49	-4.59	-12.70	-24.21
2008.09.17		0.00	1.00	80.00	28.00	26.00	-14.73	-2.87	-13.24	-6.47	-6.60	-17.44	-30.38

几点反思

从整个施工过程看，有如下教训值得吸取：

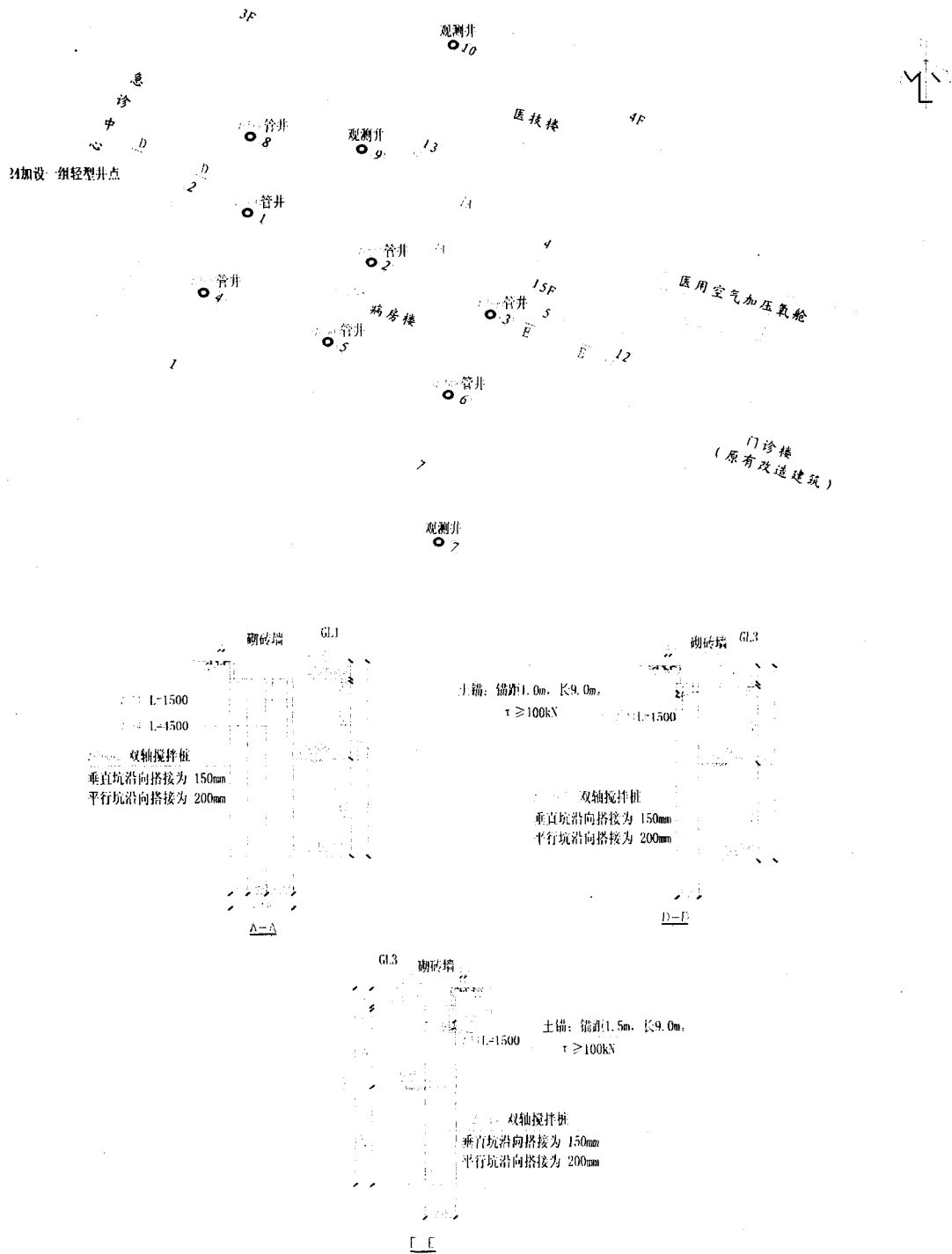
1. 基坑周围有紧邻建（构）筑物，设置止水结构究竟对还是错？

从表1监测结果不难看出，设置止水结构后，基坑边缘的位移比放坡开挖地段显著增大，坑周建（构）筑物的沉降也显著增加，原因很简单，因加止水结构后，坑内、外水头差加大，增加了累积主动土压力，坑缘扩大位移也就顺理成章了；对坑周建（构）筑物而言，地下水渗流在高水头条件下，形成的负孔隙水压力，削弱了建（构）筑物的地基土抗剪强度，在同一荷载下，其沉降量必然加大。因而在此条件下，应采用挡土而不止水或半止水的结构形式，如土钉支护等，可能效果更好，尽可能不要采用全止水方案。

2. 对控制坑缘位移是至关重要的。图1及表1显示，西侧本该放坡开挖，为避免附房使用天然地基挖、填方难于控制质量的弊端，而使用止水墙加锚的做法，显然，其刚度很差，在帽梁尚未成型及暴雨，西边堆土等多重恶劣条件下，西侧跨中位移迅速超标，后于8月23增设一组坑外轻型井点后，其位移迅速被控制。

3. 位移大小与坑外邻近建（构）筑物沉降大小成正变关系，在同一支护、降水条件下，坑缘位移越大，坑外邻近建（构）筑物沉降越大。许多基坑监测结果显示，邻近建（构）筑物的沉降往往是坑缘位移的2~3倍，沉降量越大，就越容易产生差异沉降等弊端，造成次生灾害，这在支护设计及施工中必须引起足够的重视。

启东市中医院综合病房楼基坑支护示意图 图1



对有止水结构深基坑坑外 潜水渗流、土体侧向位移、沉降的工程实践*

邵锦周 吴连祥 龚海斌

(江苏启东市建筑设计院有限公司 启东 226200)

[摘要] 凡搞深基坑坑内抽水的设计、施工人员,对坑外的潜水水位非常重视,因为一旦水位下降过大,会增加土体有效应力,从而增加坑外紧邻建(构)筑物沉降,引起次生灾害。本文结合工程实践说明即使坑外水位不变,只要有止水结构和坑内抽水,就会产生水头差、潜水渗流、深部土体侧向位移和垂向沉降,这是由土体渗流而产生变形的一大实例,与强度、变形特性为土体的三大重要特性,在工程实践中,必须给予足够的重视。

[关键词] 潜水渗流;侧向位移;电渗;盐渗;电位比降;水力梯度;达西定律

工程概况

启东市博圣广场主楼地上41层,地下2层,桩筏基础,基坑大面积挖深14.0m,7个集水坑挖深15.6m,2个电梯井挖深18.8m,其土性及支护、降水情况见图1(示意图)。

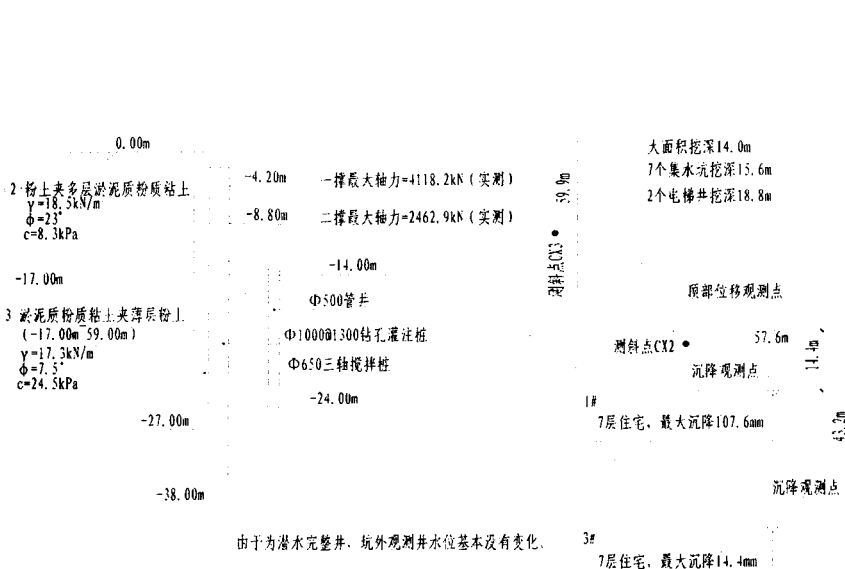


图1

* 收稿日期: 2009年2月

φ500×24m 降水管井为潜水完整井,坑外观测井水位基本不变,支护结构冠梁向坑内的最大位移为48mm,一般为28mm,属基本正常,但距南坑缘以南14.4m的七层住宅,累计沉降达107.6mm;距南坑缘以南43.2m的七层住宅,累计沉降达14.4mm。由于坑外潜水水位正常,却仍有较大沉降一事,一时难于取得一致意见,后经对深部土体侧向位移资料的整理,才发现深部土体的侧向最大位移均超过坑顶缘的侧向位移,坑外建(构)筑物在坑外潜水水位基本不变的情况下继续沉降的主要原因显然与此有关。

坑内南侧 CX₂, 西侧 CX₃ 测斜情况

该基坑四侧布设4个测斜点,点号东、南、西、北分别为CX₁、CX₂、CX₃及CX₄,深28m,由本院勘察队使用武汉基深勘察研究所生产的CX-3C型基坑测斜仪进行跟踪测斜,该仪器出厂日期为2007年6月13日,由厂方派员来启,现场指导测斜操作,资料翔实可信。本文只取CX₂(南侧)、CX₃(西侧)二测点的各3条测斜曲线作为分析依据,需要说明的是CX₂处初期为裸地,属“透气”的,至2007年8月底顶面才浇砼,变为非裸地;CX₃处原为砼路面,一直为“不透气”的非裸地。试验日期分别为2007年7月8日;2007年8月22日和2007年8月26日及27日,共6条测斜曲线,详见图2。

图2的几点分析和结论

1. 该工程位于启东市闹市地段,属软土地区,基坑最大挖深18.8m,安全等级为一级,支护结构施工图经省专家组评审,不管是挡土、止水、支撑、结构刚度等均能满足JGJ120-99规程要求,施工过程中运行正常。

2. 水是随挖土进展逐渐加深的,从2007年6月19日开始挖土,至2007年7月底才将抽水泵下伸,因而开始时,止水结构内、外水头差较小,有限深度内坑外土体的侧向位移是不大的,一般在2cm以内,

3. 随着施工进度的推进,降水也不断的加深,坑内、外水头差不断加大,至2007年8月底,深部土体的最大侧向位移CX₂(南)、CX₃(西)分别达到84.15mm及41.55mm。其大值范围大致在止水桩长27m自上而下的5.5m~16m左右,即约在0.2~0.6止水桩长L的区段内,整个测斜曲线呈竖向“”)”型,上部粉性土侧移,下部淤泥质粉质粘土同样侧移,至止水桩端部才发生曲线收敛。说明坑内、外只要有水头差,不管支护结构刚度多大,照样发生深部土体侧移,且侧移最大峰值在止水桩长的中心位置附近。

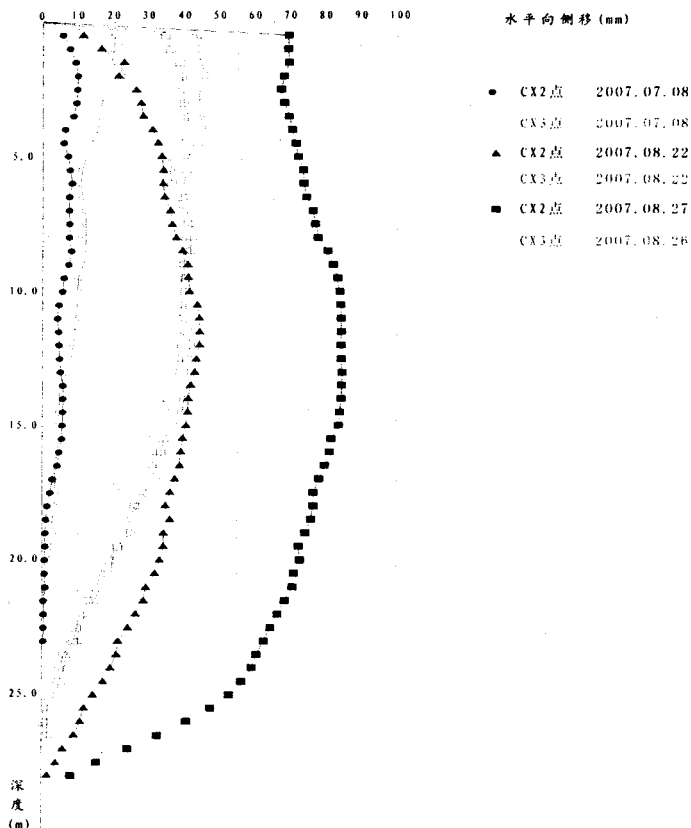


图2 CX₂、CX₃二测点坑外三次测斜曲线

4. 水桩顶部地面是裸地或非裸地,其浅部土体侧移大小是不一样的,是裸地即与外界透气的,浅部土体侧移小;非裸地即与外界不透气的,浅部土体侧移大,说明由水头差造成的负孔隙水压力消散平衡的时间和结果是不一样的。

5. 外观察井中水位基本不变,只是坑外水体渗流漏损与补给量保持动态平衡,并不反映坑外潜水渗流过程的存在与否,如果不存在渗流,则坑内每天抽掉 97m³ 的水体,在完整井有隔水的条件下,从何而来?绝对隔水的土层是很难找到的。

6. 侧斜曲线竖向斜率看,上部粉性土与下部软粘土段是不一样的,上部粉性土层渗透系数相对较大,可能以水力梯度影响为主;而下部的软粘土,渗透系数小,可能以电渗、盐渗影响为主,由水流引起的电位比降的方向和水流的方向相反,电位差与水头差,并不成正比关系,有可能偏离反映渗透规律的达西定律。

影响渗透性的主要因素

据清华大学黄文熙先生和水科院蒋国澄先生的研究,影响无粘性土(称惰性体系)和粘性土(称活性体系)的主要因素如下:

对无粘性土而言,本地域主要是指粉土、粉砂:

1. 渗透流体的影响,主要指流体单位体积重量 γ_w 和粘滞度 μ 的影响;以引入物理性常数 K 值来表示,

$$K = k \frac{\mu}{\gamma_w}$$

其中 γ_w 一般视为常数 ≈ 1 。运动方程中又将以

$$K = \frac{\mu}{\rho g}$$

来表述, ρ 则为变数项,如遇剔除强度影响以外的电解质水溶液,存在溶解、吸附或交换等效应,而使 γ_w 由常量变为变量加以修正。

2. 颗粒大小和级配的影响

从各种模型推导出的理论方程来看,都表示 k , k 与多孔介质的某一特征直径的平方成正比,许多研究者均以 $k = cd^2$ 表示,其中 d 为特征直径, c 为与均匀系数 C_u 和 d 有关的常数。许多资料表明,土中细颗粒对渗透性有较大影响,但影响的性质和程度与土的级配有关。

3. 密度的影响

密度主要指土体的孔隙比或孔隙率。许多研究者认为

$$k = \frac{e^3}{1+e}$$

的直线关系仅适宜于砂性土,而

$$e - \log k$$

的直线关系对无粘性土和粘性土都可适用。渗透性随孔隙比 e 的减小而降低,但其影响程度没有颗粒大小的影响大。

4. 封闭气泡和细颗粒移动的影响

封闭气泡不单是减小孔隙流槽的过水断面,还会堵塞某些孔隙通道,使 k 值大为降低。此影响大小往往无法恒定。

对粘性土而言,本地域主要为淤泥质粉质粘土、粘土。

1. 渗透流体的影响

粘性土的渗透性,不像砂性土主要受 ρ_w 与 μ 的影响,而且要受整个水-土-电介质体系

相互作用的强烈影响。影响性质和程度与流体成分、极性有密切关系。专家们指出,不同介质条件下形成的土的结构型式是不一样的,其中流体的极性不一样,渗透性也各异。如启东滨海工业园的淤泥质粉质粘土,经1万倍电镜扫描,组成空架结构的主要粘土矿物为片状水云母,其中的海积盐溶液流体极性相对较大,“吃水”能力很强,强夯后的孔隙水压力消散极慢,造成养生期达120天以上,就是一例。

2. 固体颗粒的影响

粘土颗粒对渗透性的影响,不像砂土那样只是颗粒大小和级配的问题,而是不同矿物成分和周围液体相互作用和晶格内部稳定性的变化问题,对交换阳离子的成分、多少,对渗透性能均会构成影响。

3. 孔隙大小及分布—组构的影响

粘性土的渗透性受组构影响特别大,毛管模型表明,渗透速度与孔隙比直径平方成正比,单位流量与孔隙直径的四次方成正比,如孔隙率相同的2个粘性土粘团间大孔隙与高比例的组构与均匀孔隙尺寸组构相比较,其渗透性要大得多。工程上对软粘性土处理中使用的最佳含水量的选择,实质上就是如何人为降低土体的含水量,提高渗透性,尽快消散孔压的一种办法。

工程现实对实际土体渗透性的掌控

实际土体的渗透特性虽然勘察报告中均已由室内试验提交 k 值,但其误差往往达几倍,因而启东的较大工程,像吕四港的大唐电厂,连兴港的中远海工基地,均做了现场抽水试验,得出现场实用的渗透系数 k 及不同抽水深度的影响半径 R 值等等,设计施工使用起来很方便。

另外在松软土加固处治、基坑支护中尽可能使用降水,如何不用或少用止水结构方案,提供了新的思路。总之对土体渗流特性引起土体变形的特征,今后将要多加重视,千万不能忽视。

参考文献

- [1] 黄文熙主编《土的工程特性》[M],水利电力出版社,1984.10
- [2] [印度]S.普拉卡什著《土动力学》[M],水利电力出版社,1984.12

变形观测在藤州中学滑坡治理工程中的应用*

韦兴标 伍卫星 梁荣庆

(广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006)

[摘要] 结合工程实例,介绍工程测量在藤州中学滑坡治理工程施工中的应用,对地质滑坡进行变形观测,为滑坡治理工程施工提供科学的数据和施工指导,同时为滑坡运行状态的稳定性提供依据。

[关键词] 变形观测; 滑坡治理; 科学数据; 施工指导

前言

工程测量为建设工程提供了科学数据,为城市建设规划提供了依据,在建设工程中起到重要作用,而工程变形观测在工程建设中同样重要,尤其是在滑坡地质灾害治理工程施工中,其作用十分显著。我院在藤州中学滑坡治理工程施工中,变形观测为该滑坡治理工程施工提供了科学的数据,同时指导该滑坡治理工程施工。

工程概况

藤州中学滑坡位于藤州中学教学楼南侧挂榜岭的山坡上,东从变电站旁老冲沟起,西至校园足球场陡坡边,北距教学楼约6~10m,南至挂榜岭山坡中部;滑坡区地形南高北低,高程在121.27~64.00之间,东西宽约330m,南北长约150m,滑坡形态以条状及圈椅状为主。滑坡共有3个主滑方向,均近似正北方向,治理方案设计采用“地表排水+后锚式抗滑桩+锚杆+格构梁+挂网喷射砼+支挡桩板+拉裂缝夯填+生物护坡”等综合治理措施。该滑坡治理工程我院2005年3月进场施工,2006年5月全部完工。为了保证该滑坡在综合治理过程中的施工安全和治理后的安全运行,检验该滑坡综合治理的效果,必须对该滑坡运行状态的稳定性进行监测。

滑坡变形监测网的施测

1. 监测的主要技术依据

- (1)《工程测量规范》(GB50026-93);
- (2)《精密工程测量规范》(GB/T15314-94);
- (3)《建筑变形测量规程》(JGJ/T8-97);

* 收稿日期: 2009年2月

- (4) 国家三、四等水准测量规范 (GB12898-91);
 (5) 《藤州中学滑坡防治工程技术设计书》。

2. 建立合理的滑坡变形监测网

滑坡变形监测的主要内容包括水平位移和垂直位移监测两部分, 滑坡变形监测网由基准网点和变形观测点组成, 由于基准网点是作为今后长期进行滑坡变形监测的基础, 既要顾及其稳定性, 又要满足一定的密度且较靠近变形观测点, 以便于联测和相互检核。根据该滑坡的地形地貌及附近的建筑物分布情况, 我们建立了由 16 个点组成的三维滑坡变形监测网, 采用一级布网形式, 其中基准网点 5 个, 分别位于建成多年的教学楼、教工楼、学生饭堂和附近民房顶, 点号为 JZ1 ~ JZ5, 楼顶点位采用现浇 30cm×30cm×10cm 的混凝土标石, 中间埋设不锈钢螺杆作为观测标志; 变形监测点 11 个, 4 个位于抗滑桩顶部, 点号为 K1 ~ K4, 其余点位分别位于滑坡体的 3 个主滑方向上, 点号为 G1 ~ G7 (见附图: 藤州中学滑坡监测网点平面布置图), 变形监测点均埋设 20cm×20cm 混凝土标石, 埋深为 1 米, 中心埋设不锈钢螺杆作为观测标志。

3. 滑坡水平位移监测网的施测

(1) 施测的技术要求及方法

水平位移监测是滑坡变形监测最重要的部分, 由于全网最长边长为 358.6m, 最短边长为 46.5m, 平均边长仅为 162m, 因此水平位移监测网按《工程测量规范》(GB50026-93) 表 9.2.4 中水平位移监测三等 (即相邻基准点的点位中误差 $\leq \pm 6.0\text{mm}$ 、测角中误差 $\leq \pm 2.5''$ 、最弱边相对中误差 $\leq 1/40000$) 的精度要求进行施测, 基准网采用边角网形式, 变形观测点均采用前方交会法测定 (避免了因交会角的大小对点位精度的影响, 除 K1、K2 外均有第三个方向作为检查)。水平位移监测网使用经检定合格的日本产拓普康 GTS-602 (该仪器标称精度为 $2''$, $2\text{mm}+2\text{ppm}\times D$) 全站仪, 水平角按方向观测法观测 6 个测回、斜距对向观测各 2 测回 (每测回准一次读四次数)、基准网点垂直角采用中丝法对向观测 4 测回测定 (变形点垂直角单向观测 4 测回)。

(2) 施测达到的精度

水平位移监测网在平差计算前先进行内部符合精度检查, 其中三角形、多边形闭合差、大地四边形和中点多边形的极条件自由项均满足规范规定的限差要求; 全网共施测 39 条边长, 各观测边长经气象改正、仪器加常数、乘常数改正后再根据观测垂直角改算成水平距离, 其往、返较差均在 $\pm 2\text{mm}$ 之内, 其内部符合精度良好。

水平位移监测网的平差计算是利用《清华山维工程测量控制网平差软件 Nasew 95》在微机上进行的。平差后各项精度如下表所示:

观测日期	测角中误差	限差	点位中误差	限差
2005.3.30	$\pm 1.2''$	$\pm 2.5''$	$\pm 3.1\text{mm}$	$\pm 6.0\text{mm}$
2006.9.30	$\pm 1.9''$	$\pm 2.5''$	$\pm 2.5\text{mm}$	$\pm 6.0\text{mm}$
2007.3.30	$\pm 1.7''$	$\pm 2.5''$	$\pm 3.2\text{mm}$	$\pm 6.0\text{mm}$

4. 滑坡垂直位移监测网的施测

由于各监测网点均位于楼顶或滑坡体上,各点间相对高差较大,无法采用几何水准进行施测,因此垂直位移监测网只能按四等光电测距高程导线的精度进行施测。垂直位移和平面位移观测是同步进行的,垂直角使用拓普康 GTS-602 全站仪按中丝法对向观测 4 测回(变形点垂直角单向观测 4 测回)测定,仪器高与照准高用经检定合格的钢卷尺在观测前、后各量测一次,并量测至 1mm,两次量测互差不超过 2mm 取其中数。

各测站高差计算均加地球曲率和大气折光改正,直、反视高差之差及组成高程路线最大闭合差均满足相关规范要求。垂直位移监测网的平差计算是利用《清华山维工程测量控制网平差软件 Nasew 95》在微机上进行的。平差后各项精度指标均满足规范规定的相应等级的要求,平差后各项精度见表 1。

平差后各项精度 表 1

观测日期	最弱点高程中误差	限差	备注
2005.3.30	±1.8 mm	±2.0 mm	
2006.3.30	±1.9 mm	±2.0 mm	
2007.3.30	±1.6 mm	±2.0 mm	

测量观测成果见表2和表3

变形监测基准网点观测成果 表 2

点号	等级	X 坐标(m)	Y 坐标(m)	高程(m)	备注
JZ1	二等	2685883.2790	492716.8500	75.726	基准网点
JZ2	二等	2685850.9506	492885.2938	72.423	基准网点
JZ3	三等	2685699.1217	492927.9000	91.033	基准网点
JZ4	三等	2685660.3794	492838.4851	88.108	基准网点
JZ5	三等	2685655.7817	492792.1390	84.698	基准网点

各期变形点观测成果对照 表 3

点号及观测日期		X 坐标	Y 坐标	高程 H	备注
G1	2005.3.30	2685539.319	492967.342	112.660	
	2006.3.30	2685539.318	492967.340	112.659	
	2007.3.30	2685539.315	492967.343	112.657	
	位移量 mm	往 165°58'方向位移量 4.1mm		-3mm	
G2	2005.3.30	2685532.389	492921.735	109.592	
	2006.3.30	2685532.385	492921.734	109.590	
	2007.3.30	2685532.385	492921.738	109.589	
	位移量	往 143°08'方向位移量 5.0mm		-3mm	
G3	2005.3.30	2685516.247	492859.526	110.615	
	2006.3.30	2685516.248	492859.526	110.615	
	2007.3.30	2685516.243	492859.524	110.618	
	位移量	往 206°34'方向位移量 4.5mm		+3mm	
G4	2005.3.30	2685560.177	492831.939	87.494	
	2006.3.30	2685560.177	492831.938	87.494	
	2007.3.30	2685560.179	492831.937	87.496	

	位移量	往 315°00'方向位移量 2.8mm		+2mm	
G5	2005.3.30	2685529.209	492813.790	99.758	
	2006.3.30	2685529.208	492813.790	99.755	
	2007.3.30	2685529.208	492813.791	99.754	
	位移量	往 135°00'方向位移量 1.4mm		-4mm	
G6	2005.3.30	2685525.100	492734.293	102.889	
	2006.3.30	2685525.101	492734.294	102.889	
	2007.3.30	2685525.097	492734.295	102.888	
	位移量	往 146°19'方向位移量 3.6mm		-1mm	
G7	2005.3.30	2685478.654	492799.262	134.422	
	2006.3.30	2685478.653	492799.262	134.422	
	2007.3.30	2685478.652	492799.263	134.421	
	位移量	往 153°26'方向位移量 2.2mm		-1mm	
K1	2005.3.30	2685624.330	492893.921	74.393	
	2006.3.30	2685624.333	492893.921	74.394	
	2007.3.30	2685624.335	492893.920	74.395	
	位移量	往 348°41'方向位移量 5.1mm		+2mm	
K2	2005.3.30	2685619.389	492859.591	73.443	
	2006.3.30	2685619.391	492859.590	73.443	
	2007.3.30	2685619.394	492859.590	73.443	
	位移量	往 348°41'方向位移量 5.1mm		0	
K3	2005.3.30	2685614.287	492825.894	73.589	
	2006.3.30	2685614.289	492825.893	73.585	
	2007.3.30	2685614.292	492825.894	73.585	
	位移量	往 0°0'方向位移量 5.0mm		-4mm	
K4	2005.3.30	2685597.235	492799.477	73.111	
	2006.3.30	2685597.235	492799.478	73.111	
	2007.3.30	2685597.237	492799.476	73.113	
	位移量	往 333°26'方向位移量 2.2mm		+2mm	

根据上表的观测数据对比可知, 经过一年的监测, 各滑坡变形点在水平方向和垂直方向的位移均很小, 说明该滑坡在经过治理后达到了相对稳定的状态。

结束语

(1) 从滑坡变形监测网布网选点、施测、平差计算各环节中均严格按照规范中规定的技术要求进行作业, 从数据处理的结果来看, 在变形监测网网形、精度、可靠性、灵敏度及建网费用等方面均较为合理, 且达到了预期效果, 本滑坡变形监测网数据准确可靠。

(2) 综合治理施工期间, 尤其是大雨或暴雨期间, 应该加密对该滑坡的变形观测, 以便更好为施工提供变更观测数据, 以利采取应急预案应对滑坡突发性事件, 确保施工安全。

(3) 本滑坡治理工程变形观测是我院进行滑坡治理的首次尝试, 为我院在今后滑坡治理进行变形观测的依据。

冲击钻机在桥梁施工中的应用*

管智福¹ 郭飞龙² 袁文忠³

(1.浙江大成建设集团 杭州 310012 ; 2.浙江省丽水市庆元县公路养护中心 丽水 323800;
3.浙江大成建设集团 杭州 310012)

[摘要] 着重介绍了冲击钻的施工工艺及注意事项, 配制高质量的泥浆并掌握正确的施工工艺, 保持其机身稳定及吊绳的质量安全, 冲击钻适用广泛, 尤其是地质复杂的情况下应用进度较快

[关键词] 复杂地质; 进度快; 稳定; 安全

工程简介

杭州市留石快速路一期工程为城市快速路工程, C标段全长约429m。工程范围包括桩号K13+622.752~K14+051.467内所有桥梁工程、地面道路及排水工程。拟建项目位于杭州市北部地区, 地貌单元属杭嘉湖平原西南部。区内地形较平坦、开阔, 交通便利, 地面高程在3~6m, 路线地势向西略降低。

工程环境概况

1. 交通情况

现状石祥路两侧分布着大量临街店铺、企业及住宅区, 同时现状石祥路与多条丁字路相交, 交通流量较大, 对留石快速路的施工干扰非常大, 施工期间不得对交通造成大的影响, 必须确保畅通。

2. 地上、地下管线分布情况

因本工程位于杭州市北部, 石祥路沿线有雨水管、污水管、自来水管、煤气管、电力电缆、通讯电缆等各种地下管线, 同时沿线地上分布着较多高压线、低压线、通讯电缆、通信光缆及电杆等各类地上杆线, 施工时须注意对现状地下管线及地上杆线的保护。

3. 周边构建筑情况

周边红线范围边的建筑主要为临街店铺、住宅区及厂区, 在桩基、管线及基坑施工时要

* 收稿日期: 2008年12月

加强监测和保护,在地面以上结构施工中,要加强安全防范工作。另外,本段工程原地面为杭宣铁路下穿地下通道,道路两侧为挡墙,很大一部分桩基和承台处在挡墙位置,而挡墙下面有预制方桩基础,这将给施工带来很大难度。

(1) 地表水

流经拟建项目区的主要河流为安桥港河,大小河流纵横交错,地表水系发育,均属钱塘江水系。河水主要受大气降水补给,水流平缓。

(2) 地下水

地下水主要是第四系土层中的孔隙潜水和承压水以及下伏基岩中的孔隙、裂隙水。透镜状砂层为其主要储水层。地表水与地下水互为补给,径流速度缓慢。由于项目区地表水系发育,本区地下水水位埋深一般为0.2~2.5m。水位同时又受大气降水影响,动态波幅1~1.5m。深层承压水主要处于局部40.0m以下细砂、砾砂、圆砾层中

(3) 地层岩性

拟建场上部地层主要为浅海相沉积物,中下部为河湖沉积物,下部分布残破积相堆积物和河流相沉积物,下伏基岩主要为侏罗纪凝灰岩、安山玢岩。拟建场地地层可分为十一大层。本区下伏基岩主要为安山岩、凝灰岩,根据风化程度可各划分为以下三个风化带:

(10)-1 全风化安山玢岩:暗红色、紫红褐色,局部见灰白色,手易掰碎,风化成土状,铁质浸染,裂隙一般发育,层顶高程为-10.70~-38.52m,层厚0.4~6.8m。

(10)-2 强风化安山玢岩:暗红色、紫红褐色、灰色,局部见灰白色,手不能掰碎;母岩成分已部分风化,局部铁质浸染,裂隙一般发育,夹有弱风化岩块,岩芯呈碎块状为主,锤击易碎,层顶高程为-11.79~-45.88m,层厚0.3~13.9m。

(10)-3 弱风化安山玢岩:紫灰色、灰红褐色,斑状结构,块状构造,岩芯主要呈碎块状、短柱状,锤击不易碎、清脆,岩石单轴抗压强度较大,为较硬岩~坚硬岩,上部岩石较破碎,下部相对完整,裂隙一般发育,岩体基本质量等级为II~III级,可细划分为霏细岩、安山玢岩、英安玢岩等,层顶高程为-11.09~-54.21m,层厚大于2.2m,未揭底。

(11)-1 全风化凝灰岩:暗灰色、紫褐色,局部见灰白色,手易掰碎,风化成土状,铁质浸染,裂隙发育,夹强风化基岩,层顶高程为-25.47~-55.27m,层厚0.4~15.2m。

(11)-2 强风化凝灰岩:暗红色、紫红褐色,局部见灰白色,手不易掰碎;母岩成分已部分风化,局部铁质浸染,裂隙一般发育,夹有弱风化岩块,岩芯呈碎块状,锤击易碎,层顶高程为-26.37~-66.17m,层厚0.9~14.5m。

(11)-3 弱风化凝灰岩:紫灰色、灰红褐色,含砾凝灰结构,块状构造,岩芯呈短柱状、柱状,锤击易碎、清脆,岩石单轴抗压强度平均值16.9MPa,为较硬岩,上部岩石较破碎,下部相对完整,裂隙发育,岩石为主要蚀变凝灰岩,部分为熔结凝灰岩,岩体基本质量等级为III级,层顶高程为-31.27~-68.69m。

钻孔桩施工

本工程共有钻孔桩104根,其中高架桥主墩直径 ϕ 1.5米钻孔桩52根,两侧边墩直径 ϕ 1.2

米钻孔桩各 26 根,共 52 根。根据设计要求当设计孔深大于 20 米时桩底嵌入弱风化岩层不得小于 50cm,当设计孔深小于 20 米时一倍桩径桩底嵌入弱风化岩层不得小于一倍桩径,循环钻钻进速度快、成孔好、清孔干净,但怕硬岩层及孤石、卵石;冲击钻适用广泛,但速度慢、成孔质量不高考虑地质情况及施工要求,要求小于 20 米桩入弱风化 1.2—1.5 米,所以采用冲击钻成孔。

1. 冲击钻钻孔灌注桩施工工艺

钻孔灌注桩的施工顺序为:初步放样→处理障碍物→恢复定线→护筒埋设→钻孔→成孔检测清孔→下钢筋笼→下导管→砼浇注

(1) 初步放样:施工前先修路、清除桩基位置的杂草和淤泥,换填山皮土并刮平压实,使施工机具顺利进出,能保证钻机在施工中平稳,然后根据设计提供的导线点(经导线复测闭合后)及水准点用全站仪及水准仪定位,桥墩中线在桥轴线方向上的位置中误差不应大于 $\pm 15\text{cm}$,放样后用钢尺校核。

(2) 处理障碍物:本工程中很大一部分工程桩位置处在道路两侧的挡墙位置,并且据了解原挡墙位置下面有预制方桩基础,此外,桩基位置紧邻道路边,桩机就位的位置也是个问题,本工程采用在路边架设贝雷架,经过计算使架设后高度基本与挡墙相平,同时对已架设的贝雷架进行稳定性加固,以保持贝雷架的稳定性,以便桩机在施工过程中保持稳定。

(3) 护筒埋设,恢复定线:护筒埋设是重要一环,起到定位、导向,靠筒内水位和泥浆比重使孔内水压大于外部水压,防止塌孔,护筒内径比桩径大 200—400mm,护筒高度宜高出地面 0.3m 或水面 1.0—2.0m,护筒底部和四周所填粘质土必须分层夯实,护筒顶高出地面 0.3m,埋设时位置要准确,护筒要竖直。护筒中心竖直线应与桩中心线重合,平面允许误差 50mm,竖直线倾斜不大于 1%,护筒顶部焊加强筋和吊耳,开出水口,钻进过程中要经常检查是否发生偏移和下沉,并及时纠正。

本工程中,经过初步放样后要先对挡墙进行破除,而后对桩位位置 1.5 米半径范围内下面的基础进行探查,有方桩基础的要先对方桩基础进行处理,以防止在冲击锤施工中被方桩基础影响出现偏锤等现象,影响施工进度和桩机的稳定性。在对挡墙破除过程中发现有较大的渗水现象,这又给施工带来难度,渗水较大会造成在施工中难以控制泥浆比重,对桩的质量影响较大,经过项目部与甲方、监理方多次讨论仔细研究后,最后采用对渗水一侧用混凝土挡板对挡墙边侧进行加固并预埋排水管,既保证了土方不坍塌又保证了水的集中流出,这样才保证了该位置处桩基的施工

2. 泥浆的配制

为保证中层易液化坍塌砂质层的成孔质量和最终能将孔底清理干净,对泥浆的比重与粘度制定了严格的指标,经过 10 余次的泥浆配比试验,决定采用当地的膨润土,泥浆配和比为水:膨土:粘土:NaOH:CMC=1000:100:60:1.5:1.5。配制的泥浆比重为 1.06—1.10;粘度 18—22Pa.s;含砂率 0.3%—0.5%;PH 值 8—10,胶体率 95%—98%;静切力 1.1—1.3;失水率 13—15ml。泥浆的好坏是成孔质量的重要保证之一,由于配置了高质量的泥浆,在长期停钻的情况下,沉积物很少,此外,优质的泥浆可使孔壁形成一层粘性好、密度大渗透性

差的泥皮, 这层泥皮可防止孔内泥浆外渗, 大大减缓孔内水头降低的速度, 这也是使孔壁稳定的有效措施。

3. 冲击钻钻孔注意事项

(1) 钻机就位前, 应对钻孔前的各项准备工作进行检查, 包括主要机具设备的检查和维修, 钻机就位后应平稳, 不得产生位移和沉陷, 开孔的孔位必须准确。

(2) 冲锥的钢丝绳同钢护筒中心位置偏差不大于2cm, 升降锥头时要平稳, 不得碰撞护壁和孔壁。

(3) 钻孔作业必须连续, 并作钻孔施工记录, 经常对钻孔泥浆进行检测和试验, 不符合要求的随时改正, 注意补充新拌的好泥浆, 在整个施工过程中, 泥浆的损失较小, 水头始终保证在2m左右, 有效地防止了孔壁坍塌、埋钻头的现象发生, 确保了钻孔桩的成孔质量和成孔速度。

(4) 钻进过程中, 每进5—8尺检查钻孔直径和竖直度, 注意地层变化, 在地层变化处捞取渣样, 判明后记入记录表中并与地质剖面图核对。根据实际地层变化采用相应的钻进方式, 在钻至中层易液化砂层时, 钻进速度必须放慢, 以确保成孔质量。

(5) 冲击钻应用小径钻钻到深度后, 用大径钻扩孔, 钻管内的泥渣和泥浆经常倒出, 在钻孔排渣, 提钻头除土或因故停钻时, 应保持孔内水头和要求的泥浆指标。

4. 成孔检测、清孔

成孔检测: 成孔检测一般包括孔的中心位置、倾斜度、钻孔底标高、深度、直径、护筒顶标高等。孔的中心位置应在 $\pm 100\text{mm}$ 范围内, 孔径 $>$ 设计桩径, 倾斜度小于1%, 孔深不小于设计规定。

清孔

(1) 只有成孔检测合格后才可清孔。清孔方法一般有换浆、抽浆、掏渣、空压机喷射等。本工程采用空压机喷射方法, 采用高压泵向孔底射浆, 用水下填充导管进行空气反循环清孔。喷射压力适中(0.8—1Mpa), 使孔底及边角处的钻渣也能随之吸出, 并注意射浆管必须插到孔底, 射浆管的插入深度不到位就会引起喷射塌孔。

(2) 清孔指标有孔内泥浆性能指标及沉淀厚度, 实际工作中通常只测泥浆比重1.03—1.1, 沉淀厚度 $< 30\text{cm}$, 即满足清孔标准。

(3) 钢筋笼安放至设计标高后, 如泥浆指标及沉淀厚度超出标准, 应进行第二次清孔, 直至达到标准。不能用加深钻孔深度的方法代替清孔。

灌注水下砼及应注意事项

(1) 灌注水下砼是钻孔桩施工的重要工序, 必须经过成孔质量检测和清孔检测(包括泥浆指标和沉淀厚度检测等)合格后, 方可进行灌注工作, 如沉淀量超标, 应再次清孔, 但应注意孔壁的稳定, 防止塌孔。灌注的时间控制在初凝时间内2.5h。

(2) 首批砼的数量必须保证导管初次埋深 $\geq 1\text{m}$ 和填充导管底部的需要。首批砼拌和物下落后, 砼应连续灌注, 在灌注过程中, 导管的埋置深度宜控制在2—6m。

(3) 砼拌和物运至灌注地点时,应检查均匀性和坍落度等,如不符合要求,应进行二次拌和,二次拌和达不到要求,不能使用。

(4) 首批砼灌入孔底后,立即测探孔内砼面高度,计算出导管内埋置深度,如符合要求即可正常灌注,如发现导管大量进水,表现出现事故,按应急方法处理。

(5) 灌注开始后,应紧凑、连续地进行,严禁中途停工。在灌注过程中,要防止砼拌和物从漏斗处掉入孔中,使泥浆内含有水泥而变稠凝结,而使测深不准确。灌注过程中应注意观察管内砼下降和孔内水位升降情况,及时测量孔内砼面高度,正确指挥导管的提升和拆除。

(6) 导管提升时应保持轴线竖直和位置居中,逐步提升,如导管法兰卡钢筋骨架,可移动导管,使其脱离钢筋骨架后,移到钻孔中心。

(7) 当导管提升到法兰接头露出孔口以上有一定高度,可拆除1节和2节导管,(视每节导管和工作平台距孔口高度而定)。此时,暂停灌注,先取走漏斗,重新卡牢井口的导管,然后松开导管的接头螺栓,同时将起吊导管用的钩钩挂上待拆的导管上端的吊环,待螺栓全部拆除后,吊起待拆的导管,徐徐放在地上,然后将漏斗重新插入井口导管内,校好位置,继续灌注。

(8) 拆除导管动作要快,时间一般不宜超过15分钟,要防止螺栓、橡胶垫和工具等掉入孔中,并注意安全。已拆下的管节要立即冲洗干净,堆放整齐。

(9) 在灌注过程中,当导管内砼不满含有空气时,后续砼要徐徐灌入,不可整斗地灌入漏斗和导管,以免在导管内形成高压气囊,挤出管节间的橡皮垫,而使导管漏水。

(10) 当砼面升到钢筋骨架下端时,为防止钢筋骨架被砼顶托上升,可采取以下措施:尽量缩短砼总的灌注时间,防止顶层砼进入钢筋骨架时,砼的流动性过小。当砼面接近和初进入钢筋骨架时(1m左右),应保持较深埋管,并徐徐灌入,以减小砼从导管底口出来后向上的冲击力,当孔内砼面进入钢筋骨架底口4m以上时,适当提高导管,减少导管埋置深度(不得小于1m),以增加骨架在导管底口以下的埋置深度,从而增加砼对钢筋骨架的握裹力。导管提升到高于骨架底部2m以上,即可恢复灌注速度。

(11) 在灌注将近结束时,由于导管内砼柱高度减小,超压力降低,而导管处的泥浆及所含渣土稠度增加,比重增大,如出现砼顶升困难时,可在孔内加水稀释泥浆,并掏出部分沉淀物,使灌注顺利进行。在拔出最后一段长导管时,拔管速度要慢,以防止桩顶沉淀的泥浆挤入导管,形成泥心。

(12) 在灌桩时,每根桩应做3组试块,施工单位二组,监理一组,强度测试后,如不合格,要及时提出报告补救处理。

(13) 有关砼灌注情况,各灌注时间,砼面的深度,导管埋深,导管拆除及发生的异常现象应由专人进行记录。

结论

冲击钻钻孔灌注桩是近年来桥梁建设中采用的基本方法之一,尤其是复杂地质条件下采用该工艺施工进度的确有其优点,冲击钻机施工过程中集重量于最前端,所以桩机的机身下

面的地面基础要求略好点以保证桩机施工中反复的锤击过程中保持好机身稳定性;另外,怎么掌握好冲击钻钻孔灌注桩的施工工艺及病害的处理也是难题之一,冲击钻施工过程中的泥浆的掌握也是关键的技术指标;另外,冲击钻机施工过程中危险性较高,故施工前对锤头及钢丝绳的仔细检查也是非常重要,安全始终是高于一切的。总之,采用正确的冲击钻钻孔工艺和配制高质量的泥浆、正确的灌注水下混凝土的方法是冲击钻机施工过程中的控制要点,相信控制了以上技术要求并加以经验累积,该工艺的前景和市场还是很广阔的。

参考文献

- [1] 顾晓鲁,钱鸿缙,刘惠珊,汪时敏 《地基与基础》[M]. 中国建筑工业出版社 2007、8
- [2] 张忠亭,丁小学 《钻孔灌注桩设计与施工》[M]. 中国建筑工业出版社 2007、2
- [3] 北京土木建筑学会 《地基与基础工程》[M]. 冶金工业出版社 2008、1
- [4] 吴迈,李雨润,骆中钊 《地基基础》[M]. 化学工业出版社 2008、10
- [5] 杨玉衡,邵传忠,耿小川 《市政桥梁工程》[M]. 中国建筑工业出版社 2007、8

第九届全国桩基工程学术会议一号通知(征文)

第九届全国桩基工程学术会议将于2009年8月19~21日在兰州召开。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会、中国工程建设标准化协会地基基础专业委员会、甘肃省土木建筑学会地基基础学术委员会主办。除常规议题外,本届会议将侧重研讨特殊土地和特殊环境下的桩基工程,论文集将由中国建筑工业出版社正式出版发行。

热忱欢迎全国各地从事桩基工程的同行踊跃投稿。投稿要求:未公开发表,文责自负;论文字数,不超过8000字(含图表、公式),格式要求可来电联系;来稿请注明作者详细通讯地址、E-mail及联系电话。截稿日期:2009年3月31日前。寄2份纸质稿件,同时提供电子文本。邮寄地址:北京市北三环东路30号中国建筑科学研究院地基所李大展,邮编:100013,电话64517585.E-mail: lidazhan22@163.com。

(李大展)

旋挖钻机在桥梁施工中的应用*

郭飞龙¹ 管智福² 袁文忠³

(1. 浙江省丽水市庆元县公路养护中心 丽水 323800; 2. 浙江大成建设集团 杭州 310012 ;
3. 浙江大成建设集团 杭州 310012)

[摘要] 根据实际工作经验介绍了进口旋挖钻机在桥梁基础桩施工中的工艺流程及工作注意事项,还对旋挖钻机的施工优点进行了介绍,成孔效率高、自动化程度高、成桩质量好、噪声污染小。

[关键词] 旋挖钻机;效率高;质量好;自动化程度高

哈尔滨市三环路跨202国道互通立交桥工程是哈尔滨市重点建设工程项目之一,地处太阳岛风景区,毗邻新建市政府。本工程主桥两座:长589米,宽13米;辅道桥两座:长575~595米,宽8.5~16.75米;匝道桥四座:长125~405米,宽8~10.3米。本工程路线长,工程量大,工期相当紧(只有6个月)本工程共有 $\phi 1200\text{mm}$ 钻孔桩358根。

设备选型

根据路段的工程地质特点及实际情况,并结合以往工程施工经验,对这两段施工范围内的钻孔桩选用RT3-ST进口钻机2台、GPS-10型钻机共6台。钻机采用正循环成孔工艺施工,供浆泵选用3PN泵,回浆泵选用4英寸泥浆泵,钻机移位及吊放钢筋笼采用20T履带吊机及16T汽吊,导管采用 $\phi 250$ 快速钢丝接头型及丝扣接头型导管,单节长度为2.5m。

进口RT3-ST钻机施工方法

1. 场地的布置

施工现场根据地形情况进行合理安排,应全面考虑,包括:平整场地,施工便道,水、电运输、机械设备材料的到位,泥浆排渣等工作都要进行综合布置安排,必须全面满足施工工作的要求。

2. 施工工艺流程

灌注桩是一项地下施工工序多,精确度高,质量要求高,施工时间短,工作连续不间断的一种地下隐蔽工程,要保证工程质量,在施工前应根据施工项目质量计划的组织方案从严要求,

* 收稿日期:2008年12月

合理地安排施工流程,以便指挥现场施工。

(1) 桩位放样

桩位放样测量定位选用全站仪,工程测量基准点用混凝土浇筑固定,并安装防护标志,防止重车碾压和重物碰撞而产生移位,基准点安设在视线范围内的不产生变形的物体上,测设点用混凝土加以保护。在测定桩位前,先复核基准点,进行闭合测量。搞清基准点与红线之间的关系,测量结果符合误差允许范围后,再测定桩位。测定桩位分以下三次进行:第一次测量在挖埋护筒前测量一次,第二次测量在埋设好护筒后复测一次,使护筒中心与桩位中心偏差不大于50mm,并做好桩位中心标记,然后用水准仪测量护筒顶标高,做好测量记录,第三次定位检查测量,在钻机就位后进行,检查钻机机头中心是否对准桩位中心标记。

(2) 钻机就位

钻机就位质量好坏关系到桩位和钻孔垂直度的准确与否。钻机全部为仪表数字显示,所以能确保钻杆垂直及钻机发动机的水平及主机的稳固可靠。

(3) 埋设护筒

钻机定位、调平后,校正钻杆垂直度符合要求后,开始钻孔。先在钻斗上装一把刮刀,调整尺寸,当钻至4~5米深时,下放护筒,护筒埋设应符合以下要求:护筒的埋设:一般护筒的直径比孔直径大100mm~150mm,每节的长度为1.5m~2.0m,用8mm~16mm的钢板加工成型,总长度应满足比地下水高出2m,根据施工现场经验,一般地质护筒的高为1.5m~2.5m为宜,由人工埋设护筒再由旋挖钻配合完成较好。旋挖钻在埋设护筒时,由人工、机械配合完成,主要利用钻头的挤压方法作调整,精确度高。

① 桩位中心线偏差不大于5cm;

② 护筒通常要高出地面0.5m,以保持孔内泥浆高出地下水位至少1m以上。

(4) 成孔

护筒埋设后,取下刮刀,校核钻杆垂直度和中心位置后即下钻取土,钻机操作可根据地质情况不同调整钻进参数(钻压、转速)。钻孔中取出的土直接倒到东风自卸车,后运至指定的集土坑,同时及时向孔内补充优质泥浆,保持液面高度。重复上述工作,直至到设计标高为止。成孔垂直度控制在1%内。

(5) 护壁

钻机成孔时,因地层压力的影响,使钻孔孔壁易变形,泥浆可以控制其变形发生。根据本工程地质情况,含较厚的砂土层,故其护壁性能要强,为保证孔壁的完整性,将采用优质泥浆,确保泥浆的性能指标,防止孔壁的缩进和坍塌。

①根据地质资料及以往的施工经验,泥浆配合比运用:

膨润土率为	12%
CMC为	1.2%
Na ₂ CO ₃ 为	4%

②新拌泥浆应符合下列要求:

项目	单位	指标范围	测试方法
粘度	S	18~22	粘度仪
比重	g/cm ³	1.04~1.06	比重计
含砂率	%	1~4	洗砂器
失水量	ml/30min	<30	失水仪
PH量		7~9	PH试纸

③灌桩时的回收浆，用泵直接泵回沉淀池内，当泥浆指标达到废弃值时，将泥浆泵入废浆池，用汽车外运处理。

废浆指标

粘度>40S 比重>1.35g/cm³

含砂率>7% PH>13

④灌桩时的回收浆先放入沉淀池沉淀，测试指标后进行调整达到要求方可使用。

粘度<30秒 比重 1.15~1.20g/cm³ PH值 7~9

3. 钻孔施工

(1)旋挖钻进成孔工艺：旋挖成孔首先是通过底部带有活门的桶式钻头回转破碎岩土，并直接将其装入钻斗内，然后再由钻机提升装置和伸缩钻杆将钻斗提出孔外卸土。

(2)旋挖机调平、对正后开始挖孔，钻孔时通过显示器记录钻机钻头的原始位置，钻进时操作人员可通过显示器监测钻孔的实际工作位置、每次进尺位置及孔深位置。

(3)挖孔时必须按照操作规程进行操作，并随时监控钻具的垂直度，如有偏差及时调整，以保证钻孔的垂直度。钻孔时要及时清运孔口出渣，避免妨碍钻孔施工、污染环境。在粘土及软岩段使用筒状旋挖斗钻进，在较硬的岩层则先使用短螺旋钻头钻进，再用筒状旋挖斗钻进。孔达到预定钻孔深度后用筒状旋挖斗清除孔底渣土，并用重锤、米绳测量孔深及虚土厚度（虚土厚度等于钻深与孔深的差值）。

(4)在旋挖工程中，根据地质情况应缓慢注入泥浆，成孔后迅速注入泥浆用来平衡土体压力，保证孔壁稳定。

(5)旋挖钻机钻进施工时及时填写《钻孔记录表》，主要填写内容为：工作项目，钻进深度，钻进速度，及孔底标高。根据旋挖钻机钻孔钻进速度的变化和土层取样认真做好地质情况记录，绘制孔桩地质剖面图。旋挖钻机孔桩地质剖面图与设计不符时及时报请监理现场确认，由设计单位确定是否进行变更设计。

(6)成孔检查：成孔达到设计标高后，对孔深、孔径、孔壁、垂直度等进行检查，不合格时采取措施处理。经质量检查合格的桩孔，及时灌注混凝土。

(7)清孔：清孔是钻孔灌注桩施工保证成桩质量重要环节，通过清孔确保桩孔的质量指标、孔底沉渣厚度，以使桩灌注前孔底沉渣厚度符合要求，保证桩成柱质量。

4. 桩的灌注

(1)灌注前准备工作

本工程采用商品砼,在砼灌注之前应保持道路畅通,在砼灌注之前准备好一切砼灌注工作所需的物件和准备工作。

(2) 砼灌注

①根据不同的孔深,配置导管长度,导管下口伸至距孔底 0.3~0.5m 处,导管放置时,力求导管中心与桩孔中心一致以减少灌注阻力。

②混凝土采用商品混凝土,保证初灌量,同时灌砼时要保证砼灌注的连续性。

③隔水栓采用铁板闷盖或球内胆,禁止使用砂包或其它代用品。

④水下混凝土坍落度为 $20\pm 2\text{cm}$,扩散度大于 35cm,砂率不小于 40%。

⑤导管埋深控制在 2~6m 之间,混凝土灌注速度不小于 $20\text{m}^3/\text{h}$,灌注时间不超过 4 小时。

⑥每根桩应及时做好砼试块及测量砼坍落度,每根桩试块不小于一组,坍落度测量不小于 2 次。

⑦灌注过程中要定时测量混凝土面高度并做好记录。

⑧为确保桩顶部位质量,保证导管有 2m 以上的埋深,应控制砼最后一次的灌注量,以确保桩顶质量,桩顶超灌长度不小于设计要求,灌注完毕后及时回填桩孔。

旋挖钻机成孔优点

旋挖钻孔设备,具有功率大,钻孔速度快,自动化程度高,移动灵活方便,定位准确,节约劳动力,生产安全,工作方便,环保性能好,噪声小,工作效率高,节约时间,降低施工成本的特点。

1. 旋挖钻机施工特点

(1) 该站旋挖施工采用意大利组装生产的 RT3-ST 型旋挖钻机,该机可一机多用,实现多种钻进方式,该设备对各种不同地质的硬黏土、软亚黏土、硬黏土适应性强,钻进效率高;

(2) 设备性能先进,自动化程度高,劳动强度低,对桩孔直径可选范围大,孔壁稳定,清孔彻底,成孔质量好,与砼运输设备配合;

(3) RT3-ST 型旋挖钻机为全液压自行式钻机,且配备了电脑控制程序,自身调整各项技术指标,保证钻机的孔位、垂直度、孔径、孔深等各项技术指标全部达到规范和设计要求;

(4) 旋挖钻机机、电、液一体化高度集中,结构紧凑、操作灵活方便,机械化、自动化程度高,施工现场内可自行移动、自立桅杆,移动、对孔位方便、快捷,采用伸缩式钻杆,节省人力和加接钻杆的辅助时间。

2. 钻进效率高

(1) RT3-ST 型旋挖钻机可根据底层情况配置不同的钻头,配备自封底活门的桶式钻头、短螺旋钻头可钻地层广,该设备具有功率大、扭矩大并可以根据底层情况自动调整,对不同的地质情况适应性强,适用广泛,移动方便,定位准确,自动化程度高,机内配有现代设备,操作精确度高;

(2) 钻头直接从孔内提取岩土,钻进速度快,钻孔深度大,适应桩径变化等特点,清孔彻底,速度快,自身有起吊功能。功率高,现场与砼施工配合协调,与砼罐车配合运输方便顺利,大桥基桩成桩后对全部基桩进行无破损检测,优良率达到 90% 以上

3. 成桩质量好

(1) 旋挖钻进对地层扰动小,形成的孔壁为粗糙型有利于增加桩侧摩擦阻力,孔底沉渣少,易于清孔,提高桩端承载力。

(2) 微电脑系统控制桩体坐标、桩孔垂直度、桩孔深度,具有定位准确、对偏差校正方便等优点。

4. 环境污染小,生产安全

旋挖施工可为干式或无循环泥浆(清水成孔)钻进,施工场地清洁,环境污染小;旋挖钻进振动小、噪音低,能够满足城市施工对环保的要求。环境适应性强,自身功率大,特别适用于供电不足的现场施工,而且不污染环境,施工噪声低,工作现场规范,是目前国内同等设备效率较高,可以在同等条件下优先使用的一种设备。

旋挖钻机的注意事项

1. 施工中的注意事项

(1) 由于钻机设备较重,施工场地必须平整、宽敞,并有一定硬度,避免钻机发生沉陷。

(2) 钻机施工中检查钻斗,发现侧齿磨怀,钻斗封闭不严时必须及时整修。

(3) 泥浆初次注入时,垂直向桩孔中间进行入浆,避免泥浆沿着护筒壁冲刷其底部,致使护筒底部土质松散。

(4) 因粘土层中钻进过深易造成颈缩现象,在钻机施工时应严格一次钻进深度。

(5) 钢筋笼或探孔器向孔内放置时,应由吊车吊起,将其垂直、稳定放入孔内,避免碰坏孔壁,使孔壁坍塌,在砼浇筑时出现废桩事故。

(6) 根据不同地质情况,必须检测清孔后灌注砼时泥浆性能指标,确保泥浆对孔壁的撑护作用。

2. 钢筋笼的制作和安放

(1) 控制钢筋的种类、钢号及规格、尺寸符合实际要求。主筋、架立筋、箍筋的间距符合设计要求,主筋不应设弯钩。

(2) 钢筋笼的长度应符合设计要求。钢筋笼在搬运、存放过程中不应变形。

(3) 钢筋笼入孔前必须进行清孔,确保钢筋笼安放到设计标高。钢筋底在安放入孔要对准孔位,应避免碰撞孔壁,垂直缓慢方入孔内,入孔后应立即采取措施固定好位置。

3. 卡埋钻的情况处理

卡埋钻是旋挖钻机最易发生的施工事故,因此,施工过程中应采取积极主动的措施加以预防。当钻机施工时出现卡埋钻现象时,采取切实可行的措施及时进行处理。

处理卡埋钻的方法如下:

(1) 直接起吊法:采用吊车直接向上起吊即可。

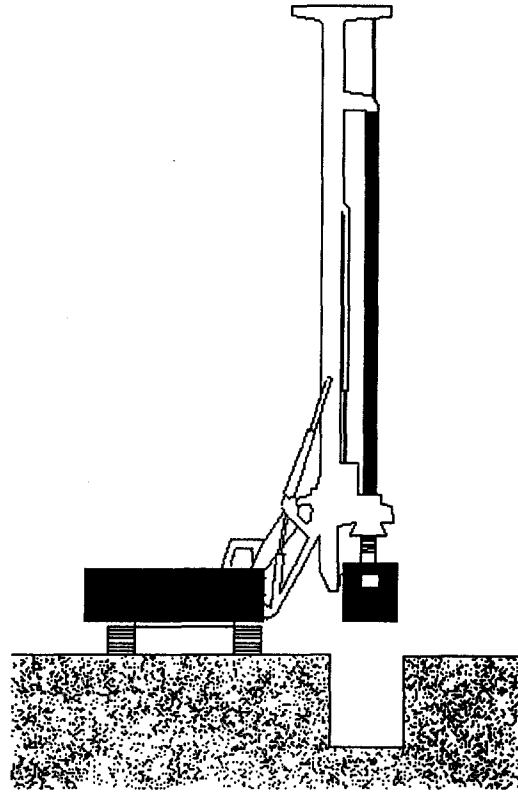
(2) 钻斗周围疏通法:即用水下切割或反循环等方法,清理钻筒周围沉渣,然后起吊即可。

旋挖钻机旋挖施工情况总结

旋挖钻在埋设护筒时,由人工、机械配合完成,主要利用钻头的挤压方法作调整,调整方便、精确度高。微电脑控制对孔位、垂直度、孔径、孔深等各项技术指标有自调整能力,能够确保达到规范和设计要求。经现场监测孔位偏差均不大于20mm,垂直度偏差全长小于30mm。该设备回转变矩大并可根据底层情况自动调整,配备不同钻头,能够适应不同地层钻进施工,在土层、砂层钻进速度达10m/h,在粘土层可达4-6m/h,在微风化岩层钻进速度在1-2m/h。

综上所述,钻孔灌注桩的整个施工过程都是隐蔽工作,每道工序都必须从严要求,保证施工质量,任何一道工序出现问题都将带来严重的后果。因此,要保证钻孔灌注桩的施工质量,必须选择先进的设备,合格的施工人员,严格把握每道工序质量,现场指挥人员具有周密的组织协调能力,有高度的责任心,各部门全面配合,做到精益求精,才能保证施工。

机器施工简图如图:



参考文献

- [1] 赵绎钧 王伟 李万秋《弱风化硬岩中大口径旋挖钻机钻进新工艺实例分析》[J].工业建筑出版社:2005年1期
- [2] 刘瑞臣 焦卫兵《旋挖钻进工艺在青藏铁路施工中的应用》[J].探矿工程 2003年05期
- [3] 张新彬《旋挖干取土法在钻孔灌注桩施工中的应用》[J].铁道标准设计 2005年02期
- [4] 韩金亭《大口径旋挖钻机在桩基施工中的技术优势》[J].西部探矿工程 2002年03期
- [5] 肖建平《桥梁工程施工》[M].机械工业出版社:2007.6

一题一议

主持人: 龚晓南

也谈土力学中的压缩模量 E_s *

童小东

(东南大学土木工程学院 南京市 210096)

拜读了“岩土工程界”2005年第2期“岩土论坛”中陈津民先生的“土力学中的 e 、 a 和 E_s ”一文以及由其引发的若干后续文章,感觉很有意思,这个问题在网络的一些论坛上也曾有过网友的热烈讨论,在此我将以前在网上发表的一些观点阐述一下。

我认为这个问题的关键在于对压缩试验的数据处理时定义应变的参照高度到底应该采用 h_0 (试样的初始高度) 还是 h_1 (试样在某一级压力 p_1 作用下变形稳定后的高度), 所以并不是原则性的问题, 而是一个参照系的选取问题。因为在土力学关于压缩模量的定义中并未明确指出参照高度应该取哪一个, 所以主要在于个人如何理解。

举个例子, 一个小厂的产值一月份为 10 万元, 二月份为 20 万元, 三月份为 30 万元, 如果你以一月份为参照, 三月份的产值是一月份的 3 倍, 而如果我以二月份为参照, 那三月份的产值就是二月份的 1.5 倍, 哪个错了? 都没错啊。

从使用的角度考虑, 采用 h_0 要更为方便一些, 《土工试验方法标准》(GB/T 50123-1999) 中也正是这样考虑的。

但是, 我们要知道, 在土力学中定义压缩模量的主要用途到底是什么? 如果是用于计算地基土体在自重应力所引起的变形稳定后由附加应力所引起的附加变形, 那么在压缩曲线上此问题的研究起点必定应为 (e_1, p_1) , p_1 为自重应力, e_1 为 p_1 所对应的孔隙比。那么在对压缩试验的数据处理时采用 h_1 作为参照高度则应该是完全正确的。因为在室内压缩试验中所谓的试样初始高度 h_0 是对已经经过卸荷回弹 (取样的扰动暂且不谈) 的土样而言的, 而处于原始应力状态的土体则承受着上覆土重引起的自重应力, 如果该土体在自重应力作用下已变形稳定, 那其变形只能由外界荷载引起的附加应力所导致, 所以土体压缩性研究的压力段应为自重应力 (p_1) ~ 自重应力+附加应力 (p_2) 这一段, 相应的孔隙比即为 e_1 与 e_2 。变形研究的起点也就应该是 $e-p$ 曲线上的 (e_1, p_1) 点。

* 收稿日期: 2008年12月

参考文献

- [1] 陈津民.土力学中的 e 、 a 和 E . [J].岩土工程界, 2(2005).
- [2] 王运霞.质疑“土力学中的 e 、 a 和 E ”一文[J]. 岩土工程界, 6(2005).
- [3] 陈津民.二谈土力学中的 e 、 a 和 E [J]. 岩土工程界, 1(2006).
- [4] 苏彦.也谈土力学中的压缩模量 E ——兼与陈津民先生讨论[J]. 岩土工程界, 2(2006).
- [5] 周景星.也对地基沉降计算中的 e 、 a 、 E 谈点看法[J]. 岩土工程界, 4(2006).
- [6] 陈津民.三谈土力学中的 e 、 a 和 E . [J]. 岩土工程界, 7(2006)

简讯

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》 (DB33/1051-2008)

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)已由浙江省建设厅发布实施。《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)章目为:总则,术语、符号,基本规定,水泥搅拌桩复合地基,挤密砂石桩复合地基,强夯置换碎石墩复合地基,低强度桩复合地基,钢筋混凝土桩复合地基,长短桩复合地基,桩网复合地基,其它类型复合地基。第四章至第十章每章包括四小节:一般规定,设计,施工,检测与检验。第十一章其它类型复合地基包括:旋喷桩复合地基,灰土挤密桩复合地基,夯实水泥土桩复合地基,石灰桩复合地基。

本规程较好的吸取了国内外近年来发展和应用的复合地基新形式、新工法、新工艺,较好的反映了近年来国内外在复合地基领域的科研成果,具有较好的前瞻性。

规程主编单位浙江大学土木工程学系,主要起草人龚晓南等。

如需购买,联系电话:0571-87952077,联系人:顾霞萍

地址:杭州文二西路489号颐景园综合楼703室地基处理编辑部,邮编310012

译文

软土隧道上的浮力效应*

“Buoyancy of tunnels in soft soils”By A. VERRUIJT and O. E. STRACK

邓以亮译; 周建校

译自: Geotechnique 58, No. 6, P513 - 515.

前言

在软土中成功修建暗挖隧道是20世纪土木工程的重大学术成就之一。这种施工方法最大程度地减小了环境影响,尤其是在建筑密集区域,但是它对隧道周围应力场仍然有扰动,隧道周围的土体也会有变形。由于隧道前方的开挖,以及挖掘机械的体积大于隧道内体积,隧道顶部地面会出现沉降。在隧道构件和土体之间注浆可以减小后一种因素的影响,但是经验发现隧道顶部仍有沉降发生。土体损失分析中最简单的问题是计算由于柱形空腔半径减小引起的变形。目前已经提出了很多方法考虑土体损失引起的地表沉降,如假设土体为弹性或弹塑性的解析方法,采用高级土体本构模型的数值方法,以及采用假设沉降曲线的经验方法(Peck, 1969)。大多数弹性方法(Sagaseta, 1987; Verruijt & Booker, 1996)中只考虑半平面上圆环的变形,忽略了其他因素的影响。有学者(e.g. Loganathan & Poulos, 1998)发现,采用弹性方法预测得到的沉降曲线的宽度是工程实践中观测到的沉降曲线宽度的2倍。所以为了提高预测的准确性,提出了各种改进的分析方法。Loganathan & Poulos(1998)考虑到隧道变形后可能成为椭圆形,于是添加了一个半经验修正系数。使实测结果与弹性方法预测结果有所偏离的影响因素还有:开挖面压力与原位应力的不一致;土体的塑性变形(Osmanet al., 2006);隧道修建过程中土体的固结和蠕变。这些问题用数值方法也许会得到最终解决,例如在有限元方法中考虑土体的弹塑性及蠕变,甚至注浆(Vanjasrsveld et al., 1999; Brinkgreve et al., 2006)的影响。如果用有限元方法模拟隧道变形的全过程,即从考虑土体重度的初始应力状态开始,将隧道修建视作清除泥土、构件安装,及隧道竣工后土体的固结和蠕变,并在计算中采用有效重度,则浮力的影响自然就包含在其中了。如果需要,注浆过程在计算中也可以考虑。

本文考虑浮力对隧道的影响(Strack, 2002; Strack & Verruijt, 2002),浮力是指竣工隧

* 收稿日期: 2009年2月

道的重量与挖出土体的重量差。隧道重量通常小于挖出土体的重量,所以隧道周围土体受到向上的作用力,进而影响土体变形和应力场并且减小地表沉降。本文将土体视为简单均质弹性体,探究浮力对地表沉降曲线及其宽度的影响。虽然其它因素如:土体的塑性、土体固结以及蠕变也会影响沉降曲线的形状,但本文只考虑土体损失和浮力的作用。

问题及其解决方法

设一个半径为 r 的圆柱形隧道,在均质弹性半空间里埋深为 h (见图1)。隧道周围土体的剪切模量为 G ,泊松比为 ν ,土体单位重度为 γ 。土体初始应力状态为 $\sigma_{yy} = \gamma \cdot y$; $\sigma_{xx} = K_0 \cdot \gamma \cdot y$; $\sigma_{xy} = 0$ 。式中 K_0 为静止土压力系数。在 $y < 0$ 的半平面,应力为负,这与理论弹性力学中以拉为正的表述一致。

某时刻隧道开挖时,它的半径缩减 w ,即隧道向内产生的均匀径向位移。隧道内部的材料置换为刚性的圆形衬砌,则隧道的单位重度为单位长度横截面上隧道衬砌及内部物体的重量之和。 $\gamma_i = w_i \cdot \gamma$, w_i 为隧道与土体的单位重度之比,设 $0 < w_i < 1$ 。于是该平面单位厚度上土体受到一个向上的作用力 $F = (1 - w_i) \cdot \gamma \cdot \pi \cdot r^2$ 。同时隧道半径缩减了 w ,向内的均匀径向位移。现在需要计算由洞周径向位移(即土体损失)和上浮力 F (即浮力效应)引起的隧道变形和应力变化。有时也需要考虑圆形衬砌的变形,例如变形为椭圆形(Strack, 2002),但本文不考虑这些因素。

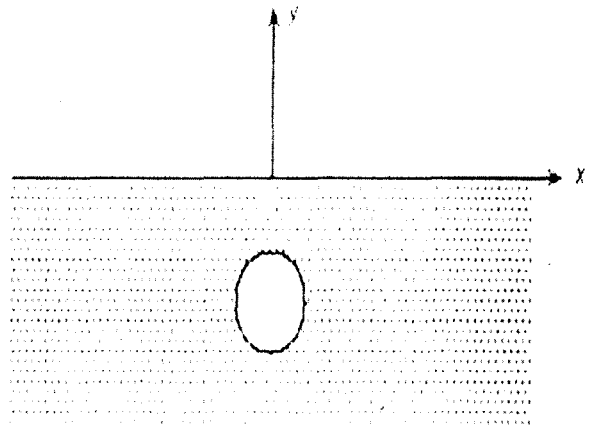


图1. 半平面中的圆形隧道

这个问题还可以用复变函数方法得到解析解

(Muskhelishvili, 1953)。将半平面中的圆孔保角映射到圆环内部,圆环外被一个单位圆及一个小一点的混凝土圈包围。这个问题可以用两个复位函数表示,复位函数以劳伦级数的形式在圆环处收敛。劳伦级数中的系数可以由无穷远处,自由界面以及洞边界这三个边界条件确定。这样在保角映射平面上得到复位函数以无穷幂级数形式表示的闭合形式解(Verruijt, 1997; Strack, 2002; Strack & Verruijt, 2002)。通过微分,可以由这些复位函数计算位移和应力。只要在很简单的计算机程序中用复变函数分析法计算,可以得到精度变化很大的数值解。Jeffery (1920) 和 Mindlin (1940) 提出了早期复变函数分析方法的一种形式。他们当时利用双极坐标解决其它一些带有圆孔的弹性半平面问题。这种简单的方法不能计算位移,只能计算应力。

浮力和土体损失这两个影响因素的详细解答不在此重复(见 Strack, 2002)。但在解释浮力效应时要用到其中的一些数据。解答中浮力部分用隧道的相对重度 w_i 表示,土体损失用隧道边界处的径向位移 w/h 表示。这两种效应的相对影响用材料的相对刚度 $G/\lambda h$ 表示,如果

$G/\lambda h$ 值很大, 表明土体相对较硬, 浮力影响很小。如果 $G/\lambda h$ 值很小, 因为软土受到浮力产生较大变形, 则浮力效应将明显影响计算结果。

土体损失 (Verruijt, 1997) 问题中隧道边界条件, 即向内的径向位移是已知的。从位移场的计算结果看, 似乎可以假定任何大小的位移。例如可以令无穷远处位移为零, 反算此常数, 即相当于隧道承受了一个整体向下位移。这可以理解为由于隧道下面土体比上面多, 对自由地表面而言, 隧道顶部下沉比隧道底部上升要容易, 于是产生向下的位移。在此解答中, 应力沿隧道边界的积分等于零。

计算浮力引起的地表沉降问题中, 会发现在无穷远处有一个对数奇点, 这是因为在隧道边界处有非零的净力作用。无穷远处位移约束条件的缺失可以通过假定平面上某点的位移为零弥补。本文假定距离隧道中轴线 $5h$ 处的地表竖向位移为零, 水平位移关于中轴线对称。水平位移对称的假定与实际相符, 竖向位移的假定却存在某种程度的随意性, 这样会导致在与中轴线距离很远的点 (包括无穷远处在内的点) 处产生向下的位移, 而不是向上的位移。实际工程中不出现这种情况的一个原因是不论隧道有多长、平面变形的假设多么有效, 在大尺度条件下, 三维几何效应会使位移很快趋于零。工程中导致位移消减的另一个重要原因是在小应变条件下土体的刚度更大 (Atkinson, 2000)。这有效限制了浮力效应。合力非零情况下该问题所有的二维弹性解答中都有上述内在的奇异特性。

实例

用 CircularTunnel.exe 的计算机程序计算该断面, 该程序采用了考虑土体损失和浮力效应的复变函数解法。读者朋友可以从因特网 <http://geo.verruijt.net> 下载这个程序以及其它一些隧道工程复变函数分析工具。

当 $\nu = 0, w/h = 0.01, G/\gamma h = 50$ 时, 两个不同浮力下的位移场见图 2。图中左半部分表示没有隧道不受浮力, 取 w_f 为 1, 即隧道的重量与挖出土体的重量相等; 右半部分, 取 w_f 为 0.25, 即隧道重量为挖出土体重量的 25%。由图 2 可看到, 在向上浮力的作用下, 地表沉降和位移槽的面积都如预期减小。为了增加图表的可识别性, 将所有位移都增加到了原来的 10 倍。

当 $\nu = 0.5, w/h = 0.01, G/\gamma h = 50$ 时, 相对隧道重量值为 100% 和 25% 的位移场如图 3。同样该例中出现了所预期的地表沉降和沉降区域减小, $\nu = 0.5$ 表示洞周材料近似液体, 受压力后体积不变 (如软粘土)。

要进一步研究浮力对沉降区域宽度的影响, 可以用地表竖向位移相对值表示, 用最大沉降值 (出现在隧道中轴线正上方) 作为比例因子, 结果见图 4, 这时 $\nu = 0, w/h = 0.01, G/\gamma h = 50$ 。图中虚线所示仅有土体损失而没有浮力效应 (即隧道重量与挖出土体重量相等) 时的地表沉。当隧道重量分别为挖出土体重量的 75%, 50%, 25% 时, 在土体损失和浮力效应的共同作用下, 地表的沉降如图 4 中三条实线所示。可以看出, 隧道重量越小, 沉降槽越狭窄。比较图 2 和图 3 还会发现, 不同泊松比下虽然位移的绝对值不相同, 但曲线形状相同。

另外隧道越轻, 地表沉降越小, 但是由于图 4 只表示相对位移, 所以看不到这种规律。

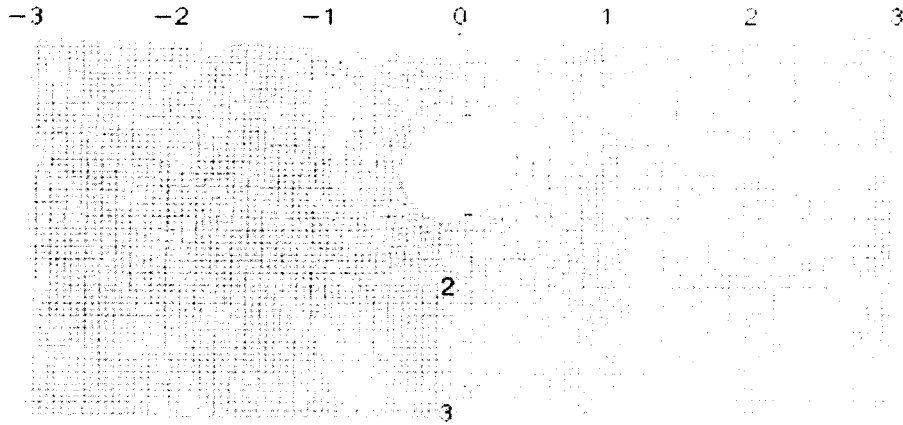


图2 $\nu = 0, w/h = 0.01, G/\gamma h = 50$ 时, 有无浮力时地表的位移

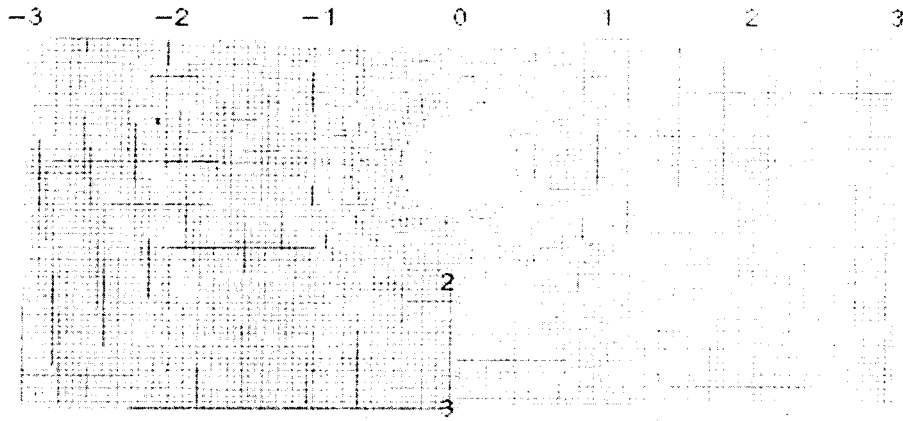


图3 $\nu = 0.5, w/h = 0.01, G/\gamma h = 50$ 时, 有无浮力时地表的位移

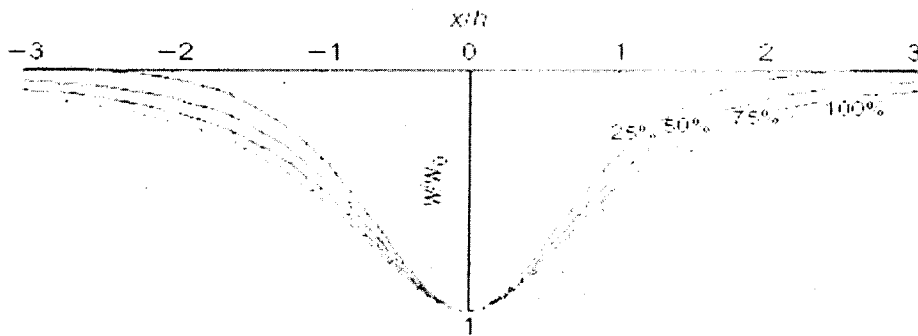


图4 不同隧道相对重量时的地表位移

结 论

若将土体视为各向同性的线弹性材料,暗挖隧道的地表变形会受浮力效应的影响。当隧道重量小于挖出土体的重量时,就会出现浮力效应。正如隧道工程的观测发现,如果隧道越轻,不仅地表沉降会越小,而且与仅有土体损失的情况相比,沉降槽也会越狭窄。

在计算由隧道开挖引起的地表沉降时,与土体损失情况相比,浮力效应引起的沉降量很大,因此在计算地表沉降时,有必要将浮力列为影响因素,当然其他一些因素也可能影响沉降曲线的形状。

简 讯

第四届全球华人岩土工程论坛第一号通知

“第四届全球华人岩土工程论坛(4th World Forum of Chinese Scholars in Geotechnical Engineering)”由长江水利委员会长江科学院和中国科学院武汉岩土力学研究所共同主办,将于2009年8月20日~22日在武汉召开。

本届论坛宗旨是:①加强全球华人岩土工程学者的学术交流,将海外华人岩土工程学者的最新研究进展及时介绍到中国,同时也促进海外华人学者对祖国大陆岩土工程建设发展的了解;②促进全球华人岩土工程学者之间的联系,探讨岩土工程研究的重大基础性问题,提高试验技术装备开发与应用水平,争取开展联合研究,增强华人学者在国际岩土工程界的影响。

会议主要议题:①非饱和膨胀土特性及工程处理技术;②地下工程中的岩土力学问题;③深厚软土地基上建(构)造物沉降变形规律与灾害控制;④地震作用下土工建(构)造物破坏机理与灾害控制;⑤高土石坝工程中的岩土力学问题;⑥海洋土的工程及力学特性。

重要日期:①返回会议回执截止日期:2009年3月31日;②论文提交截止日期:2009年5月30日;③会议报到日期:2009年8月19日;④会议学术报告:2009年8月20日~22日。

联系方式:“第四届全球华人岩土工程论坛”组委会,湖北省武汉市黄浦大街23号,长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室,电话02782829818,传真:02782926040,E-mail:liqingyun6396@126.com。

(第四届全球华人岩土工程论坛组委会 供稿)

关于举办《复合地基理论及工程应用和大直径薄壁筒桩新技术研讨班》的通知

长短桩复合地基和桩网复合地基等复合地基新技术近年来在工程建设中的应用发展很快,为了进一步推动复合地基在建筑工程、交通工程、铁道工程和市政工程领域中的应用,同时推广大直径现浇薄壁筒桩新技术,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会将于2009年5月在杭州西子湖畔举办复合地基理论及工程应用和大直径薄壁筒桩新技术研讨班。研讨班邀请土力学及岩土工程分会副理事长、地基处理学术委员会主任、浙江大学龚晓南教授主讲。有关事项通知如下:

一、时间

2009年5月15日报到,研讨班时间:5月16日~5月18日。

二、参考教材

《复合地基理论及工程应用》(第二版),2007年,中国建筑工业出版社

《复合地基技术规程》,浙江省工程建设标准,2008

《大直径现浇薄壁筒桩技术规程》,浙江省工程建设标准,2008

三、学员要求

从事土木工程(土建、交通、水利、市政工程等)设计、施工、监理等工作的技术人员和管理人员。

四、报名、上课及住宿地点

杭州天目山路178号 杭州五鑫宾馆

五、费用

学费:1280元(含资料费、考察费、结业证书工本费等),食宿费自理。

住宿费:普通标准间170元/天/间;大标准间190元/天/间,有网线,免费上网;商务房220元/天/间,有电脑,免费上网

六、交通指南

1.乘火车从杭州城站火车站下车者,可乘11路、92路、21路、900路公交车至庆丰村站下车,过十字路口往前300米。从城站火车站乘的士,费用20元左右;

2.从杭州火车东站下车者,可乘31路公交车至闸弄口新村,换乘502路至庆丰村站下车。从火车东站乘的士,费用20元左右;

3.乘飞机至萧山机场来杭者,可乘机场大巴至终点站武林门下车,换乘92路公交车至庆丰村站下车。从武林门乘的士,费用11元左右。

七、回执

欲来学习者,请将回执寄至:杭州市文二西路489号颐景园综合楼703室,欧阳晶泓或顾霞萍收,邮编:310012。

八、汇款

1.可预交全部费用,亦可预交定金200元

2.通过银行汇至:杭州联合农村合作银行西湖支行,账号201000005739678,收款单位:浙江浙峰工程咨询有限公司。

3.亦可现场缴纳现金

4.预交全部费用者可不付定金。预付定金者报到时退还。

九、结业证书

由主办单位颁发结业证书,要求领取者需交一寸照片两张。

咨询电话:0571-87952077,联系人:顾霞萍

Email: djcl@zgtm.com

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会

2009年3月16日

《第七届华东地区岩土力学与工程学术讨论会》开幕词*

龚晓南

(浙江大学 杭州 310012)

各位领导、各位代表、各位同行、各位贵宾：

上午好！

首先让我代表第七届华东地区岩土力学与工程学术讨论会组委会和华东地区岩土力学与工程联谊会向来自华东地区六省一市的工程技术人员、专家、学者，前来参加由华东地区岩土力学与工程联谊会 and 上海市力学学会岩土力学专业委员会联合主办的第七届华东地区岩土力学与工程学术讨论会表示热烈的欢迎。

改革开放以来，我国土木工程建设发展很快。华东地区，特别长三角地区发展形势很好。华东地区工程地质和水文地质条件复杂，沿海软粘土地基分布广、软弱土层厚、土体工程性质差，给岩土工程学科和岩土工程技术人员提出了挑战和机遇。近二十余年来，华东地区岩土工程学科和岩土工程技术发展很快。举个例，全国四个岩土工程重点学科全在华东地区。为了适应土木工程建设发展对岩土力学与工程技术的要求，1989年由沈珠江院士、殷宗泽教授等专家学者倡导和发起，并得到山东科技大学陈子荫教授等积极支持，1989年在山东泰安召开了第一届华东地区岩土力学与工程学术讨论会。会议密切结合华东地区工程建设，理论与实践相结合，受到欢迎与好评。在学术讨论会期间经协商成立了华东地区岩土力学与工程联络组。每省推荐两人参加联络组，联络组由沈珠江研究员和殷宗泽教授负责，并决定每三年一次举办华东地区岩土力学与工程系列学术会议。1992年由华东地区岩土力学与工程联络组和江西省力学学会在江西庐山联合主办第二届华东地区岩土力学与工程学术会议，并出版了《第二届华东地区岩土力学学术讨论会论文集(主编沈珠江、龚晓南、殷宗泽，浙江大学出版社，1992)》。华东地区岩土力学与工程系列学术会议至今已召开七次。第一届1989年在山东泰安，随后分别于1992年在江西庐山、1995年安徽黄山、1999年福建武夷山，2002年浙江温州雁荡山，2005年南京等地召开了第二、第三、四届、第五届、第六届华东地区岩土力学与工程学术会议。1998年后沈珠江院士工作繁忙，华东地区岩土力学与工程联络组主要由殷宗泽教授负责。华东地区岩土力学与工程系列学术会议对促进华东地区岩土力学与工程学科的发展，华东地区岩土力学与工程技术水平的提高，对华东地区岩土力学与工程技术人员之间增加相互了解、促进支谊，加强合作有很大帮助。在2005年第六届华东地区岩土力学与工程学术会议期间，华东地区七省市代表开会研究决定，将华东地区岩土力学与工程联络组改为华东地区岩土力学与工程联谊会，请沈珠江院士和殷宗泽教授任顾问委员，请浙江大

* 收稿日期：2009年2月

学龚晓南教授任会长，河海大学刘汉龙教授任常务副会长，秘书处设在河海大学岩土工程科学研究所。请高玉峰教授和沈杨博士任秘书。华东地区岩土力学与工程联谊会宗旨：组织开展华东地区岩土力学与工程学术交流，推动华东地区岩土力学与工程研究和工程应用发展，为华东地区经济建设服务。

联谊会主要组成单位包括华东地区七省市力学学会、土建学会和岩石（土）力学与工程学会等的有关岩土力学和工程的专业委员会、地基基础专业委员会等单位，如：

江苏省岩土力学与工程学会
江苏省力学学会岩土力学专业委员会
江苏省土木建筑学会地基基础专业委员会
浙江省力学学会岩土力学与工程专业委员会
浙江省土木建筑学会土力学与岩土工程专业委员会
上海市力学学会岩土力学专业委员会
上海市土木学会土力学与岩土工程专业委员会
福建省力学学会岩土力学专业委员会
福建省土木建筑学会地基基础专业委员会
江西省力学学会岩土力学专业委员会
江西省土木建筑学会地基基础专业委员会
安徽省力学学会岩土力学专业委员会
安徽省土木建筑学会地基基础专业委员会
山东省力学学会岩土力学专业委员会
山东省土木建筑学会地基基础专业委员会
山东省岩石力学与工程学会
等等。

今天我们在这里上海松江召开第七届华东地区岩土力学与工程学术讨论会。来自华东地区七省市的专家代表相聚一堂，相互交流在岩土力学基本理论和计算、土工试验和工程应用等方面经验和体会，共同探讨如何进一步提高华东地区岩土力学理论研究，为促进华东地区繁荣昌盛服务。

第七届华东地区岩土力学与工程学术讨论会由上海交通大学和现代设计集团华东建筑设计研究院有限公司联合承办，由上海岩土工程勘察设计院有限公司、中船第九设计研究院工程有限公司、上海市第七建筑有限公司、上海市基础工程公司、上海市政工程设计研究总院和宝山钢铁股份有限公司等单位协办。最后让我代表主办单位，也代表与会同行向这次会议的承办单位和协办单位，向一切为会议召开付出辛勤劳动的筹备工作人员表示衷心的感谢。是你们的辛勤劳动和大力支持，《第七届华东地区岩土力学与工程学术讨论会》得以成功召开。

预祝大会圆满完成预定任务。

祝各位领导、各位与会代表

身体健康，事业顺利！

谢谢诸位！

2008年12月5日