

目 次

论 文

- 杭州深厚软土地基某深大基坑变形性状分析.....应宏伟, 杨永文, 章丽莎, 刘一林 (3)
- 浅谈 SMW 工法在施工中的应用.....袁文忠 (12)
- 预压桩托换加固纠偏在自重湿陷性黄土场地应用实例.....陈国政, 陈守平, 陈守安 (23)
- 采用注浆法处理钻孔灌注桩断桩事故.....张学飞, 李连营, 丁月双, 刘运涛 (43)
- 振冲碎石桩处理近岸工程软土地基的开发应用.....何广讷, 孔国维, 刘莹莹 (46)
- 钻(冲)孔灌注桩施工中常见事故与预防处理措施.....韦兴标, 美会月 (50)
- 养护条件对鄱阳湖疏浚土固化效果的影响.....宫传梅, 董双林 (58)

译 文

- 粘土中浅埋管道的上限屈服包线.....刘正义, 杨炎豪 译; 周建校 (63)

# 杭州深厚软土地基某深大基坑变形性状分析

应宏伟<sup>1,2</sup> 杨永文<sup>1,2</sup> 章丽莎<sup>1,2</sup> 刘一林<sup>3</sup>

(1. 浙江大学岩土工程研究所, 杭州 310058; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 杭州 310058 3. 浙江浙峰工程咨询有限公司, 杭州 310014)

**摘要:** 根据杭州软土地基某深大基坑工程的相关实测数据, 系统地分析了基坑开挖引起的变形性状。基坑最大水平位移为 98mm, 约为开挖深度的 1.13%, 基础底板施工期间基坑的蠕变现象明显; 基坑开挖过程中, 最大侧向位移位置在最终开挖面下 5m 左右范围内; 最大侧向位移与抗隆起安全系数数据点位于 Mana 等提出的边界线范围内; 坑外地表沉降最大值约为开挖深度的 0.67%, 本工程案例数据大致满足  $\delta_{vm} = 0.7\delta_{sm}$ , 表明土体最大侧向位移大于坑外地表沉降。最后将该工程数据与国内外类似工程实测数据进行了比较分析。

**关键词:** 深基坑; 水平位移; 地表沉降; 蠕变; 软土

## 1 前言

随着经济的快速发展和人口数量的剧增, 近些年来, 杭州地区完成了大量的高层建筑及地铁工程建设, 与此同时, 大量的建筑规划也在紧锣密鼓的进行中, 其中很多工程建设位于老城区市中心繁华地带。在这种环境下, 一方面, 基坑工程向着更大、更深、支护结构更复杂的方向发展; 另一方面, 多数深基坑工程周围环境复杂, 由深基坑施工引发的环境效应问题日益突出。

对于工程设计人员来说, 掌握基坑侧向变形与地表沉降的变形特点非常重要。由于基坑工程有很强的个性, 土层条件、围护墙形式、支撑系统刚度、施工工况、降水、温度变化等均在不同程度上制约着基坑的变形。因此, 综合考虑以上因素来研究深大基坑工程的变形依然是岩土工程界关注的焦点。

现场监测是对复杂环境下基坑变形的真实反映, 其可以减小基坑风险并有效地指导设计。Peck<sup>[1]</sup>、Clough<sup>[2]</sup>、Wang<sup>[3]</sup>、王卫东<sup>[4]</sup>等多位国内外学者基于多个工程实践对基坑的变形进行了研究, 得到了大量有价值的研究成果。但由于基坑工程的区域特性, 其他地区的相关研究能否应用于本地区深基坑工程变形预测尚有待探讨。基坑具有很强的地域性, 其变形与地质条件有密切联系。本文介绍了杭州老城区深厚软黏土下某深基坑工程, 通过对实测数据研究, 同时与国内外类似工程数据进行比较, 分析了软黏土地区深大基坑变形特性。

收稿日期: 2011-11-15

基金项目: “十一五” 国家科技支撑项目 (编号 2008BAJ06B01) 和浙江省重点创新团队支持计划 (2009R50050) 资助

作者简介: 应宏伟, 男, 1971 年生, 博士, 副教授, 主要从事软黏土力学与地基处理、地下工程的教学与科研工作。Email:ice898@zju.edu.cn

## 2 工程概况及地质条件

### 2.1 工程概况

场地位于杭州老城区市中心地带, 东侧为上塘高架路、西侧为民用住宅区(钻孔桩基础)、南侧为待建空地, 北侧为在建道路。基坑平面形状大致为长方形, 南北宽度约 100m, 东西长度接近 180m, 基坑设计大面积开挖深度为 8.7~9.0m。基坑平面图见图 1。

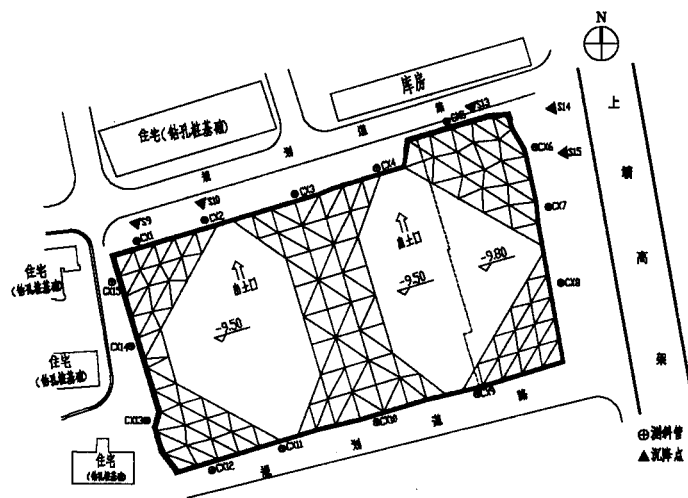


图 1 基坑平面图及主要监测点布置

### 2.2 地质条件

工程场地属于钱塘江冲海积平原地貌, 地势相对平坦。开挖深度影响范围内以深厚淤质粉质粘土等饱和软土为主, 坑底位于淤泥质粉质粘土层, 开挖前地下水位位于地表下 1.5m 左右, 地基土层主要物理力学性质指标见表 1 所示。

## 3 支护结构及施工工况

### 3.1 支护结构

围护方案采用一排大直径钻孔灌注桩结合两层钢筋混凝土内支撑作为挡土结构。围护桩直径 0.8m、中心间距 1.0m、入土深度 20.2m, 外侧设置单排(局部两排)直径为 0.6m 的水泥搅拌桩隔渗帷幕。竖直面内支撑面自上而下深度分别为 1.2m 和 5.7m, 在水平面内采用对撑及大角撑的布置形式。基坑典型剖面见图 2。

### 3.2 施工工况

为确保基坑工程顺利安全进行。基坑开挖及支撑施工时尽量遵循“分层、分块对称开挖、及时支撑”的原则, 利用时空效应原理, 尽量减少基坑无支撑的暴露时间。在全面积开挖至

坑底以后, 从下向上依次顺作施工两层地下结构。

表 1 土层物理力学性质指标

土层	平均层厚 /m	含水量 w/%	湿重度 $\gamma/\text{kN}/\text{m}^3$	孔隙比 $e$	直剪固快 抗剪强度	
					$c/\text{kPa}$	$\varphi/^\circ$
①填土	1.5	27.7	19.1	0.841	15	15
②粘土夹粘质粉土	1.0	31.4	19.2	0.867	19	13
③-1 淤泥质粘土	5.5	45.0	17.7	1.231	9	10
③-2 淤泥质粉质粘土	5.3	39.7	18.0	1.114	9	14
③-3 淤泥质粉质粘土	7.9	40.9	17.7	1.167	10	15
⑤-1 淤泥质粘土	10.1	40.8	17.6	1.176	11	13
⑤-2 粘土	3.8	39.1	18.0	1.115	17	11
⑥-1 粉质粘土	10	24.5	19.9	0.698	36	18

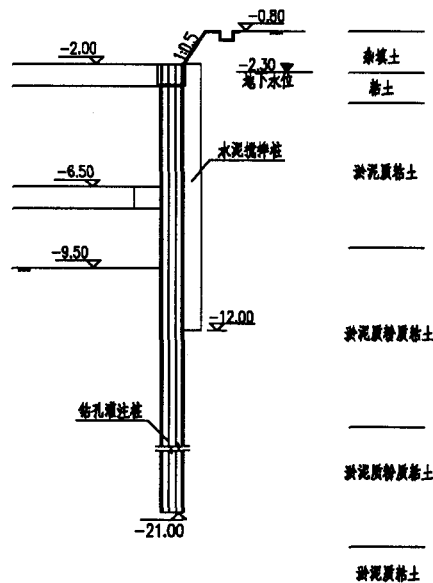


图 2 基坑典型剖面图

### 4 主要测点布置

为了解基坑施工过程中支护结构、地基及周围环境的反映, 现场设置了多个测试项目, 其中测斜管 15 根, 沉降点多个 (图 1 中列出的沉降点为文章中涉及的, 其他沉降点未列出)。主要监测点平面布置见图 1。



## 5 实测结果分析

### 5.1 墙外土体水平位移

桩侧土体中测斜管 CX5 和 CX8 在各施工工况下的水平位移如图 3、图 4 所示。

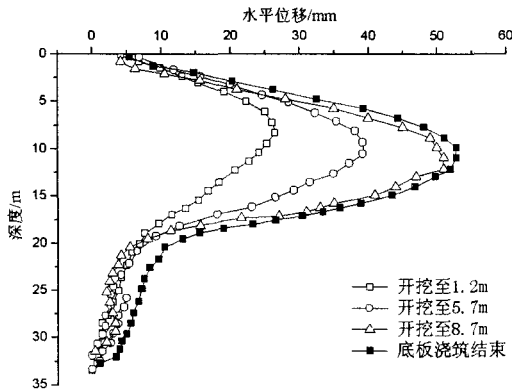


图 3 CX5 测斜管各施工工况水平位移

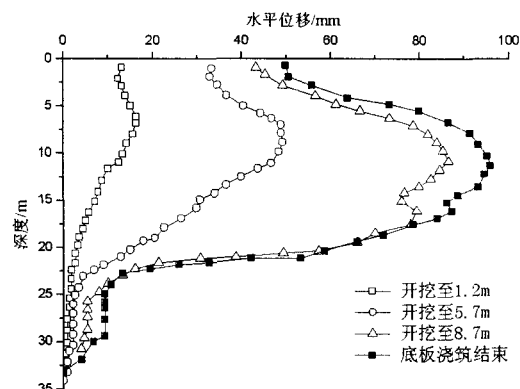


图 4 CX8 测斜管各施工工况水平位移

由测斜孔变形曲线可知,随着开挖深度的增加,水平位移逐步增大,各施工工况下的曲线特征为两头小中间大,最大水平位移发生的深度随开挖逐渐向下移动;由于第二层土与第三层土开挖深度较深且工期较长,加之软土地区特有的流变特性,水平位移增量主要发生在这两个工况中。对于 CX8 测点处,地表水平位移在第二层土开挖期间变化最大,约为 22mm。挖土结束至底板浇筑完成期间,土体水平位移仍有增加,这部分位移增量被认为是土体蠕变所致<sup>[5]</sup>,图 4 表明该工程案例的部分区块基坑蠕变约占总位移的 10%左右,表明杭州软土中深基坑蠕变现象较为明显,为减小蠕变引起的变形,应有效减小基坑开挖后墙面暴露时间。

图 5 给出了底板浇筑完成后基坑不同部位桩侧土体水平位移沿深度变化曲线。由图可知,变形曲线呈软土地基中典型的“鼓胀型”特征。由图中可以看出,基坑的最大侧向位移介于 40~98mm 之间,其中 CX8 测斜管观测到的最大位移值为 98mm (约 1.13% $H$ ,  $H$  为基坑最终开挖深度),较类似地基中深基坑工程<sup>[6]</sup>变形明显偏大,甚至超过了相关规范<sup>[7]</sup>中规定的 III 级保护等级基坑的最大位移量,测点侧向位移较大,其中土质条件、基坑形状、开挖工序是引起大变形的主要因素,说明深厚软土地基基坑的平面规模对基坑水平位移的影响不容忽视。

位于基坑中部的测斜管 CX7、8、10、12 较其他部位的测点变形偏大,表现出较为明显的“空间效应”。比较 (a)、(b) 两图曲线可以看出部分测点变形曲线不光滑,原因是由于开挖面下局部范围存在微承压水,其引起的渗流导致测斜管周边填充中粗砂流失,进而造成测斜管变形不规则。可以看出,测斜管周围填充质量对测试结果有重要影响。

### 5.2 基坑最大侧向位移

通常情况下,基坑开挖变形随开挖深度的增加而增大。图 6、图 7 分别表示最大水平位移及最大水平位移发生位置与基坑开挖深度关系。

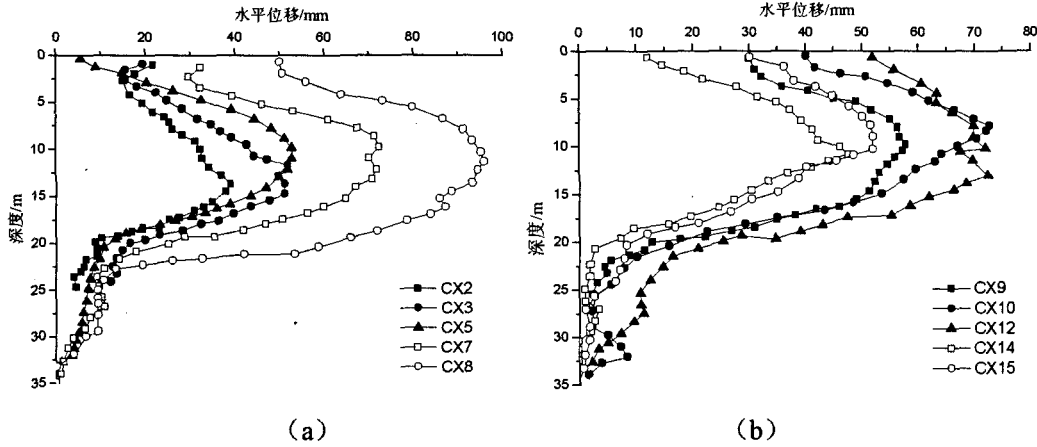


图5 底板浇筑完成后基坑不同部位坑外土体水平位移

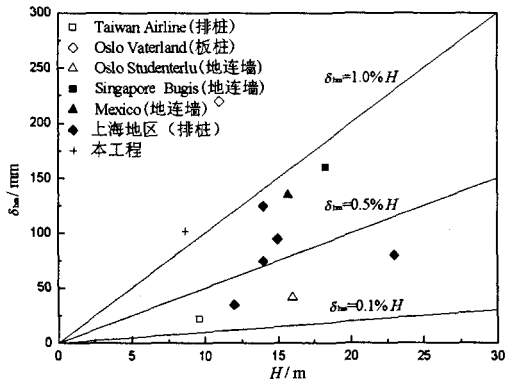


图6 最大水平位移与基坑开挖深度关系

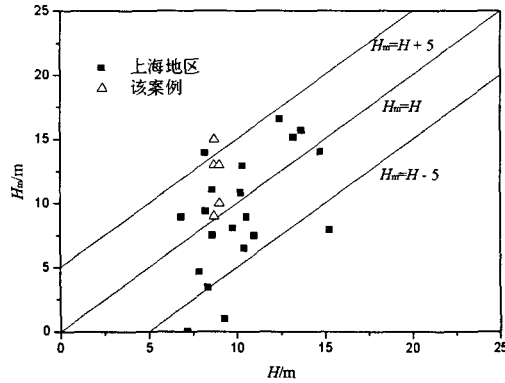


图7 最大水平位移位置与基坑开挖深度关系

Long<sup>[8]</sup>曾收集了多个国家地区基坑变形数据, 其中图6展示了其中软土层厚度大于0.6倍开挖深度的部分基坑变形数据, 图中还包括徐中华<sup>[9]</sup>等总结的上海地区深基坑变形数据及本案例数据。比较可知, 基坑不同支护形式对控制变形影响较大, 总结的大部分基坑最大侧向位移值介于0.1%~1.0%之间, 该工程最大水平位移超过1.0% $H$ , 较台湾和上海地区类似基坑工程偏大, 土层条件、基坑尺寸以及测点处动荷载影响是引起大变形的主要因素。

Hsieh<sup>[10]</sup>研究表明, 除第一次开挖以外, 最大侧向位移的深度位置通常发生在开挖面附近。由图7可以看出, 大部分基坑统计数据与上述论点一致, 但也有基坑的部分区块在开挖至坑底时最大侧向位移发生在地表处, 出现这一现象的原因可能受基坑外部客观条件的影响。该案例中, 基坑各测点最大水平位移位置在位于开挖深度以下5m左右范围内。

图8为墙体最大水平位移与基坑抗隆起安全系数关系曲线, 抗隆起安全系数采用Terzaghi<sup>[11]</sup>提出的计算方法求得。Mana与Clough<sup>[12]</sup>在总结旧金山、芝加哥等地区的基坑实测数据基础上, 提出上图中两条界限曲线。同时, 图中包括了奥斯陆地区(板桩支护)<sup>[1]</sup>、上

海地区(排桩支护)<sup>[3]</sup>以及该案例桩侧土体的最大水平位移与抗隆起安全系数的对应数据点,由图中可看出抗隆起安全系数越大,侧向位移相对减小。该案例中的数据点位于 Mana 等提出的上下边界线范围内,但变形相对较大,再次说明深厚软土中深大基坑变形量偏大于其他地区类似工程。

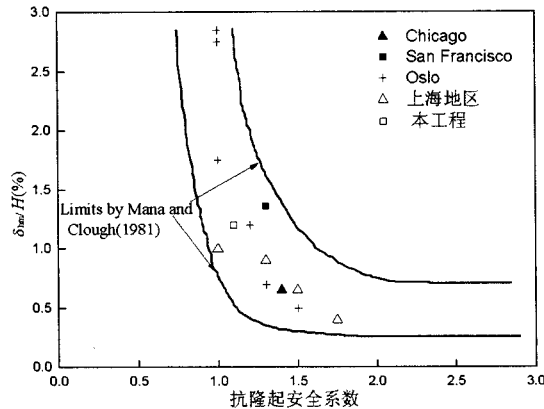


图8 墙体最大水平位移与抗隆起安全系数关系曲线

### 5.3 最大地表沉降

图9为最大地表沉降与基坑开挖深度相互关系,图中数据点包括 Long<sup>[8]</sup>总结的新加坡和台湾地区及徐中华<sup>[9]</sup>总结的上海地区基坑变形数据。由图中可知,不同支护形式下的最大竖向位移差别较大,最大竖向位移数值介于 $0.1\%H \sim 1.0\%H$ 之间,平均值约为 $0.5\%H$ ,该案例竖向位移最大值约为开挖深度的 $0.67\%$ 。由于基坑有较强的区域性,若总结该地区的多个基坑数据于图9中,则可有效预测基坑的最大竖向变形值。

Ou<sup>[13]</sup>指出影响地表沉降的因素较为复杂,基坑形状尺寸、土质条件、开挖深度、降排水、支护形式、支护系统刚度、基坑周围环境、施工工况及施工质量等不仅影响地表沉降,其对水平位移及坑底隆起也有较大影响。图10为桩侧土体最大水平位移与地表最大沉降的相互关系曲线,Mana与Clough<sup>[12]</sup>统计总结了大量国外地区基坑变形数据,如图所示,大多数数据落在 $\delta_{vm} = 0.5\delta_{hm}$ 与 $\delta_{vm} = \delta_{hm}$ 区间内。图中同时给出了Long<sup>[8]</sup>总结的新加坡与台湾地区的基坑数据,可以看出新加坡地区的基坑最大地表沉降大于土体最大侧向位移,而台湾地区则相反。由图可知,该案例数据大致满足 $\delta_{vm} = 0.7\delta_{hm}$ ,表明土体最大侧向位移远大于坑外地表沉降。

## 6 结论

基于杭州深厚软土中某深大基坑的实测数据分析,得到以下结论:

(1) 基坑侧向位移沿深度呈软土地区典型的“鼓胀型”特征;位移增量主要发生在第二层土与第三层土的开挖工况期间;最大水平位移达到98mm,约为 $1.13\%H$ ,较国内外类似基坑偏大;

(2) 由于开挖面下局部存在微承压水, 其引起的渗流导致测斜管周边填充物流失, 进而造成个别测斜管变形较为不规则; 基础底板施工期间基坑的蠕变在总位移中所占比例约为10%, 蠕变现象显著。

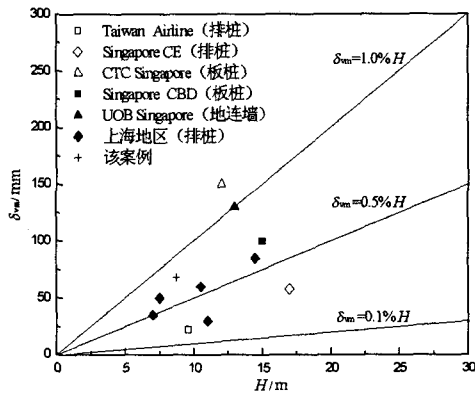


图9 最大地表沉降与基坑开挖深度关系

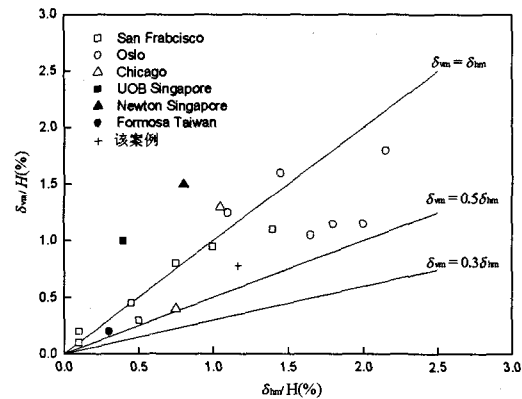


图10 最大水平位移与地表最大沉降关系曲线

(3) 基坑开挖过程中, 最大侧向位移位置在最终开挖面以下5m范围内; 该工程最大侧向位移与抗隆起安全系数数据点位于Mana等提出的边界线范围内。

(4) 坑外地表沉降最大值约为开挖深度的0.67%。由于基坑有较强的区域性, 若总结相对应地区的多个类似基坑数据, 可利用其有效预测基坑的最大地表沉降值。

(5) 本工程实测数据大致满足 $\delta_{vm} = 0.7\delta_{hm}$ , 表明其土体最大侧向位移大于坑外地表沉降。

#### 参考文献:

- [1] Peck R B. Deep excavation and tunneling in soft ground[C]//Proceedings of the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering. Mexico City: State-of-the-Art-Volume, 1969: 225-290.
- [2] Clough G W, O'Rourke T D. Construction induced movements of in situ walls[C]// Proc ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, New York, 1990:439-470.
- [3] Wang J H, Xu Z H, and Wang W D. Wall and Ground Movements due to Deep Excavations in Shanghai Soft Soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2010, 136(7):985-994.
- [4] 王卫东, 徐中华. 预估深基坑开挖对周边建筑物影响的简化分析方法 [J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊1): 79-83.
- [5] 应宏伟, 王奎华, 谢康和, 等. 杭州解百商业城半逆作法深基坑支护设计与监测[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 79-83.
- [6] 杨有海, 王建军, 武进广, 等. 杭州地铁秋涛路车站深基坑信息化施工监测分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(10): 1550-1554.

- [7] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 1997.
- [8] Long M. Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001, 127(3), 203-224.
- [9] 徐中华, 王建华, 王卫东. 软土地区采用灌注桩围护的深基坑变形性状研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(5): 1362-1366.
- [10] Hsieh P G, Ou C Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6):1004-1017.
- [11] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York:John Wiley & Sons, 1967.
- [12] Mana A I, Clough G W. Prediction of movements for braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, 107(6):759-777.
- [13] Ou C Y, Hsieh P G, Chiou D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(5):758-767.

简讯

## 第七届全国基坑工程研讨会（第一号征文通知）

由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会和深圳市土木建筑学会联合主办的“第七届全国基坑工程研讨会”将于2012年11月在广东省深圳市召开。

本次会议主题为：1) 基坑支护的最新设计理论研究及成果应用；2) 基坑工程勘察、设计、施工与监测的新技术、新设备、新方法；3) 地下水对基坑及周边环境的影响；4) 软弱土层地区基坑设计与施工的关键技术；5) 地铁深基坑工程的设计、施工与监测的关键技术；6) 基坑施工对地铁运行的影响研究及变形控制技术；7) 基坑施工对周边重要建筑的影响与控制技术；8) 典型工程实例及基坑工程事故分析；9) 基坑工程的风险评估与管理。

本次会议论文提交要求提供论文电子版一份，发送至邮箱：[jikengyantao@126.com](mailto:jikengyantao@126.com)，截止日期为2012年5月30日，录用通知及修改意见将在2012年6月30日前通知作者。作者根据修改意见和排版要求定稿，于2012年7月30日前将修改稿和修改说明电子版发到会议组委会，同时要求通过邮局寄送打印件一份。

会议论文将以《岩土工报》（增刊）形式出版，敬请各位投稿时严格按照《岩土工程学报》投稿要求排版（排版格式可在《岩土工程学报》网站 <http://www.cgejournal.com/> 下载）。

论文投稿地址及组委会联系地址（信封请注明“第七届全国基坑工程研讨会”）：深圳市福田区上步路1043号 深勘大厦5F 深圳市勘察测绘院有限公司 518 房，邮编：518028；

联系电话：0755-83755215，0755-83755028；传真：0755-83755589；电子邮箱：[jikengyantao@126.com](mailto:jikengyantao@126.com)

欢迎大家踊跃投稿！

简讯

## 热烈祝贺《地基处理》主编 龚晓南教授当选中国工程院院士

2011年12月8日中国工程院网站公布了2011年当选院士名单,《地基处理》主编、浙江大学土木工程学系龚晓南教授当选土木、水利与建筑工程学部院士。

龚晓南教授长期从事土力学及基础工程理论研究和工程实践,主要研究方向为:地基处理及复合地基、基坑工程、基础工程施工环境效应及对策、既有建筑物地基加固与纠倾和土工计算机分析。龚晓南教授在完成多项科研项目 and 工程实践的基础上,1992年出版了第一部复合地基专著《复合地基》,首次提出广义复合地基理论框架,被誉为复合地基发展中的里程碑。历经20多年努力,创建了广义复合地基理论。他重视工程应用,主持国标《复合地基技术规范》(GB)的制定工作,促进形成复合地基工程应用体系。自1978年起长期从事地基处理理论和技术研究,坚持与工程实践相结合,不断学习、认真探索、及时总结地基处理新经验,先后撰写多部著作,促进了地基处理技术水平不断提高。30多年来,参加、主持多项重大工程的软土地基处理,解决了许多技术难题。提出基坑工程按变形控制设计和按稳定控制设计理念;提出由土钉支护临界高度确定其适用范围的理念;提出地下水控制原则;较系统研究了基坑工程环境效应特性,较好解决了基坑工程发展中出现的问题,促进了基坑围护设计水平的不断提高。30年来潜心教书育人,培养的研究生不少已成为学科带头人和重大工程技术负责人。自1984年以来相继开设六门研究生课程,相应出版的教材得到广泛好评。如土塑性力学1998年被译成韩文出版。至今已培养硕士75名,博士72名,博士后9名。出版著作和工程手册20多部,专利7项,发表刊物论文400多篇,被EI、SCI检索134篇,已主编出版会议论文集21部。其中10部著作平均被引用786次,11篇论文平均被引用158次,平均被下载450次。据《维普网》,建筑科学领域,论文被引次数、作者排序为第2名。论著引频总数超过1万6千多次。1990年组织创办《地基处理》刊物,比英国的《地基处理》早7年。主持“一题一议”专栏,并积极撰文分析设计和施工中出现的问题,提出合理建议。积极参与推动国内外学术交流,应邀到香港、韩国等地介绍复合地基技术。

龚晓南教授当选中国工程院院士,相信会继续促进土力学及基础工程学科不断向前发展,也将使《地基处理》杂志跨上一个新台阶。

《地基处理》编辑部  
2011年12月10日

# 浅谈 SMW 工法在施工中的应用

袁文忠

(浙江省大成建设集团有限公司, 杭州 310012)

## 1 工程概况

SMW 工法是 Soil Mixing Wall 的简称, 于 1976 年在日本问世, 它是一种劲性复合围护结构, SMW 工法是通过特殊的多轴深层搅拌机在现场按设计深度将土体切散, 以多轴型钻掘搅拌机在现场向一定深度进行钻掘, 同时在钻头处喷出水泥系强化剂使之在搅拌过程中与地基土反复混合搅拌。在各施工平面之间, 采取重叠搭接, 在水泥土混合体未硬之前插入受拉材料(常为 H 型钢), 作为应力加强材料, 直至水泥结硬, 形成一道具有一定强度和刚度、连续完整、无接缝的地下墙体。这种结构充分发挥了水泥土混合体和受拉材料的力学特性, 同时具有经济、工期短、高止水性、对周围环境影响小等特点。

SMW 工法作为开挖深度在 6~10 米的基坑围护形式, 同地下连续墙、组合排桩(咬合式钻孔灌注桩或钻孔灌注桩+水泥搅拌桩隔水帷幕)等其他基坑围护形式相比, 具有明显的工艺简单、造价低、节约资源、减少地下空间资源的污染以及工期短等优势, 具有很大的潜在应用推广市场。

杭州市七格污水处理厂三期地基处理工程位于浙江省杭州市东北角江干区下沙镇七格社区(已建的一期、二期工程旁), 紧临钱塘江下游段。距下沙开发区 1km, 距杭州市区 19km。东侧为杭州经济技术开发区, 西侧为四格排灌站和月雅河, 北侧为杭州市区至杭州经济技术开发区的下沙路。

## 2 工程地质和水文地质条件

### 2.1 工程地质条件

经勘察单位勘察, 工程区属冲海相沉积平原区, 其大地构造位置属于扬子准地台(I)钱塘台褶带(I2)余杭上海如陷(I2-2)带之西南端。地层结构经野外钻探, 勘探深度内场地区岩土可分八个大层。其中, 第四系地层厚约 65~68m, 按地质时代、成因类型及工程特性, 可分①、②、③、⑤、⑦、⑧和⑨七个大层, 细划为 18 个亚层。

### 2.2 水文地质条件

拟建场地所在水系属于钱塘江水系, 场地水文地质条件较简单, 地下水类型主要是第四纪松散岩类孔隙水, 根据场区地下水的含水介质、赋存条件、水理性质和水力特征, 可

划分为孔隙潜水和孔隙承压水。

孔隙潜水为场区浅层地下水，主要赋存于①层填土和②层粉土、砂土中，地下水分布连续，埋深 0.10~3.50m，其富水性和透水性具有各向异性。地下水与地表水系有密切的水力联系。孔隙潜水来源以大气降水竖向渗入补给及场外区域地下水侧向径流补给为主，在丰水期近地表径流处的场地地下水接受地表径流补给。排泄途径以蒸发方式排泄和向附近河塘侧向径流排泄为主。孔隙承压水赋存于场区深部，对工程基本无影响。为保证三期施工过程中对已经运行的一期二期不造成影响，根据实际情况并考虑经济安全等方面，对杭州市七格污水处理厂三期地基处理工程西侧北侧进厂主干管基坑围护设计采用 SMW 工法，采用直径为  $\Phi 850$  水泥搅拌桩（三轴）。

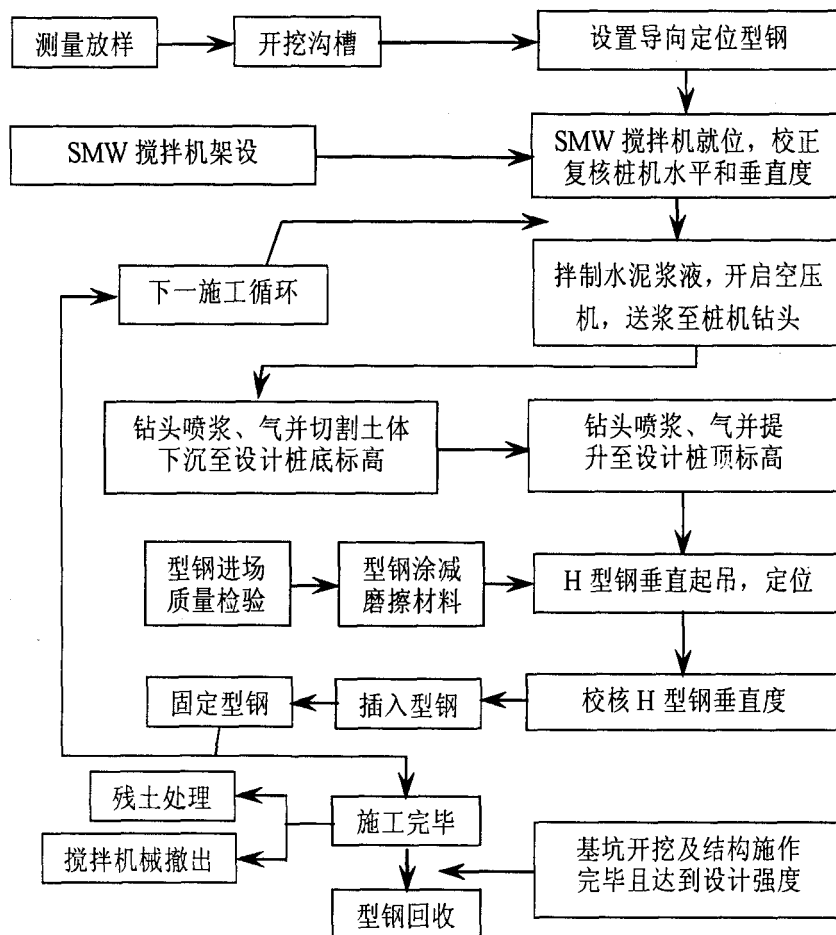


图 1 SMW 工法施工工艺流程



### 3 SMW 工法施工工艺

本工程围护采用 SMW 工法，即在  $\Phi 850$  三轴水泥土搅拌桩内根据开挖深度按“二插一”的形式插入  $700 \times 300 \times 13 \times 24$  型钢。水泥土搅拌桩采用标准连续方式施工，搭接形式为全断面套打。SMW 工法桩采用三轴搅拌桩机进行搅拌和喷浆作业，水泥搅拌桩搅拌完成后 2 小时内插入 H 型钢成桩。

#### 3.1 施工流程图

- (1) SMW 工法施工工艺流程如下图 1 所示。
- (2) SMW 搅拌桩施工顺序采用单侧挤压式连接方式，示意如图 2~4 所示。

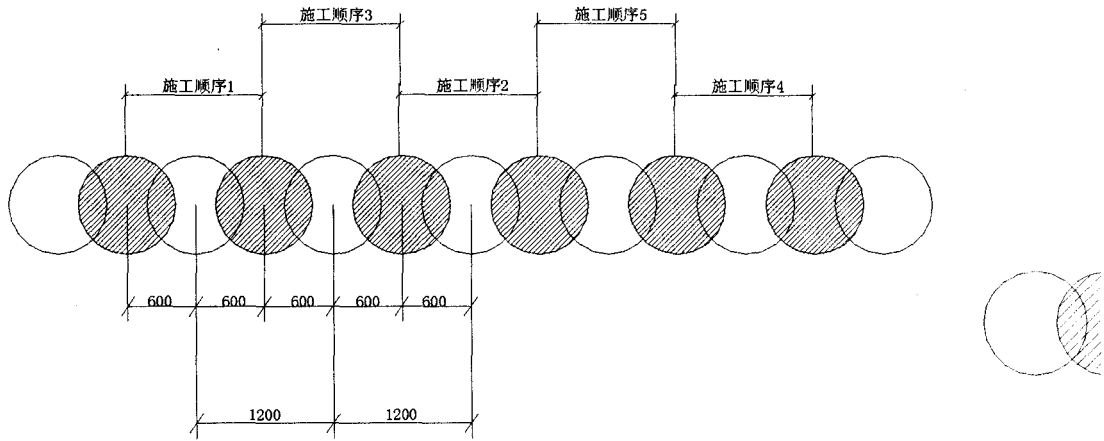


图 2  $\Phi 850$  三轴搅拌桩施工顺序图

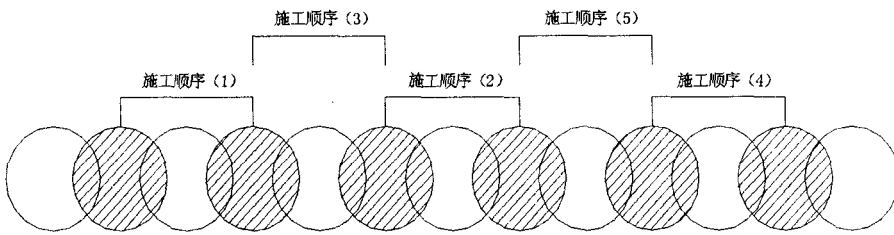


图 3 跳槽式全套复搅连接施工顺序

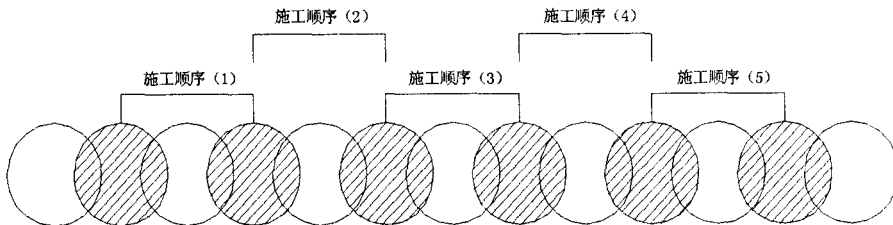


图 4 连续套打复搅施工顺序

### 3.2 施工流程

#### (1) 施工场地平整

施工前先进行施工区域内的场地平整,清除表层硬物,素土须夯实,上铺道渣垫层100mm。按照桩位平面布置图,确定合理的施工顺序及配套机械、水泥等材料的堆放位置。

#### (2) 桩位放样

根据提供的坐标基准点,按照设计图进行放样定位及高程引测工作,并做好永久及临时标志。为了保证结构内部净空及衬墙厚度,不影响结构施工,按设计要求每边外放(结构外)10cm。放样定位,做好测量技术放复单,提请监理进行复检验收签证。确认无误后方可进行搅拌桩施工。

#### (3) 开挖导向沟槽

根据基坑围护内边控制线,采用 $0.6\text{m}^3$ 挖机开挖导向沟,遇有地下障碍物时,用挖土机清除,开挖导向沟应及时处理,以保证桩机水平行走,并达到文明工地要求。

#### (4) 定位型钢放置

垂直导向沟方向放置两根定位型钢,规格为 $200\times 200$ ,长约2.5m,再在平行导向沟方向放置两根定位型钢规格 $300\times 300$ ,长约8~20m,转角处H型钢采取与围护中心线成45°角插入,H型钢定位采用型钢定位卡。

#### (5) 搅拌桩孔位定位

在开挖的沟槽两侧铺设导向定位轴线,按设计要求在导向定位轴线上划定钻孔位置和插H型钢的控制位置,操作人员根据标定的位置严格控制钻机桩架就位,确保钻孔轴芯位置正确;同时为控制钻杆下钻深度符合设计要求,将控制标高引测到定位型钢上,以正确控制成桩深度。

机械设备的移动沿着基坑围护中心线方向按拟定的作业顺序进行,采用间隔全断面套打的方式作业,以此循环直至围护墙体成型(如图3),在工作日施工间隙、围护转角位置成桩施工拟采用单侧连续套打的办法连接施工(如图4)。水泥土搅拌桩为基坑内外止水帷幕,施工时不容许出现施工冷缝,如因特殊原因出现超过12小时施工接缝,须采取措施加以补强。

#### (6) 搅拌下沉

启动电动机,根据土质情况按计算速率,放松卷扬机使搅拌头自上而下切土拌和下沉,直到钻头下沉钻进至桩底标高。三轴水泥搅拌桩在下沉和提升过程中均应注入水泥浆液,同时严格控制下沉和提升速度,喷浆下沉速度不大于 $1.0\text{m}/\text{min}$ ,提升的速度不大于 $2.0\text{m}/\text{min}$ ,在桩底部分重复搅拌注浆,停留1分钟左右,并做好原始记录。

#### (7) 注浆、搅拌、提升

在施工现场搭建拌浆施工平台,平台附近放置50号吨的水泥罐,在开机前进行浆液的拌制,开钻前对拌浆工作人员做好交底工作。水泥浆液的水灰比为1.5,以浆液输送能力控制。土体加固后,搅拌土体28天抗压强度不小于 $1.2\text{MPa}$ 。

开动灰浆泵,待纯水泥浆到达搅拌头后,按计算要求的速度提升搅拌头,边注浆、边搅拌、边提升,使水泥浆和原地基土充分拌和,直到搅拌头提升到离地面50cm处或桩顶

设计标高后再关闭灰浆泵。

(8) 复搅拌下沉 在桩顶上 2 米区域内应进行复搅。

(9) H 型钢的插放和固定

在钻孔的水泥土充分搅拌均匀，又未初凝硬化前，采用大型吊装机械将焊接定尺的 H 型钢吊起，在指定位置依靠 H 型钢的自重下插到设计规定深度、标高（定位如下图 5）；型钢垂直度控制在 1% 以内，固定在沟槽两侧铺设的定位型钢上，直至孔内的水泥土凝固。

需要拔出回收的 H 型钢在插放前必须先涂抹高分子隔离材料，在浇注混凝土圈梁时必须用隔离材料将型钢和混凝土隔开，而且 H 型钢必须超出浇筑混凝土圈梁 500mm 左右（详见图 6）。

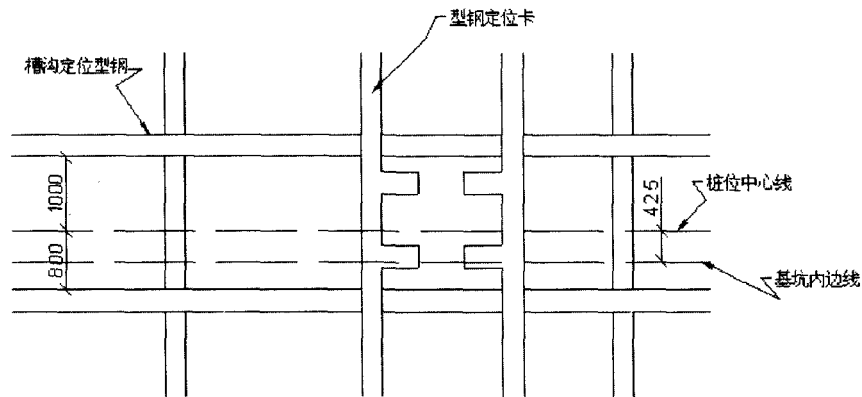


图 5 定位型钢示意图

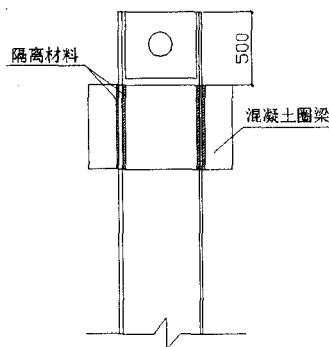


图 6 型钢与混凝土圈梁位置示意图

(10) 清理沟槽内泥浆

由于水泥浆液的定量注入搅拌孔内和 H 型钢的插入，将有一部分水泥土被置换出来，采用挖机将沟槽内的水泥土清理出沟槽，保持沟槽沿边的整洁，确保三轴水泥搅拌桩的硬

化成型及下道工序的施工,被清理的水泥土将在固化后,及时运到指定地点随基坑开挖土运出场地。

#### (11) 压顶圈梁制作

作为挡土的支护结构,每根桩必须通过桩顶连接共同作用。在不插入 H 型钢的搅拌桩内插入 2 根  $\Phi 12\sim\Phi 16$  钢筋,然后制作压顶圈梁,使每一根桩都能连成一体复合受力。

#### (12) H 型钢拔除

现场要有卡车装车的场地,要留出一定的空间,保证拔除 H 型钢的履带吊车的旋转、起拔余地和空间;还要有 H 型钢临时堆放整理的场地,原则上每一天或每二天外运一次;在 H 型钢拔离地面的过程中,严禁吊车把杆下端进行施工操作;拔除前,基坑四周应该进行回土、压实。

拔除 H 型钢的操作工艺如下:

- 1) 采用液压千斤顶,利用混凝土圈梁的反力座,在 H 钢端头上装上插板,把 H 钢接长,再安装上夹具、液压千斤顶将 H 型钢顶松,并顶起 2 米左右,如图 7 所示;
- 2) 拆除插板,用夹具、液压千斤顶,逐步将 H 型钢顶出地面,如图 8 所示;
- 3) 用履带吊车吊牢 H 型钢,待 H 型钢全部拔起吊离现场;
- 4) 整理装车离场;
- 5) 在拔出 H 型钢的同时,用水灰比 1:1.5~1.8 的水泥浆填充 H 型钢拔除后的空隙。

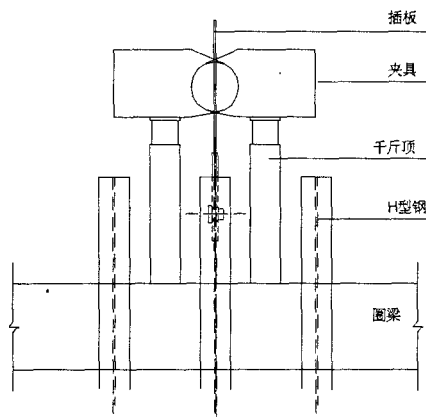


图 7 液压千斤顶顶起 H 型钢示意图

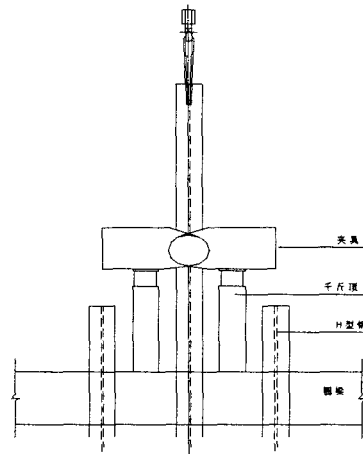


图 8 液压千斤顶将 H 型钢顶出地面示意图

## 4 施工要点、难点控制

### 4.1 施工要点控制

(1) 开机前必须探明和清除一切地下障碍物,须回填土的部位,必须分层回填夯实,以确保桩的位置。

(2) 桩机行使路轨和轨枕不得下沉,桩机垂直偏差不大于 1%。

(3) 采用标准水箱, 按设计要求严格控制水灰比, 水泥浆搅拌时间不少于 2~3min, 滤浆后倒入集料池中, 随后不断的搅拌, 为防止水泥离析压浆应连续进行, 不可中断。

(4) 按规定做 70.7mm×70.7mm×70.7mm 试块, 采用标养, 28 天后测定无侧抗压强度, 应达到设计标号。

(5) 严格控制注浆量和提升速度, 防止出现夹心层或断浆情况。

(6) 搅拌头二次提升速度均控制在 2cm/min 以内。注浆泵出口压力控制在 0.4~0.6MPa。

(7) 桩与桩须搭接的工程应注意下列事项:

1) 桩与桩搭接时间不应大于 12h;

2) 如超过 12h, 则在第二根桩施工时增加注浆量 20%, 同时减慢提升速度;

3) 因相隔时间太长致使第二根桩无法搭接, 则在设计认可下采取局部补桩或注浆措施;

(8) 尽可能在搅拌桩施工完成后 2 小时内插入 H 型钢, 若水灰比或水泥掺入量较大时, H 型钢的插入时间可相应增加。

(9) 每根 H 型钢到现场后, 都要检查垂直度、平整度和焊缝度等, 不符合下列规定要求的不得使用。

1) 设置 H 型钢悬挂梁或其它可以将 H 型钢固定到位的装置, 以免型钢插入到位后再下沉;

2) 涂刷 H 型钢隔离剂时, 要严格按照操作规程作业, 确保隔离剂的粘结质量符合要求;

3) 打桩完成后, 凿除桩顶部水泥土, 露出的 H 型钢表面需用隔离材料包扎或粘贴, 然后制作顶圈梁;

4) 工地质量员应填写每根成桩记录, 记好施工日记。施工过程中由专人负责记录, 记录要求详细、真实、准确。每天要求做一组 70.7mm×70.7mm×70.7mm 试块, 试块制作好后进行编号、记录、养护, 到龄期后由监理单位随机抽取几组送实验室做抗压强度试验, 28 天龄期无侧限抗压强度要求不小于 1.0MPa。

#### 4.2 施工难点控制

(1) 水泥土配合比 根据 SMW 工法的特点, 水泥土配比的技术要求如下:

1) 设计合理的水泥浆液水灰比, 确保水泥土的强度, 同时在插入型钢时, 尽量使型钢靠自重插入。若型钢靠自重仍不能顺利到位, 则略微施加外力, 使型钢插入到规定位置;

2) 水泥掺入比的设计, 必须确保水泥土强度, 降低土体置换率, 减轻施工时对环境扰动;

3) 水泥土和涂有隔离剂的型钢具有良好的握箍力, 确保水泥土和型钢发挥复合效应, 起到共同止水挡土的效果, 并创造良好的型钢上拔回收条件, 即在起拔型钢时隔离涂层易损坏, 产生一定的隔离层间隙;

4) 水泥土在型钢起拔后能够自立不塌, 便于充填孔隙;

5) 根据设计要求并结合工程实际情况确定其基本配合比, 水灰比为 1.5, 32.5 级普通

硅酸水泥掺量为 22%，每立方米水泥掺量为 396kg；

6) SMW 搅拌桩施工时每班组需做试块同条件养护，28 天强度应达到 1.2MPa。

7) 制备水泥浆液及浆液注入

a) 在施工现场搭建拌浆施工平台，平台附近放置 50 吨水泥罐，在开机前按要求进行水泥浆液的搅制。将配制好的水泥浆送入贮浆桶内备用。

b) 水泥浆配制好后，停滞时间不得超过 2 小时，搭接施工的相邻搅拌桩施工间隔不得超过 12 小时。注浆时用 2 台注浆泵通过 2 条管路混合注入。注浆压力为 1~2 MPa，注浆流量为 150-200L/min/每台。

### (2) 施工冷缝处理

施工过程中一旦出现冷缝则采取在冷缝处围护桩外侧补搅素桩方案。在围护桩未达到一定强度前进行补桩，以防偏钻，保证搭接效果，素桩与围护桩搭接厚度约 10cm。

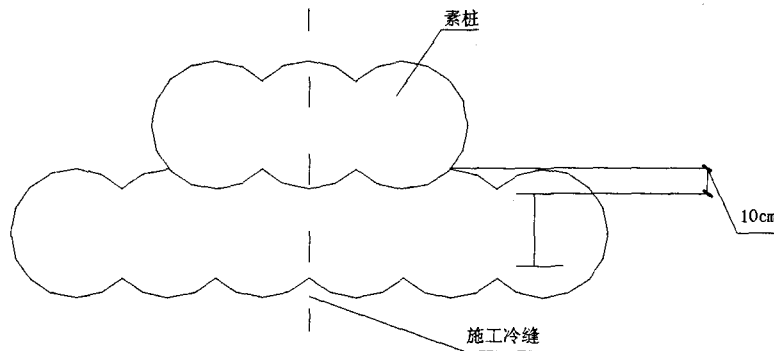


图9 施工冷缝的处理

### (3) 涂刷减摩剂

1) 减摩剂重量配合比为氧化石蜡：阳离子乳化剂：OP：助乳剂：防锈剂：水 = 15:1.3:0.8:2:2: 65。

2) 清除 H 型钢表面的污垢及铁锈。

3) 减摩剂必须用电热棒加热至完全熔化，用搅棒搅拌时感觉厚薄均匀，才能涂敷于 H 型钢上，否则涂层不均匀，易剥落。

4) 如遇雨天，型钢表面潮湿，先用抹布擦干其表面后涂刷减摩剂。不能在潮湿表面上直接涂刷，否则易剥落。

5) 如 H 型钢在表面铁锈清除后不立即涂减摩剂，须在以后涂料施工前抹去表面灰尘。

6) 型钢表面涂上涂层后，一旦发现涂层开裂、剥落，须将其铲除，重新涂刷减摩剂。

7) 基坑开挖后，设置支撑牛腿时，必须清除 H 型钢外露部分的涂层，方能电焊。地下结构完成后撤除支撑，必须清除牛腿，并磨平型钢表面，然后重新涂刷减摩剂。

8) 浇筑连接梁时，埋设在梁中的 H 型钢部分必须用 10mm 厚泡沫塑料片包裹好。使型钢与砼隔离良好，以利于型钢拔除。

### (4) 插入型钢

三轴水泥搅拌桩施工完毕后，吊机应立即就位，准备吊放 H 型钢。

H 型钢使用前，在距其顶端 20cm 处开一个中心圆孔，孔径约 8cm，并在此处型钢两面加焊两块各厚 1cm 的加强板，其规格为 450mm×450mm，中心开孔与型钢上孔对齐。

根据甲方提供的高程控制点，用水准仪直接控制型钢插入标高。误差控制：

- 1) 在±5cm 以内，型钢插入水泥石土部分均匀涂刷减摩剂。
- 2) 安装好吊具及固定钩，然后用 35 吨吊机起吊 H 型钢，用线锤校核其垂直度。
- 3) 在沟槽定位型钢上设 H 型钢定位卡，固定插入型钢平面位置，型钢定位卡必须牢固、水平，而后将 H 型钢底部中心对正桩位中心并沿定位卡徐徐垂直插入水泥石土搅拌桩体内，采用线锤控制垂直度。
- 4) 若 H 型钢下插低于设计标高，则在该型钢顶端焊接吊筋，用槽钢穿过吊筋将其搁置在定位型钢上，待水泥石土搅拌桩达到一定硬化时间后，将吊筋及沟槽定位型钢撤除。
- 5) 若 H 型钢插放达不到设计标高时，则重复提升下插使其达到设计标高，此过程中始终用线锤跟踪控制 H 型钢垂直度。
- 6) 型钢插入左右误差不得大于 30mm，宜插在靠近基坑一侧，垂直度偏差不得大于 1/150，底标高误差不得大于 200mm。

#### (5) 基坑开挖过程中渗漏水处理

在基坑开挖阶段，密切注意基坑墙体渗漏情况，发现渗漏及时封堵。具体采用以下两种方法补漏。

- 1) 引流管。在基坑渗水点插引流管，在其周围用速凝防水水泥砂浆封堵，待水泥砂浆达到强度后，将引流管打结。
- 2) 双液注浆 将配制拌合好的化学浆液和水泥浆送入贮浆桶内备用。注浆过程中应尽可能控制流量和压力，防止浆液流失。

## 5 SMW 工法的主要特点

(1) 施工不扰动邻近土体，不会产生邻近地面下沉、房屋倾斜、道路裂损及地下设施移位等危害。

(2) 钻杆具有螺旋推进翼与搅拌翼相间设置的特点，随着钻掘和搅拌反复进行，可使水泥系强化剂与土得到充分搅拌，而且墙体全长无接缝，从而使它可比传统的连续墙具有更可靠的止水性，其渗透系数 K 可达 10<sup>-7</sup>cm/s。

(3) 它可在粘性土、粉土、砂土、砂砾土、Φ100 以上卵石及单轴抗压强度 60MPa 以下的岩层应用。

(4) 可成墙厚度 550~1300mm，常用厚度 600mm；成墙最大深度目前为 65m，视地质条件尚可施工至更深。

(5) 所需工期较其他工法为短，在一般地质条件下，每一台班可成墙 70~80m<sup>2</sup>。

(6) 废土外运量远比其他工法为少。

## 6 SMW 工法质量控制措施

(1) 在 SMW 水泥搅拌桩施工前, 平整场地, 并对场地进行硬化处理, 清除施工范围内的地面、地下障碍物。

(2) 对控制点和水准点进行复测, 并通知监理工程师进行复核。承包人对经监理工程师复核确认后的测量控制点和基准点的保护负全部责任。

(3) 定位型钢须安装安全牢固并且位置准确, 必要时可采用导墙, 保证成桩垂直度。

(4) 用于 SMW 搅拌桩施工的所有设备在进场前必须通过监理工程师的检查和书面确认, 并在使用中经常维护和保养, 以确保设备完好和使用安全。搅拌机架应配有垂直度检测设备; 水泥浆拌制系统应配有可靠的计量装置; 喷浆系统应配备流量表、压力计等检测装置; 搅拌头下降、提升过程中应有速度控制装置和措施。

(5) 型钢使用前应逐根检查、验收, 检查验收标准见下表。型钢探伤率不少于 5%。

(6) 型钢的堆放场地必须平整, 型钢堆放应安全并保证其平直度。

(7) SMW 搅拌桩在施工中必须派专人进行详细的施工记录, 包括: 量测定位、浆液水灰比、浆液流量、喷浆压力、搅拌头提升和下沉速度、成桩垂直度、H 型钢吊装垂直度、标高控制等。各项技术指标在得到监理工程师认可后方可进行下一道工序的施工。

(8) SMW 桩采用 32.5 级普通硅酸盐水泥, 水灰比 1.5, 水泥掺量 22%, 型钢插入困难时应使用适当的振动锤振动插入, 并保持型钢的垂直度。

(9) 质量标准

1) 施工过程必须严格控制 and 跟踪检查每根桩的水泥用量、桩长、搅拌头下降和提升速度、浆液流量、喷浆压力、成桩垂直度、H 型钢吊装垂直度以及标高等。

2) H 型钢验收标准见表 1, H 型钢安装验收标准和搅拌桩桩体验收标准见表 2。

表 1 H 型钢验收标准

实测项目	允许偏差
长度	±20mm
截面高度	±4mm
截面宽度	±3mm
腹板中心线	±2mm
型钢对接焊缝	符合设计要求
型钢挠度	10mm

3) 在成桩过程中应对水泥土取样, 取样数量为每台班每机架一组, 每组 6 块。



4) 搅拌桩桩体在达到龄期 28 天后, 应钻孔取芯测试其强度, 其抗压强度满足设计要求。检查桩的数量应不小于已完成桩数的 2%。

5) SMW 桩体不允许出现大面积的湿迹和渗漏现象。若有渗漏应及时封堵。

表 2 H 型钢安装验收和搅拌桩桩体验收标准

H 型钢安装验收标准		搅拌桩桩体验收标准	
实测项目	允许偏差	实测项目	允许偏差
型钢定位轴线	$\pm 20\text{mm}$	桩位偏差	平行基坑方向 $\pm 30\text{mm}$
顶标高	$\pm 4\text{mm}$		垂直基坑方向 $\pm 30\text{mm}$
型心转角	$\pm 2^\circ$	垂直度	3‰
垂直度	3‰	成桩深度	+100mm, -0mm

## 7 SMW 工况示意图

SMW 工况示意图如图 10 所示。

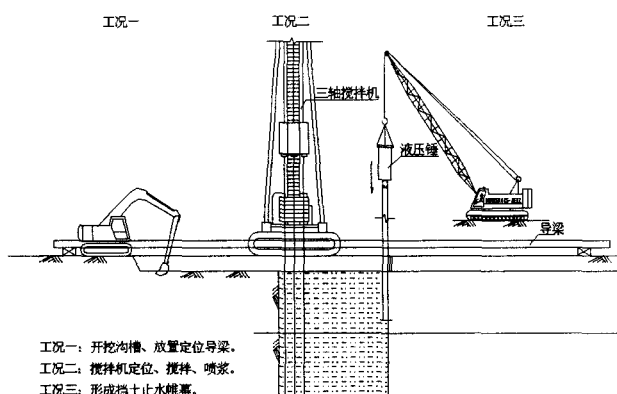


图 10 SMW 工况示意

### 参考文献:

- [1] 建筑地基处理技术规范 JG79-91[S]. 北京: 中国计划出版社, 1992.
- [2] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [3] 隧道工程[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1997.
- [4] JGJ120—99, 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [5] 地基处理手册》编委会. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [6] 王建. 柔性水泥土地下连续墙试验研究[J]. 建筑技术开发, 2000.

# 预压桩托换加固纠偏在自重湿陷性黄土 场地应用实例

陈国政 陈守平 陈守安

(中国有色金属工业西安勘察院基础托换工程公司 西安 710054)

**摘要:** 某厂属Ⅲ级自重湿陷性黄土场地, 建筑物曾遭遇多项“地基病害”, 地基产生过大不均匀沉降, 导致结构体系严重破损和倾斜, 最大倾斜率高达 18~42%, 成为危险建筑。本文介绍采用预压桩托换技术对建筑物进行抢救性加固纠偏治理的设计、试验、施工、成果及评价。据成果分析, 倾斜率回到 1.8‰~1.4‰, 符合国家现行技术标准小于 4.5‰的要求。实践证明该技术可靠且经济效益显著。具有实际推广应用价值。

**关键词:** 预压桩托换; 地基加固补强; 顶升纠偏

## 1 前 言

工程实践证明以湿陷性黄土为地基的建筑物, 一旦遇水浸泡就会产生湿陷、软化, 地基承载力大幅度降低、产生过大不均匀沉降, 从而导致结构体系严重破损和倾斜, 使其成为危险建筑, 无法继续使用, 这些严重威胁结构和生命财产安全。若拆除建筑物不免可惜, 且重建时间长、费时费力, 经济损失巨大也难以承受。

为此有必要寻求一种简单、易行、可靠且经济(相当原造价 50%以内, 才可认为既经济又合理<sup>[1]</sup>)的方法尽快控制地基稳定。使建筑物尽快恢复稳定而又取得显著经济效益是当前迫切需要解决的实用课题。

在建筑地基治理方面, 作者于上世纪 80 年代在西北、甘肃、陕西、山西及河南等地区承担了 120 多项工程实践, 从中获得的经验证实, 采用预压桩托换加固技术纠偏不仅能使建筑物满足使用要求、恢复使用, 也使某些危险建筑免去被拆除、重建, 取得了可观的经济效益<sup>[2][3]</sup>, 且纠偏后的建筑物抗震性更强。由此可见, 预压桩托换加固技术是一项实用可靠的技术, 是利国利民经得起时间考验和落实科学发展观的好方法。本文介绍了某厂Ⅲ级自重湿陷性黄土场地加固纠偏工程, 以期抛砖引玉, 供疑难工程研究和探索。

## 2 工程概况

山西临汾万鑫达焦化厂, 建于 2003 年, 投产使用后, 于 2004~2008 年期间厂内多个建筑物出现“地基病害”, 其特征如下: (1) 地基产生不均匀沉降, 地圈梁悬空断裂高达

0.4m, 长达 3.5m; (2) 结构墙体严重开裂, 缝宽 5~25mm, 长达 1.0~3m, 呈斜向、近似水平向由底层延至顶层; (3) 墙体附近地面断裂更为严重, 缝宽 15~60mm, 长达 3.0~4.0m; (4) 结构体系遭受严重破坏, 裂缝内外门窗错位变形, 倾斜角为 3~5°; (5) 实测建筑物倾斜率高达 18‰~42‰, 且沉降不稳定, 面临倒塌危险。为确保安全, 该厂暂停产, 对厂内危险建筑物进行安全支护。实际工程照片参见图 1~6。



图 1 熄焦泵房结构墙体开裂, 呈斜向延伸  
10~120mm 长度达 1.0~3.0m

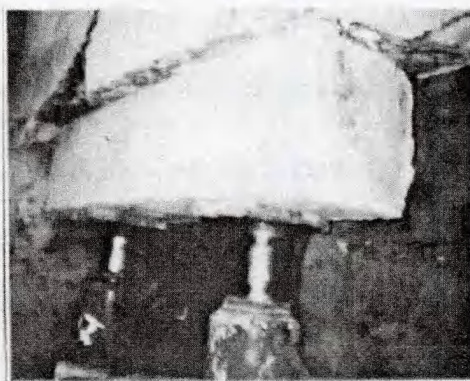


图 2 熄焦泵房地圈断裂, 采用托缝宽梁  
支顶解危



图 3 清水泵房墙周围地面开裂, 缝宽 15~60mm  
长 3~4m, 地圈梁下陷成洞高 0.4m 实况

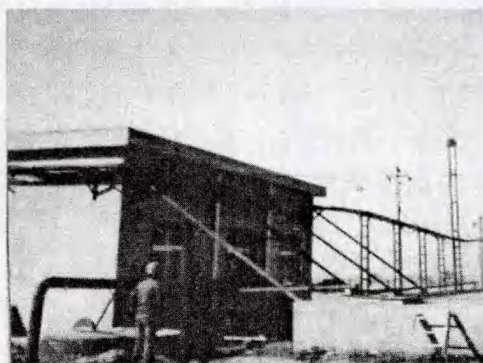


图 4 清水泵房倾斜率达 42‰, 为防止  
倒塌进行安全支护

有关各项工程建筑物结构类型, 基础条件及地基病害特征等, 详见表 1。

综合上述图表可见, 倾斜率 20.8‰~42‰, 远超出《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99) 允许值 (7‰), 为其 3~6 倍, 经鉴定属严重危险建筑, 将威胁结构和生命财产安全, 急需进行抢救性治理。否则应予以拆除, 不能使用。

另需说明: 清水泵房是供全厂各车间生产用水咽喉, 一旦断水会导致全厂停产; 机修车间是全厂机械设备动力设备加工、换件、维修基地, 如停止工作, 会造成厂内生产车间瘫痪, 经济损失巨大。

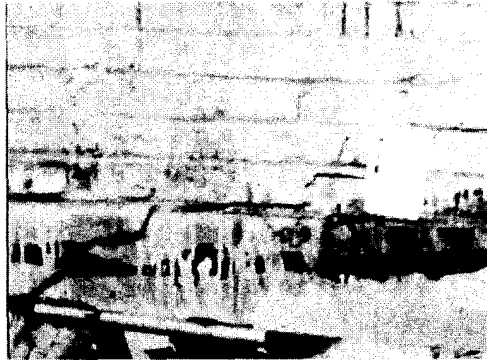


图5 机修车间结墙体呈斜向、水平向  
缝宽100mm,长2.5m,地圈梁断裂



图6 机修车间门窗错位倾斜2~5度,倾斜率20.8%

表1 建筑物地基加固顶升纠偏工程实例

建筑名称	建筑面积 A/m <sup>2</sup>	结构类型	层数 n	高度 H/m	基础埋深 H/m	基础形式	地基病害特征				最大下沉量 S <sub>F</sub> /mm	最大倾斜率 e/‰	备注
							墙体裂缝		地面裂缝				
							宽度 b/mm	长度 a/m	宽度 b/mm	长度 a/m			
熄焦泵房	44.0	砖混	单层	5.0	1.5	条基与柱基	10~120	1.0~3.0	15~30	3.0~5.0	240	18.0	地梁断裂 悬空成洞
冷凝泵房	240.0	砖混	单层	6.0	1.5	条基	5~15	1.0~3.0	15~30	3.0~5.0	180	5.6~12.5	基底悬空 成洞
清水泵房	526.5	砖混	单层	4.5	1.5	条基	10~60	3.0~4.0	15~60	3.0~4.0	320	42.0	地梁断裂 悬空成洞
鼓风机房	300.0	框架	二层	10	2.1	柱基	5~25	2.0~3.0	10~40	4.0	128	<5	——
机修车间	180.0	砖混	二层	10	1.5	条基与柱基	2~20	1.0~2.5	20~40	2.0~4.0	300	20.8	地梁断裂 悬空成洞
油库	144.0	框架	单层	9.4	1.5	筏基	—	—	—	—	100	6.7	——
3号宿舍楼	500.9	砖混	五层	16.5	1.5	筏基	1~12	1.0~2.0	—	—	120	<5	——

注：表中建筑物于2004年建成，随后投产使用。

综合上述图表可见, 倾斜率 20.8‰~42‰, 远超出《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99) 允许值 (7‰), 为其 3~6 倍, 经鉴定属严重危险建筑, 将威胁结构和生命财产安全, 急需进行抢救性治理。否则应予以拆除, 不能使用。

另需说明: 清水泵房是供全厂各车间生产用水咽喉, 一旦断水会导致全厂停产; 机修车间是全厂机械设备动力设备加工、换件、维修基地, 如停止工作, 会造成厂内生产车间瘫痪, 经济损失巨大。

为保证建筑地基稳定、结构安全, 并应业主要求需迅速恢复其正常使用功能, 本工程采用“预压桩托换法”对建筑物进行地基加固补强顶升纠偏治理, 建筑物经处理后能满足使用要求。实践表明, 该工程加固纠偏是成功的。现将该工程介绍如下, 供类似工程借鉴。

### 3 场地地质条件简述

根据附近《岩土工程勘察》资料, 场地地貌单元为汾河东岸Ⅲ级阶地, 地势略有起伏。场地地基土主要由第四系上更新统洪积、堆积的湿陷性粉质粘土组成。基础底面下为:

- (1) 人工填土: 厚度约为 1.8~3.8m, 其中包括 0.9~2.0m 厚 3: 7 灰土垫层;
- (2) 粉土: 平均厚度 10.65m, 具有湿陷性,  $f_k=140\text{kPa}$ ;
- (3) 粉质粘土: 最大厚度 5.90m,  $f_k=180\text{kPa}$ ;

场地地基土具有中等压缩性, 为自重湿陷性黄土场地, 等级为Ⅲ级。地下水埋藏深度在 18.0m 以下。

### 4 地基病害根源

根据场地踏勘调查和挖掘操作坑剖析, 造成上部结构墙体破损、开裂倾斜、地梁下悬空成洞主要原因分析如下:

(1) 建前无岩土工程勘察资料, 仅参阅附近地质资料, 设计不规范, 地基处理欠佳或根本未处理。

(2) 开挖操作坑发现灰土垫层下地基土普遍很湿, 形成稀泥呈饱和状态, 机修车间西北角地下管道接头处腐蚀破裂严重跑水 (参见图 7), 因其处于地下, 较隐蔽, 不易察觉, 使地基土长期被水浸泡湿陷。

(3) 熄焦泵房东北角附近有水池, 由于管理不善经常跑水、涌水, 淹没墙基地坪以上高度为 0.1~0.2m, 浸泡墙基。

(4) 冷凝泵房水泵严重跑水, 浸泡泵基下地基上, 2005 年元旦早班时发现半坑水浸泡, 上午 10 时发现泥土塌陷、倾斜, 实测墙体倾斜率达 12.5‰。

(5) 清水泵房值班人员未能及时控制水位线, 出现多次跑水涌出大量水淹没墙基, 由于排水不畅形成倒灌, 浸泡地基土。



图7 机修车间西北角处地下管道接头腐化破裂严重跑水实况

(6) 鼓风机房, 开挖操作坑深达 4.0m 发现灰土垫层下地基土较湿成绿色并有刺激性氨气冒出, 表明水由基础边渗透浸入深处土层。水源来自厂房西南角处焦油槽间的地下管道破裂严重跑水。

综合上述分析可知, 导致地基病害的因素除管理不善外, 还有水, 主要表现为地基土被水长期浸泡湿陷、土质软化, 从而使地基承载力大幅度降低产生过大不均匀沉降。

## 5 建筑物结构强度检测与可行性评价

### 5.1 结构强度检测

施工前踏勘发现地圈梁悬空、断裂, 下面成洞。因为压桩是以地圈梁为顶板上部荷载做反力, 无法获悉其能否满足压桩施压和顶升要求, 一旦不满足后果不堪设想。为此施工前在压桩部位顶端选择具有代表性的“地圈梁”采用回弹仪简捷快速方法进行强度试验。其结果列入下表 2。

表2 结构地圈梁强度检测结果表

代表性工程项目	频数/N	测定值, $R_n$ /MPa		备 注
		范围值	平均值	
清水泵房	5	25~30	27.4	
机修车间	5	28~38	33	按设计 $R_n \geq 25$ MPa 满足要求
熄焦泵房	5	26~36	30	

由表 2 得出, 根据上述检测结构测定  $R_n$  值为 25~38MPa, 平均为 2.74~33.0MPa。结果表明以地圈梁做压桩顶板, 抗压强度满足压桩施压顶升要求, 是安全可行的。

## 5.2 安全度评价

(1) 有的地圈梁虽然出现裂缝或悬空, 但结构强度测定值  $R_n \geq 25\text{MPa}$ , 证明整体刚度好, 根据经验只要对出现断裂的地圈梁部位, 采取托梁做顶板施压达到设计压桩顶升目的, 可确保安全实施。

(2) 施工前调查, 厂房出现了较大的裂缝、倾斜, 但结构体系除了出现裂缝较宽、长外, 其他部位良好无损, 通过压桩加固补强顶升托换后, 消除了地基隐患, 可恢复结构的使用功能。

(3) 厂房底部有强度较高地圈梁直接支托上部结构荷载, 受力状态符合砌体承重结构中刚度标准, 有利于整体传力。

综上简单分析, 厂房具有较好的整体刚度, 当出现较大倾斜后, 厂房外形及上部结构整体性良好, 是适宜采用施压顶升纠偏施工的。

## 6 地基加固补强顶升纠偏治理方案

根据地基病害原因、附近地质资料与基础条件, 又鉴于地基产生了不均匀下沉, 以及墙体严重开裂、倾斜, 使得该建筑成为危险建筑, 据工程实践综合分析可得: 用一般常规方法治理不可行, 建议采用《预压桩托换地基加固补强顶升纠偏》方案。预压桩托换突出优点: 设备小巧, 占地面积小, 适用窄小地段, 可在不停产条件下施工; 机理明确, 具有直观性和可知性, 人为可控, 技术可靠。其原理是以基础上部结构荷载为反力, 在基础下进行压桩, 支顶受力性能好, 压桩结束保持恒压稳定, 再顶升上抬基础, 使建筑物沿某一直线(点)作整体平面转动, 即可得到纠正。顶升托换可有效阻止桩顶回弹, 并形成桩顶向上的反力, 从而有效减小地基应力, 由桩顶直接支承结构荷载, 可控制地基不再产生新的沉降和倾斜, 具有维持稳定快、防复倾等效用, 该技术能加强地基整体刚度和抗震性能、提高地基承载力, 并进一步根除病害, 保证建筑物恢复正常安全使用功能并可延长其使用寿命。多项工程实践证明, 它是一种纠偏的可靠方法, 故被采纳。

## 7 地基加固顶升纠偏设计与施工

### 7.1 设计

根据采用的方案, 结构强度检测和安全性评价依据现行规范<sup>[4][5]</sup>, 结合地基下沉、开裂倾斜等实况(参见图 1~6 及表 1), 首先要控制地基稳定后再顶升纠偏, 按工艺顺序, 设计分地基加固设计和顶升纠偏设计两个部分。

#### (1) 地基加固设计

1) 桩身材料为钢筋砼预制桩, 截面  $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ , 强度等级为 C30, 配  $4\Phi 12$  钢筋,



桩段长度方桩为 1.0m、1.2m, 尖桩 1.2m, 锥角  $60^\circ$ , 桩尖用电焊接桩。

2) 根据地基沉降倾斜严重程度, 确定于基础下压桩清水泵房为 18 根、机修车间 26 根, 桩间距一般为 1.0~1.5m, 最大为 2.0~3.0m。估算桩尖入土深度为 11~14m (从地面算起), 桩端均进入力学性能较高非湿陷性地层中。

3) 遇地圈梁断裂部位要采取托梁法进行压桩, 压桩终止压力应满足规范要求, 要达到单桩竖向承载力标准值  $R_k$  的 1.5 倍, 并压入相应深度的土层中。

4) 根据提供的有关资料, 对加固的建筑物结构总荷载进行计算, 单桩竖向承载力标准值  $R_k$  设计为 80kN~280kN, 详见表 2。

5) 托换压力  $\geq$  压桩终止压力或顶升力。

6) 为验证设计  $R_k$  值可靠性, 对地基可靠性评价合理调整和指导加固顶升施工, 要选择适量代表性桩做单桩静载荷试验 (以下简称试桩)。当发现地圈梁有断裂部位, 要及时采用强度 C30 预制桩做托梁进行压桩。

7) 压桩结束要预压, 压力控制为压桩力  $2/3$  为宜。随后按技术要求回填夯实至桩端下适宜深度止。然后桩顶保持常数恒压, 待顶升。

## (2) 顶升纠偏设计

1) 采用压力顶升纠偏法。根据建筑物倾斜方向和倾斜率, 由沉降较大一方向沉降较小一方进行顶升。倾斜率除满足<sup>[6]</sup>允许值 (小于 7%) 外, 需达到业主提出的 5% 使用要求。

2) 顶升纠偏设计是通过地圈梁或基础底部预制桩组成上、下受力体系, 采用带有压力表的千斤顶人力控制施压顶升。

3) 施压是以桩顶做反力上抬地圈梁或基础以上结构荷载, 在基础边南侧沉降较小的部位压入保护桩作为转动轴进行迫降, 以防止厂房出现“纠枉过正”的不利情况, 达到纠偏的目的。

4) 据现场踏勘, 清水泵房与机修车间地基下沉较大, 为 200~300mm, 结构破坏严重, 倾斜明显, 远超出允许值 (7%), 设计顶升量为 200~250mm 满足要求, 以实测为准。

5) 顶升纠偏结束进行分段同步基础托换、按要求回填夯实、支模浇灌砼承台及恢复地面原貌。

## 7.2 施工

### (1) 地基加固施工

1) 准备工作: 标定好压桩用的电动油泵、托换千斤顶、压力表等主要设备和仪表。

2) 按布置桩位挖竖坑, 对硬层采用空压机与风镐掘进凿洞压桩支顶。

3) 地面电动油泵加压观测, 坑下于基础底面中心操作压桩, 用吊线锤吊测桩身垂直度, 满足规范 1% 每节桩长的要求, 见图 8。



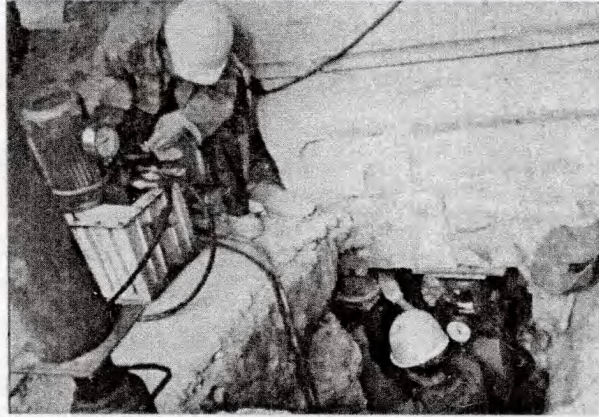
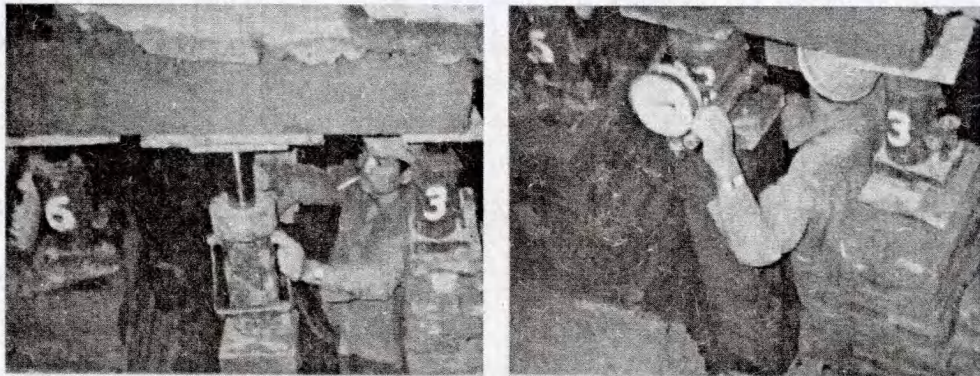


图8 地面电动油泵控制施压，基础下操作压桩

施工过程中发现地圈梁多处断裂和悬空，据实况分析是因为反力不足，强行压桩有时不仅达不到压桩目的，而且可能导致灾难性后果，危及生命财产安全。这时重新设计托梁并送到工厂进行预制，需要很长时间，达不到加固抢救危险建筑的目的。为此在紧急关头，著者据实践经验想出：就地取材利用预制桩代替托梁。其方法是将预压桩横向紧贴在地圈梁断缝底面，两端对称性用桩或借用砖砌体支托，并放置千斤顶人为控制支顶高度，再用千斤顶在托梁中间施压进行压桩，参见图9。从而及时解决压桩疑难问题，并达到设计要求，确保结构安全。



a 基础下用托梁进行压桩全景

b 压桩结束正进行恒压情景

图9 地圈梁断裂采用托梁压桩和恒压实况

(4) 每节桩接头用电焊焊接牢固，桩位平面偏差不得大于 $\pm 20\text{mm}$ 。

(5) 压桩结束安放好托换支座进行恒压后，按规范要求进行试桩与预压，参见图10。

9

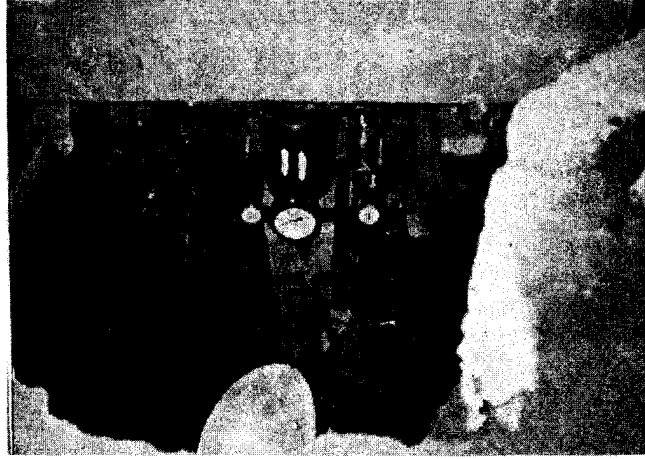


图10 于基础底面下进行试桩全貌

## (2) 顶升纠偏施工

1) 修整基础底面, 找平垫上钢板。将带有压力表的液压 500kN 千斤顶安置在桩顶面上, 并上下垫上钢板。

2) 在千斤顶活塞顶上放置专用钢垫板, 随后加压支顶, 并保持满足要求常数压力值, 而后进行顶升。

3) 全部顶升点千斤顶要统一调整, 活塞上余 2cm 为宜, 加压支顶保持指定常数。

4) 为便于顶升施压, 要回填操作坑, 距基础或地梁底面 1.0m 为佳, 要注意消除上、下四周顶升约束力。

5) 位移量观测选择代表性部位, 于地面安置百分表精测, 以便观察基础上升量微动情况。在墙体上代表性部位, 选择一定数量观测点, 用水准仪、经纬仪监测上升量与倾斜值。

6) 试顶: 全面检查各项工作是否完备, 顶升部位强度整体性是否达到要求, 各个顶升点千斤顶活塞行程、仪表及常数压力是否有问题, 保持程度如何? 经检查一切正常后开始顶升工作。

7) 顶升纠偏: 要统一指挥, 采取顶升力与顶升量双控原则, 进行分段逐级加载, 开始控制每级荷载小于结构荷载 1/10, 顶升量为 6mm 以内, 以后视具体情况可增大; 当顶升量达 150mm 时, 注意千斤顶倒程, 要防止同时倒程地梁受力过于集中而发生危险; 倒程前, 将两侧并排千斤顶同步加压, 控制其压力等于或大于原压力, 放下顶升千斤顶活塞垫上垫块, 加到原压力后再继续顶升。

8) 分段施加顶升荷载, 同步缓慢进行及时补压保持指定恒载, 根据顶升量差异调整各段顶升点施压大小, 当观测顶升量与倾斜值满足设计要求时终止。

9) 顶升实施中清水泵房出现故障约束顶升, 室外地面上的输水管道随顶升抬高, 导致室内管道接头处断裂, 若不及时补救, 将跑水淹塌泵房, 供水失效, 会造成全厂停产, 其后果不堪设想。为此联系厂方立即关闭闸门断绝水源, 采取消除障碍措施, 利用钢管为支



柱，其上由千斤顶控制顶升高度，将输水管道穿过窗口导入室内截断，暂悬空停放，待顶升完毕再对口焊接封闭，参见图 11，从而有效的消除障碍和顶升约束力，确保正常顶升施工。



图 11 用钢管垫墩做立柱支顶，千斤顶施压控制上升高度

10) 基础托换方法<sup>[7]</sup>，在桩顶托换支座两侧安置二台并排带有压力表的千斤顶，同步分段进行托换（参见图 12）。



a 两侧托换千斤顶同步加压，待顶升千斤顶压力回零时取出



b 取出顶升千斤顶塞入托换钢管托换完毕顶升量达 250mm 实况

11) 支模后，按设计要求采用强度 C20 混凝土浇灌砼承台，并用震动棒振捣，将桩头或钢管包裹起来，与基础连接成整体。

12) 对破坏地面用砼 C15 恢复原貌。



c 桩式托换后, 地梁下与桩顶间托换钢管焊牢实况

图 12 桩式托换设备、仪表及操作全貌

## 8 预压桩托换地基加固补强顶升纠偏成果分析及评价

### 8.1 成果

该厂区自 2004 年~2008 年以来加固纠偏所竣工工程见表 1 中序号 1~7。据所获得的原始资料经整理计算后有关成果汇总于表 2 和表 3。

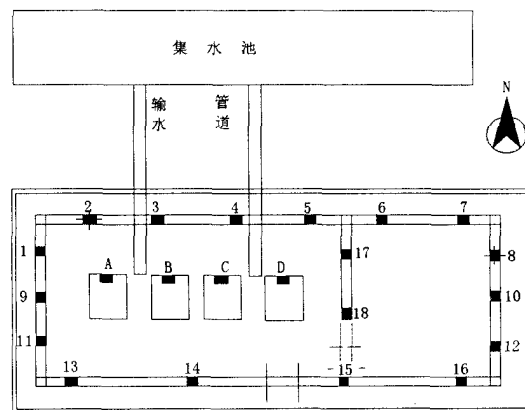
表 2 预压桩加固补强结果汇总表

序号	工程名称	压桩数 n	压桩入土深度 H/m		压桩终止压力 P/kN		单桩承载力标准值 R <sub>k</sub> /kN			P <sub>压</sub>	
			范围值	平均	范围值	平均	设计值	实测值	R <sub>k</sub>		
									R <sub>实</sub>		R <sub>设</sub>
1	熄焦泵房	8	5.73~10.37	7.99	150.0~175.0	159.4	100	125	1.25	1.06	
2	冷凝泵房	25	7.56~11.70	9.30	83.3~250.0	137.7	80	125	1.56	1.15	
3	清水泵房	18	6.46~13.41	9.74	150.0~266.6	206.0	100	175	1.75	1.37	
4	鼓风机房	72	8.85~13.86	11.01	375.0~480.0	407.4	200	212	1.06	1.36	
5	机修车间	33	6.98~17.65	12.25	158.0~450.0	371.2	180	275	1.53	1.53	
6	油罐	22	12.07~12.98	12.80	400.0~500.0	446.1	270	357	1.39	1.10	
7	6号宿舍楼	41	10.85~15.65	13.41	416.7~483.0	444.5	280	340	1.21	1.06	

表3 预压桩顶升纠偏结果汇总表

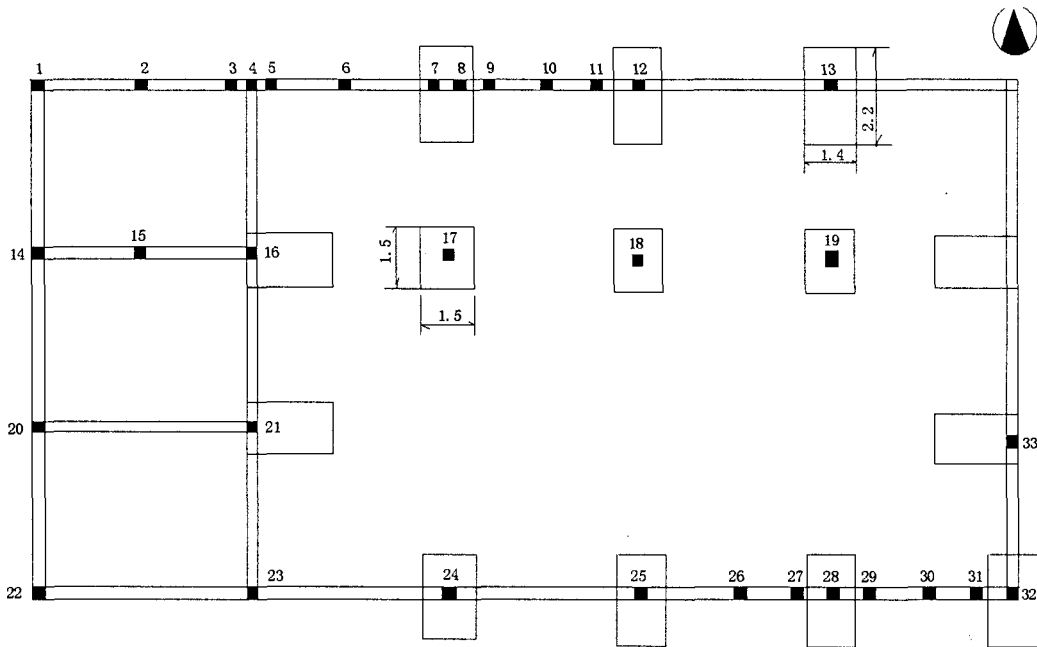
序号	工程名称	竣工时间	顶升点数 N	顶升力 P/kN		倾斜方向	最大顶升量 S/m	纠偏后倾斜率 e/‰	托换压力 P <sub>托</sub> (kN)		P <sub>托</sub>	竣工后 3~6 年 使用情况
				计算	实测				范围值	平均		
1	熄焦泵房	2005.1.18	8	—	—	东北	—	1.6	40.9~185	112.3	0.70	良好
2	冷凝泵房	2005.1.20	9	—	—	西南	—	1.2	100.0~204.5	130.8	0.95	良好
3	清水泵房	2005.12.16	12	1548	1380	北	178	1.8	163.6~363.6	272.3	1.32	良好
4	鼓风机房	2007.4.18	—	—	—	—	—	—	354.5~454.5	380.0	0.93	良好
5	机修车间	2008.8.18	22	7920	481.6	北偏西	250	1.4	227.3~500.0	419.3	1.13	良好
6	油罐	2008.8.18	12	7485	432.8	东南	50	0.8	416.7~500.0	455.8	1.02	良好
7	宿舍楼	2008.8.18	—	—	—	西北	—	—	455.5~536.4	476.4	1.07	良好

说明: 熄焦泵房 P<sub>托</sub>/P<sub>压</sub>=0.7 较小, 是因为托换顶升发现结构墙体裂缝已经闭合, 并有挤压掉块脱落现象, 为此减小托换压力所致



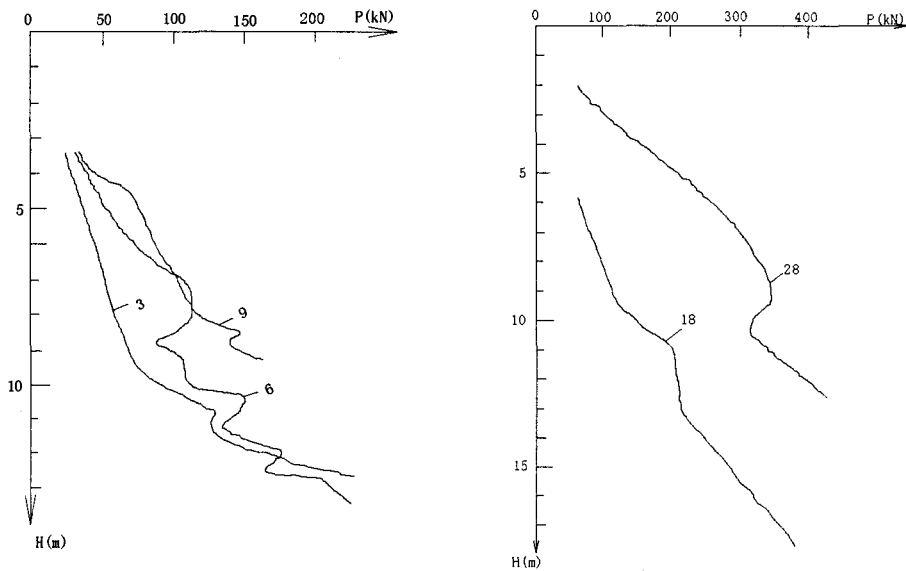
说明: ■ 预压桩    ■ 试桩 A、B、C、D 为泵基础

图 13 清水泵房地基加固补强顶升纠偏竣工图



说明: ■ —预压桩

图14 机修车间地基加固补强顶升纠偏竣工图



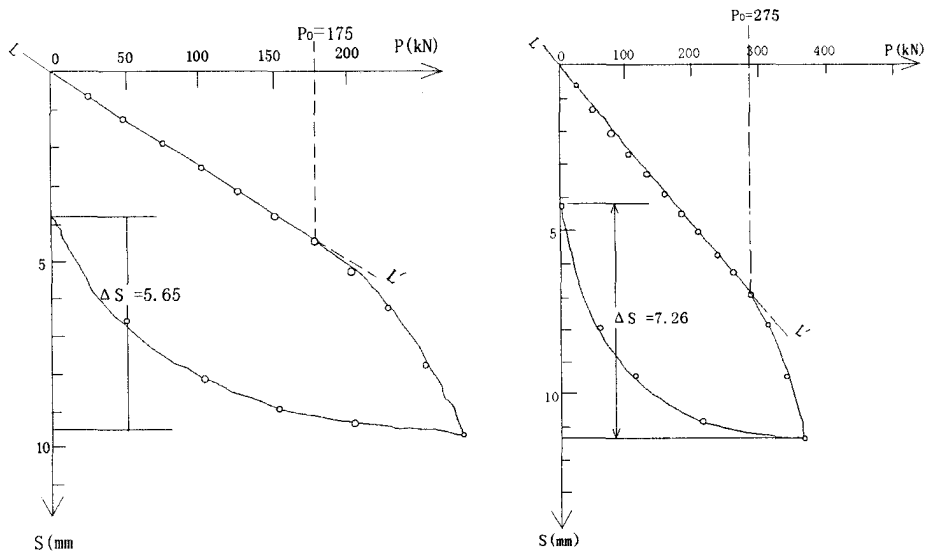
a 清水泵房桩编号3.6及9关系曲线

b 机修车间桩编号18与28关系曲线

图15 压桩力P-桩尖入土深度H关系曲线

现以表中序号3、5为实例详述如下:

- 1) 地基加固补强顶升纠偏竣工图, 如图 13 与图 14 所示。
- 2) 预压桩结果绘制代表性压桩力  $P$ -桩尖入土深度  $H$  关系曲线见图 15
- 3) 试桩的压力  $P$ -沉降  $S$  关系曲线见图 16, 结果列入表 4。



a 清水泵房桩编号 8 关系曲线

b 机修车间桩编号 4 关系曲线

图 16 试桩压力  $P$ -沉降  $S$  关系曲线

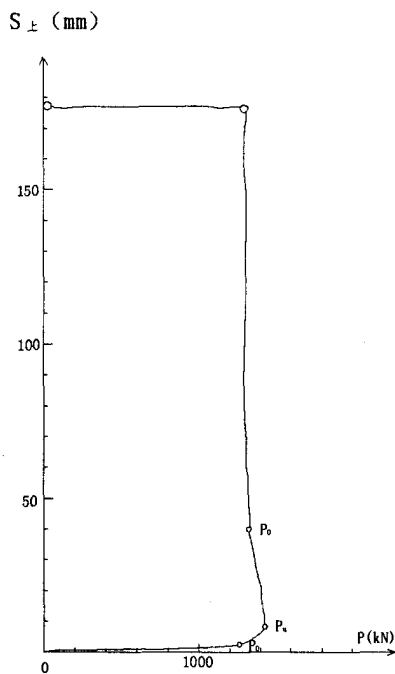
表 4 基础下试桩结果汇总表

工程名称	桩编号	桩尖入土深度 $H/m$	压桩终止压力 $P/kN$	试验终止压力 $P/kN$	比例界限 $P_0/kN$	对 $P_0$ 相对应沉降 $S/mm$	总沉降量 $\Sigma S/mm$	总回弹量	单桩承载力标准值
								$\Sigma \Delta S/mm$	$P_k/kN$
清水泵房	2	10.18	266.6	250.0	175	6.08	11.23	3.22	175
	8	11.17	266.6	275.0	175	4.58	9.60		
机修车间	4	16.94	416.0	350.0	275	6.94	11.40	7.28	275
	24	13.90	392.0	350.0	275	5.87	11.26		

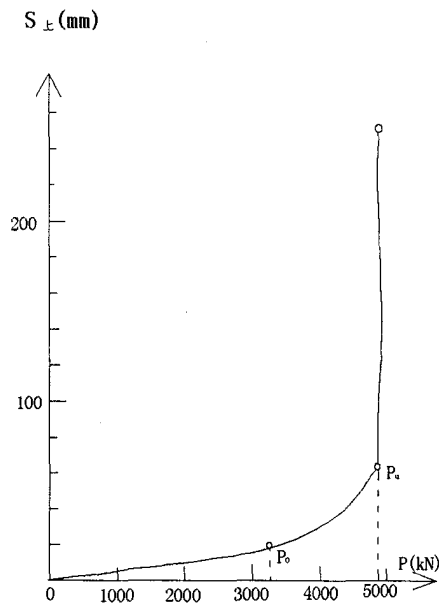
- 4) 建筑物顶升纠偏复位成果见表 5, 顶升力  $P_{\uparrow}$ -上升量  $S_{\uparrow}$  关系曲线, 见图 17。

表5 顶升纠偏复位结果对比表

工程名称	计算楼房总荷载 $Q/kN$	顶升终止荷载 $P_{\uparrow}/kN$	比例界限 $P_0/kN$	极限荷载 $P_u/kN$	最大下沉量 $S/mm$	最大顶升量 $S/mm$	倾斜值 $S_T/mm$		倾斜率 $n/\%$	
							顶升前	顶升后	顶升前	顶升后
清水泵房	1548	1380	1300	1460	220	178	189	8	42.0	1.8
机修车间	7920	4876	3250	4870	300	250	146	10	20.8	1.4



a 清水泵房关系曲线



b 机修车间关系曲线

图17 顶升力P-顶升量  $S_{\uparrow}$ 关系曲线

### 8.2 对成果分析及评价

综合上述图表资料分析与评价如下。

#### (1) 预压桩

由表2得出:

1) 桩尖入土深度  $H$ : 清水泵房平均为 7.94m, 机修车间平均为 12.25m, 桩尖均进入非湿陷性力学性能较高地层中。

2) 压桩力  $P$  基本上随着深度增加而增大, 但不成比例, 当桩尖深入不同土层中时, 压



桩力随之发生明显变化,当桩尖穿过同一土层时,压桩力也不相等,明显看到在基础持力层曲线(大约在8.0m以下)陡降并随深度增加压力减小,曲线倒转成反常现象。分析原因,是土层软硬程度不均匀,受水浸泡湿陷强度降低不同所致。

3) 压桩终止压力  $P$ , 清水泵房平均为 206.0kN, 是设计值的 1.37 倍, 机修车间平均为 371.2kN, 是设计的 1.53 倍, 表明满足设计要求, 压桩效果可靠。

4) 桩接头焊接: 经现场实地检查, 桩周焊缝饱满, 连接紧固, 焊接良好。

5) 桩身质量: 经实际压桩检验, 当压力  $P$  最大加至 536.4kN, 远超出设计压桩压力时, 观察桩身完好, 无破损现象, 符合设计要求。

### (2) 单桩静载荷试验

由表 3 试桩结果和  $P$ - $S$  关系曲线得知, 假定比例界限点  $P_0$  值: 清水泵房平均 175.0kN, 相应沉降  $S$  平均 5.33mm; 机修车间为 275kN, 相应沉降  $S$  为 6.40mm, 均在  $P$ - $S$  曲线直线段内, 属于弹性变形。单桩承载力标准值的确定, 根据《建筑基桩检测技术规范》, 为安全起见确定  $P_0$  值平均为  $R_k=175.0kN$  和 275kN 作为本工程单桩承载力标准值。实测值大于设计值 (100kN 与 180kN), 是设计值的 1.75 倍和 1.53 倍。证明远满足设计和规范要求, 顶升施压绝对安全。

因此, 建筑物经过预压桩托换地基加固补强后, 可保持地基稳定, 结构安全, 按确定的  $R_k$  值进行顶升上抬结构荷载, 可保证达到顶升纠偏目的。

### (3) 顶升纠偏复位

由顶升纠偏复位结果表 5 与图 17 得出:

1) 清水泵房计算建筑物总荷载为 1548kN, 而实际顶升最大荷载达到  $P_u=1460$ , 相应顶升量  $S$  上为 10mm, 常数荷载  $P_D=1360kN$ 。最终顶升量达 178mm, 倾斜率由原来 42% 回到 1.8%。

2) 机修车间总荷载为 7920kN, 最大顶升荷载为  $P_u=4846kN$ , 相应顶升量  $S$  上为 65mm, 未出现  $P_D$  点, 最终顶升量达 250mm, 倾斜率由原来 20.8% 回到 1.4%, 综上, 倾斜率远小于规范规定值 (7%) 和使用值 (5%) 要求, 表明建筑物纠偏成功。

3) 顶升纠偏  $P$  上— $S$  上关系曲线经分析得知曲线分为以下几段: ①  $O—P_0$  段; ②  $P_0—P_u$  段; ③  $P_u—P_D$  段; ④ 过  $P_D$  段。其顶升曲线类型变化形态及意义参见文献[3]。由图明显见到过  $P_u$  点和  $P_D$  点后曲线呈近似直线无限大上升, 而顶升力不变基本为常数, 表明曲线在  $P_u$ 、 $P_D$  点前全部消除基底与周围所有约束力, 其顶升力是顶起建筑物所需的最大荷载。

### (4) 预压桩托换

顶升纠偏复位后:

1) 清水泵房: 测得托换压力  $P$  平均 272.3kN, 大于压桩终止压力, 是压桩终止压力的 1.32 倍;

2) 机修车间: 测得托换压力平均 419.3kN, 是压桩力 1.13 倍, 从而有效地阻止桩顶回弹并形成桩顶向上的反力, 可控制地基不再产生新的沉降, 并防止回倾。

### (5) 结构墙体裂缝变化及效果

1) 观测结构墙体和地圈梁局部出现微裂缝, 其原因是分配千斤顶施压顶升力, 不是理

想平衡状态,产生这种情况是正常的,但经托换、浇灌砼、振实,裂缝闭合,基础整体刚度和地基稳定性大大增强。

2) 托换后墙体原来水平裂缝与斜裂缝明显闭合,图 18 给出了托换纠偏前后裂缝开裂与闭合对比情况,表明裂缝经修补后恢复原貌实况。



a 地基加固前裂缝宽 10~120mm, 长 1~3m



b 地基加固托换后裂缝闭合恢复原貌实况

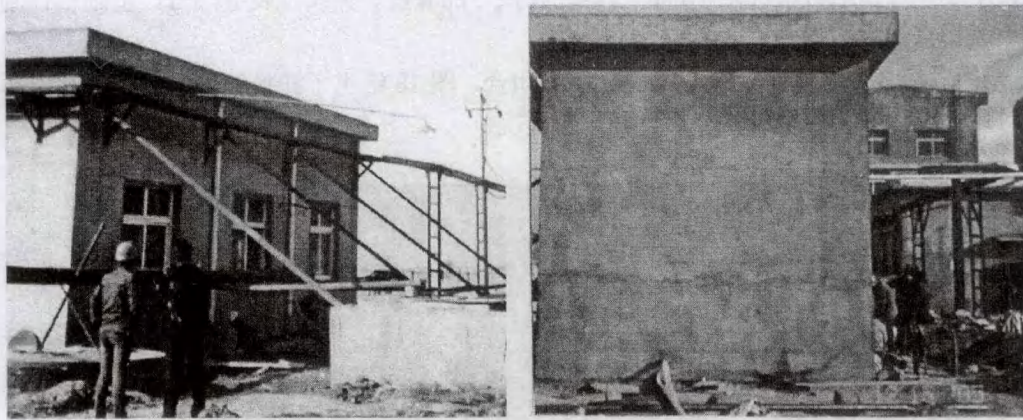
图 18 地基加固托换前后结构墙体裂缝变化对比

3) 加固纠偏前基础下土层脱离悬空,高度达 200~250mm,纠偏后观察结构体系完好,无裂缝破损现象。说明顶升施压调整是较平衡的。

#### (6) 结构墙体倾斜率变化与效果

1) 清水泵房: 纠偏前倾斜率高达 42%, 成为危险建筑, 为防止倒塌进行安全支护, 纠偏后倾斜率回到 1.8%, 建筑转危为安, 随后投产使用, 见图 19 所示。



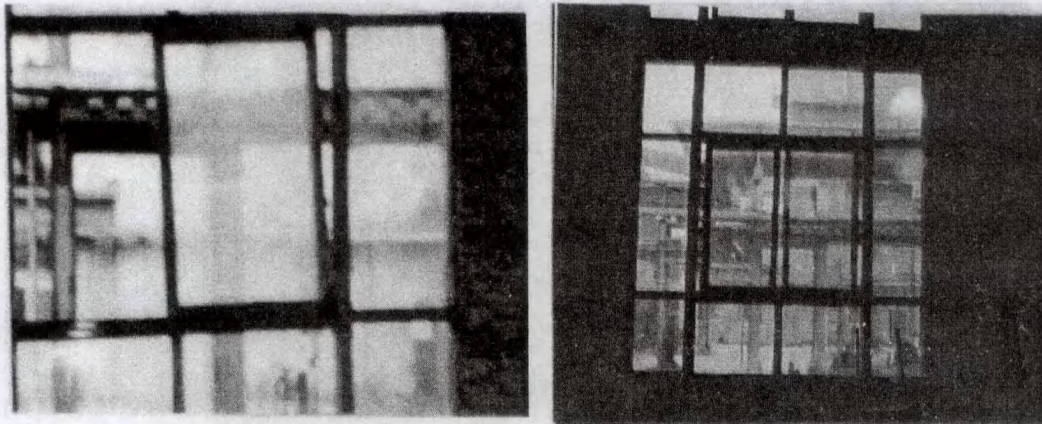


a 纠偏前倾斜率 42‰，防止倒塌  
进行安全支护

b 纠偏后倾斜率回到 1.8‰，随后  
投产使用

图 19 纠偏前后倾斜率变化实况

2) 机修车间：顶升纠偏前门窗玻璃破碎变位，形成倾斜  $3\sim 5^\circ$  角，倾斜率为 20.8‰，顶升纠偏后明显看到恢复成平行与垂直状态，倾斜率回到 1.4‰，转危为安。参见图 20。



a 顶升纠偏前窗倾斜角  $3\sim 5^\circ$   
结构物倾斜率 20.8‰

b 顶升纠偏托换后恢复垂直实测  
倾斜率 1.4‰扶正

图 20 纠偏前后倾斜率变化对比实况

综上所述：加固纠偏竣工后原危险建筑均恢复正常使用功能，本工程所用纠偏技术方法效果显著。

### 3) 预压桩托换加固纠偏经得起地震考验

本文所介绍 7 项工程，前 4 项是在 2007 年 4 月 18 日前竣工，之后经历 2008 年 5 月 12 日，汶川 7.1 级地震波及影响。后 3 项是在 2008 年 8 月 18 日完成(表 2)，而后遭受过 2010

年12月和2011年1月15日山西省河津和运城地区4.8~3.7级地震波及影响。为总结经验于2011年3~4月间特回访观察得知：地基稳定，结构完好无异常变化，使用情况良好，一直正常生产，证明采用预压桩托换法加固纠偏，效果可靠，经得起地震考验，可继续发挥既有建筑使用功能。

#### (7) 经济效益

本厂经加固纠偏的建筑物根据出现的地基病害特征鉴定，属严重危险建筑，曾请专家概算要拆除重建所需费用，包括外运垃圾、机械设备搬移、地基处理所需材料等，重建工程造价约达600万，时间一年半。但经采用预压桩托换法加固顶升技术，纠偏时间4.5月加上结构加固补强1.5月，总计仅6个月就恢复正常生产。

由此证明：本工程经加固纠偏治理避免了拆除重建的庞大代价，使原高危建筑继续发挥其正常使用功能，给国家节省建设资金约达400万元，达到增收节资目的，因此取得了显著的经济效益。

## 9 结语

1) 本工程最大下沉量300mm，倾斜率20.8‰~42.0‰，属严重危险建筑，经采用预压桩托换加固纠偏抢救治理，倾斜率回到1.8‰~1.4‰，远小于《危险房屋鉴定标准》(JGJ125—99)允许值(7‰)，原高危建筑转危为安，加固纠偏是成功的。

2) 在顶升纠偏中，为确保安全，除短时暂停外，其余时间是在不停产情况下施工的。

3) 加固纠偏竣工后，对结构墙体裂缝，经修补随后恢复正常生产使用，至今经历3~6年先后经过汶川和本地区地震波及影响，实践证明其地基稳定、结构体系完好，未发现异常情况，生产使用情况良好。

4) 预压桩托换加固纠偏，效果可靠，实践证明其适用于Ⅲ级自重湿陷性黄土场地，并具有防震功能，经得起地震考验，与常规方法相比优势突出，具有广阔发展前途。

5) 预压桩托换加固纠偏，据工程实践，对以下项目检测以及采取的措施，对加固纠偏有重要意义，是成功之法。

① 条形基础地圈梁，抗压强度检验，可判定是否满足压桩反力要求。

② 单桩竖向静载试验，得到的真值是顶升施压设计、施工即安全又可靠不可缺少唯一重要指标。

③ 遇地圈梁断裂部位反力不足，采用托梁法压桩是可行的，是应急有效措施，能确保结构安全达到设计要求，类似工程值得借鉴。

6) 本厂危险建筑采用预制桩托换加固纠偏，用较少的资金抢救根治了“地基病害”，不仅确保既有建筑物恢复安全使用，转危为安，而且经得起时间考验和延长使用寿命，效益显著，本工程为在自重湿陷性黄土场地建筑病害治理提供成功范例。

由此表明预制桩托换技术具有以下特点：

① 可靠，是根治“地基病害”有效方法；

② 可充分发挥既有建筑继续安全使用功能；

③抢救危险建筑速度快,立竿见影,效果显著,社会效益突出。

7)通过工程实践可知地基加固补强顶升纠偏难度高、风险高、科技含量高、复杂多变,在施工中未知因素较多,一旦出现问题,只要甲、乙双方精诚合作、密切配合,根据实际情况,因势利导,采取风险应急补救有效措施,定会获得圆满成功的。

8)对沉降速率较大且不稳定的建筑,应尽早对地基进行加固补强,以免耽误时机,增加纠偏难度。

#### 参考文献:

- [1] 龚晓南主编.地基处理手册[M].北京:中国计划出版社,2008.
- [2] 陈国政等.倾斜危楼地基加固补强顶升纠偏实例[J].地基处理,2006,17(3):34-43.
- [3] 陈国政等.五层整体下沉倾斜危房地基加固补强顶升纠偏实践[J].地基处理,2007,18(4):26-34.
- [4] 既有建筑地基基础加固技术规范(JGJ23-2000)[S].北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [5] 建筑物位移纠偏增层改造技术规范(CECS2007)[S].北京:中国计划出版社,2008.
- [6] 危险房屋鉴定标准(JGJ23-2000)[S].北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [7] 陈国政.桩式托换柱基纠偏与顶升工程实例[J].岩土工程学报,1993,15(2):59-67.

(上接第45页)

## Dealing with Cracked Cast-in-situ Bored Pile Accident with Grouting Method

Zhang Xuefei Li Lianying Ding Yueshuang Liu Yuntao

(Tianjin Institute of Geotechnical Investigation & Surveying, Tianjin, 300191)

**Abstract:** Along with the increase of high-rise buildings, bored piles are widely applied in all kinds of projects. However, due to the complexity of the underground geotechnical environment and artificial factors influence when pile foundation construction, happening cracked cast-in-situ bored pile accidents frequently. Combining with grouting method of handling cracked cast-in-situ bored pile accidents in actual engineering, summarizes the construction technology of processing cracked pile with the grouting method and its mechanism, and puts some suggestions for similar project hoping to provide some references.

**Key words:** grouting method; cast-in-situ bored pile; cracked pile

# 采用注浆法处理钻孔灌注桩断桩事故

张学飞 李连营 丁月双 刘运涛

(天津市勘察院 天津 300191)

**摘要:** 随着高层建筑物的增多, 钻孔灌注桩作为建筑物的基础被广泛应用于各种工程中。但是由于地下岩土环境的复杂性及桩基施工时人为因素的影响, 往往会发生断桩事故。本文结合注浆法处理钻孔灌注桩断桩的实际工程, 归纳总结了注浆法处理断桩的施工工艺及其作用机理, 并提出一些建议, 希望能够为类似的工程提供一些参考。

**关键词:** 注浆法; 钻孔灌注桩; 断桩

## 1 前 言

处理钻孔灌注桩断桩通常采用三种方法: 一是移位补桩, 又称打“骑马桩”, 即在断桩桩位的前后或者左右分别补桩, 再用一个承台连接, 这种方法处理费用较高, 工期较长, 且有时受场地, 桩间距等影响而无法进行处理; 二是冲毁重灌, 用冲击钻将断桩冲毁至设计高程后, 再重新成孔成桩, 这种方法处理难度大, 工期长, 而且噪音污染严重, 费用高; 三是压浆补强, 就是利用  $\Phi 110\text{mm}$  的取芯钻机钻一个孔, 分别放进注浆管和导气管, 再用压浆泵压入高浓度的水泥浆, 对断层(断桩部位)进行补强, 此方法具有工期短、费用低、噪音小等优点。本文结合某钻孔灌注桩断桩处理工程, 归纳总结了注浆法处理断桩的施工工艺及其作用机理并根据在施工中的体会提出一些建议。

## 2 工程概况

该工程位于东疆港某地块, 采用桩筏基础, 桩径为  $\Phi 600\text{mm}$ , 有效桩长 32m, 钻孔灌注桩混凝土强度为 C30。根据质量检测部门的检测报告, 其中一根桩在距离桩顶 5.5 米处出现断桩, 断层厚约 30cm, 该缺陷桩位于 4.5 米深的基坑内, 施工条件较为复杂, 常规补桩方法难以实施, 遂决定采用注浆方法对断桩进行处理。

## 3 处理过程

### 3.1 钻孔

由于质检部门在进行取芯验桩时，已经在该桩钻了一个  $\Phi 110\text{mm}$ 、深度为 7m 的钻孔，直接利用该孔进行断桩处理。

### 3.2 埋设注浆管和导气管

注浆管长度为 7.5 m，由下向上分别在 6.5 m、5.8 m 和 5.5 m 处设注浆喷孔，插入到孔内 6.5 m 处；导气管长度为 6.0 m，随同注浆管插入到孔内 4.5 m 处。以上两种管均使用  $\Phi 32\text{ mm}$  的焊缝管。在桩（孔）顶以下 4.5 m 处设止水胶皮托板，然后浇筑 C40 水泥砂浆封孔，距离孔口 0.2 m 处使用速凝型水不漏封。

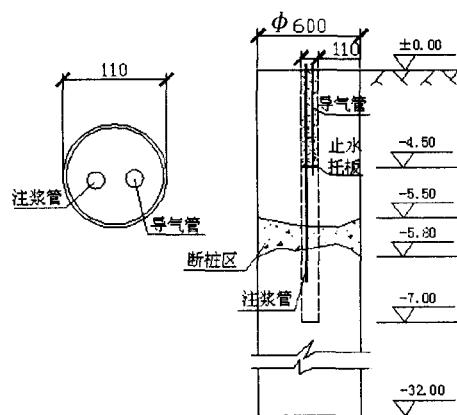


图1 注浆管和导气管示意图

### 3.3 清孔

打开导气管，用高压水泵从注浆管中压送清水，进水压力控制在 0.1~0.3 MPa，当从导气管出来的水由浑浊变为清水时，表明钻孔已被清洗干净，此时关闭导气管，继续注水，当进水压力减小到接近零时，则表明断层处的夹泥和松散的混凝土碎渣已被高压水流切削打碎，并与外界土层贯通，此时可停止清孔。

### 3.4 注浆

1) 首先注入水灰比为 0.7 的低浓度水泥浆，注浆压力保持在 0.2 MPa，这主要是为了排出管中的清水并对桩断层外的土体进行渗透固结，然后将水灰比调整为 0.5。

2) 在低浓度水泥浆未达到初凝时，再次压入清水以置换孔腔及断桩裂隙处的低浓度水泥，当外层土的水泥浆达到终凝后，再进行二次冲洗和试压，直到将孔腔内全部置换成清水。

3) 注入水灰比为 0.4 的高浓度水泥浆，当注浆压力大于 3 MPa 时停止注浆。

4) 为了检验注浆效果，在静停后用高浓度水泥浆再一次进行高压注浆，在压力表大于 3 MPa 时停止注浆。

5) 为了补偿孔腔内水泥固结产生的空隙，在注浆管上部安装加满浆液的回灌罐，并打开导气管，待回灌罐中的水泥浆不发生沉淀且导气管不再冒浆时停止施工，注浆结束。

整个注浆过程共用水泥 1000 kg。

## 4 效果验证

施工结束后,质量检测部门再次对该桩进行低应变检测,将该桩由三类桩提高为一类桩,由其提供的低应变曲线图发现在原断层处有扩径趋势,满足设计要求。

通过该工程分析可知,注浆法处理断桩时主要产生以下效果:

(1) 注浆可改善桩的受力状态和荷载的传递性能。注浆后,水泥浆液通过渗透、挤密、胶结等作用在断桩处形成扩充体,相当于增加了桩径,改变了桩的受力状态。

(2) 改善了桩侧土层条件,提高了桩侧摩阻力。注浆后,桩断层周围的土体被水泥浆液固化,改善了土的物理力学指标,提高了土体强度,增大了桩侧摩阻力。

(3) 桩身缺陷处的夹泥或者混渣被高压水洗刷干净后,再填充以高强浆液,增强了桩的连接性和整体性。

## 5 几点建议

(1) 当遇到高强度的钻孔灌注桩断桩时,可通过配比试验在水泥浆液中掺加一定比例的减水剂和膨胀剂以提高水泥浆液的强度。

(2) 在采用注浆法处理前,应进行低应变检测和钻芯取样检查,以确定缺陷桩是缩颈桩还是在断层部位存在夹泥或混渣。如确定孔内存有夹泥或混渣,应采用高压旋喷钻机用高压水流切削打碎孔内夹裹的泥块和碎渣,使断桩处与外界贯通,这样更有利于浆液的渗透和胶结。

(3) 在处理某些大直径的断桩时,还可以在断桩处埋设接桩钢管及投放适量骨料后进行注浆,这样更能增强桩基础的连接性和整体性。

### 参考文献:

- [1] 王伯惠,上官兴.中国钻孔灌注桩新发展[M].北京:人民交通出版社,1999.
- [2] 陈玲.钻孔灌注桩断桩处理实例,南京市政[J].2002,(4):19-20,24.
- [3] 王景奇.断桩处理实例分析及其启示.桥梁建设[J].2005.(3):67-76.

(下接第42页)



# 振冲碎石桩处理近岸工程软土地基开发应用

何广纳<sup>1</sup> 孙国维<sup>2</sup> 刘莹莹<sup>2</sup>

(1. 大连理工大学; 2. 大连经济技术开发区金波土木工程有限公司 大连 116023)

**摘要:** 本文简要介绍了山东石岛中心渔港重力式码头海底软土地基振冲桩处理工程中, 为克服海域施工必须解决的几个关键性问题, 所采取的技术措施, 并成功地将振冲桩技术拓展用于近岸工程的软基处理。

**关键词:** 海底软土地基; 振冲碎石桩处理; 技术措施

## 1 概 述

港口重力式码头等近岸工程的海底常具有较厚的松、软土层, 其强度低稳定性差, 压缩性高沉降量大, 抗震性能极弱。于其上修建重力式码头等工程一般都采用大开挖换填石料的处理措施或选用桩基础, 都耗资费时。虽然振冲桩技术已广泛用于陆地上各类工程软土地基的处理, 属成熟有效又经济实用的软土地基处理技术, 却因海域辽阔、水深、又有风浪、潮汐侵扰, 故迟迟未能应用于近岸工程的软土地基处理。为推广振冲桩技术在这一领域中的应用, 结合山东石岛中心渔港重力式码头软土地基的处理工程, 针对该处理技术难以在海域中采用的一些关键性问题进行了深入研究, 制定了相应的解决措施, 并提前在拟建的海域中构建一重力式码头的原型试验段, 通过具体实践, 不断改进, 创建了适用于近岸工程的振冲桩处理软土地基各有关的技术措施、机具设备和相关的施工技术参数等, 最终优质地建成该重力式码头。建后对其沉降、位移和稳定的监测结果均满足设计要求。其后振冲桩处理技术已在重力式码头、防波堤以及护岸等多种近岸工程的软土地基处理中采用。

## 2 近岸工程的几个特殊要求

近岸工程远离陆地, 水面辽阔常受风浪、海流、潮汐侵扰, 条件恶劣, 振冲桩处理技术用于近海工程, 难以直接搬用陆地上的措施, 必需解决以下几个关键问题方能在海域中引用。

- (1) 如何在辽阔的海面上提供既安全又可靠地进行振冲桩施工、检测的场地;
- (2) 怎样在广阔的海域上有效地进行工程定位和量测;
- (3) 近岸工程软土地基远离料场又深处水下, 振冲桩施工用料的供应与填送如何保证;
- (4) 如何对已筑成的海底振冲桩复合地基进行合理可行的检测与评价。

### 3 振冲桩施工的作业平台

近岸工程位于茫茫大海无施工立足之地, 必需人为地构建一个能适应海上作业的平台, 即作业方驳。将振冲施工设备等机具牢固地安置其上, 构成可在海上移动的施工等作业场地。方驳四角设有锚缆, 通过锚缆的收放, 方驳可在一定的范围内移动定位。施工用电为变压器的动力电, 电源电缆一端接变压器下的总空气开关, 另一端接作业方驳上的电控柜, 其过海部分电缆系上泡沫浮漂, 以免电缆沉入海底产生摩擦漏电。另备一小船作为潜水员的工作舟并兼供员工上、下班等用的交通工具。

### 4 海上测量定位

陆地振冲桩定位是根据控制点用经纬仪和钢尺放出桩位, 插上桩签作为标记。而海域作业无法在水面上作出固定标记, 必须有一套适应海域中测量定位的技术。

随着信息科技的迅速发展, 应用信号卫星建立了全球定位系统(GPS), 再通过信号卫星接收机接收信号卫星发出的信号定位, 方便准确, 已广泛用于各种领域的测量定位。

若施工区域离岸较近采用全站仪定位亦很方便。首先根据图纸确定作为方驳的施工位置坐标, 再借助安置其上的全站仪按其位置坐标将方驳拖至预定的水域。同时在陆域上基于所提供的GPS点, 由全站仪沿平行振冲桩的施工轴线方向每50 m设一控制点, 作业方驳就可用经纬仪和全站仪定出桩位。山东石岛中心渔港重力式码头软基的振冲桩, 就是采用全站仪定位。

### 5 海上施工振冲桩料的供应与填送

海上作业平台远离陆地料场, 而振冲桩孔口又深处海底, 无法用料车将石料堆填到振冲桩孔口。基于海上施工条件建立了相应的供料和填送的技术措施。

振冲桩石料可由运料方驳从料场码头, 由拖轮拖至作业方驳处并靠一起, 兼作供桩上料的平台。其上配备装载机供振冲桩上料用。并特制一顺送石料的漏斗挂于作业方驳边沿所设的立柱上, 倒入漏斗的石料即可直落于海底桩孔处。

### 6 海底振冲桩复合地基的检测

陆地上振冲桩复合地基的检测一般都采用少量的复合地基载荷试验, 结合一定数量的桩体型动力触探试验和桩间土的标准贯入试验综合分析评定。然而进行海底载荷试验由于水深又受海流、潮汐、风浪的影响, 不仅海底泥石混杂桩头位置难寻, 且加载、量测都很困难, 所得结果也很不稳定, 且费用高, 难以采用。即便采用动力触探也因水深探杆过长受海流、潮汐等外力作用极易弯曲和颤动, 加以又是在驳船上操作不易定位, 故要建立可用于海底复

合地基的动力触探试验措施。

桩和桩间土的检测定位,可以很方便地采用GPS确定。然后将检测设备安装在作业方驳上,进行具体操作。

(1) 桩心位置确定。由于桩头位于海底,深水相隔,加以振冲后桩区泥石混杂桩头位置更难辨认,故当每一桩振冲完毕即由潜水员潜入海底,查明桩头位置放一小砂袋。检测试验时再由潜水员入水寻找砂袋,指引方驳上检测人员调整探杆位置对准砂袋所在处进行触探试验。

(2) 桩间土中心位置确定。桩间土中心为数根桩所包围部分土的中心,除采用GPS确定外,亦可由全站仪确定。设该中心与观测桩的连线设为 $R$ ,而 $R$ 与观测桩所在的振冲桩施工轴线的夹角为 $\theta$ ,又 $S$ 、 $S_1$ 、 $S_2$ 分别为桩间距及桩横向间距和纵向间距,如图1所示。

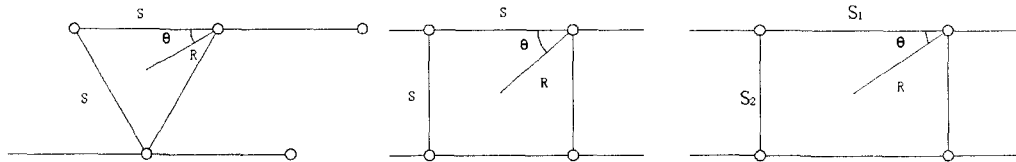


图1 桩间土位置确定

则对于: 等边三角形布桩  $\theta = 30^\circ, R = 0.577s$ ;

正方形布桩  $\theta = 45^\circ, R = 0.707s$ ;

矩形布桩  $\theta = \arctg\left(\frac{S_2}{S_1}\right), R = \sqrt{S_1^2 + S_2^2}$

因此,以观测桩为中心转离施工轴线 $\theta$ 的方向,取视距为 $R$ 的位置即近似桩间土中心处。不仅解决了测位难寻,又避免了所测中心位置误差过大导致检测数据失真。

(3) 消除探杆弯曲过大的措施。进行海底动力触探试验,由于探头深入海底,探杆过长,长细比很大,仅在其自重、波浪、海流等影响下探杆即已弯曲呈弓形,无法进行有效的测试。此时可在送料筒内立一内径为200mm的铁管于振冲桩上,检测探杆则穿过铁管进行检测,即可解决探杆弯曲过大的弊病。

(4) 克服锤击数过大和探杆颤动现象。当重型动力触探试验中出现击数过大、探杆颤动时,可及时换用超重型动力触探试验,其锤重达120kg,探杆亦粗,直径有50mm,由于锤重能量大,杆粗刚性大,既加快了试验进度又消除了锤击的颤动之弊。

## 7 结语

本文通过山东石岛中心渔港重力式码头软土地基振冲桩处理工程的分析研究、试验段构筑和全部处理工程的实践,对振冲桩处理近岸工程海底软土地基必须克服的几个关键问题,建立了相应的技术措施,保证工程顺利地进行,圆满地完成整个工程的建设。该工程首次将

振冲桩技术应用于海域中码头等近岸工程的软基处理。此后相继有大连长兴岛北防波堤工程、STX(大连)海洋重工船台及岸壁组成工程、浦项制铁 POSCO-CDPPC 岸壁工程以及大凌水湾填海护岸工程等海底软土地基的振冲碎石桩处理均取得了圆满的结果。

简讯

## 第十二届全国地基处理学术研讨会

(一号征文通知)

为加强地基处理技术的学术交流,提供新理论、新技术、新理念、新设备的探讨平台,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2012年8月在“彩云之南”云南·昆明举办第十二届全国地基处理学术研讨会,会议旨在展示地基处理领域的最新研究成果和发展趋势。

本次会议由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主办,云南省土木建筑学会建筑结构专业委员会和中国有色金属工业昆明勘察设计研究院联合承办。

会议征文内容:1)现有地基处理技术进展;2)地基处理新技术的开发和应用;3)复合地基理论与实践新发展;4)地基处理工程勘察技术、设计计算、施工设备、质量检测等方面的新发展;5)地基处理其它方面的发展等。

本次会议论文要求内容具体、明确、严谨、未公开发表过、文责自负且不涉及保密内容。论文字数一般不超过8000字(包括图标和公式)。具有创新性以及充分尊重事实的论文将被优先采纳。论文格式请参照《岩土工程学报》论文体例(《岩土工程学报》网站 <http://www.cgejournal.com/>)。投稿时请务必注明作者详细通讯地址、邮编、联系电话及E-mail地址;投稿论文一式3份,2份打印稿和1份电子稿。

会议论文集将收录大会主题报告及所有被学术委员会录用的论文,并出版正式论文集。会议论文提交截止日期:2012年4月15日;全文录用截止日期:2012年5月15日;修改稿提交截止日期:2012年6月15日。投稿邮箱: [cgis2012@163.com](mailto:cgis2012@163.com), 详情见网址: <http://www.yskk.cn/>

论文投稿及其他事宜请联系:赖正发(0871-3100096,手机:13808721259),或郭一鹏(0871-3102675,手机:13529001713),通讯地址:云南省昆明市东风东路东风巷1号 有色昆明勘察设计研究院,邮编:650051。

欢迎各位踊跃投稿!

# 钻（冲）孔灌注桩施工中常见事故与预防 处理措施

韦兴标 美会月

（广西水文地质工程地质勘察院 广西柳州 545006）

**摘要：**本文结合工程实际，介绍钻（冲）孔灌注桩工程施工过程中常见的问题，如机械成孔过程中出现的钻孔倾斜、缩径、坍塌、钻具折断、埋钻、上垫叉掉入孔内等和灌注成桩过程中出现的堵管、埋管、缩颈、离析及钢筋笼上浮等，并进行原因分析，提出了相应的预防措施。

**关键词：**钻（冲）孔灌注桩；施工；事故；处理措施

## 1 概 述

钻孔灌注桩以其承载力高，施工噪声小等优点，广泛应用于高层建筑物、工业厂房和桥梁等重要工程的基础，我院自 1985 年投入钻孔灌注桩工程施工，相继完成广西区工商银行金城大厦、广西区人民银行桂银大厦等高层建筑物的钻孔灌注桩工程施工，柳钢 110m<sup>2</sup> 烧结机、柳州汽车厂重压车间等工业厂房的钻孔灌注桩工程施工，南宁市南湖大桥、南宁市清川大桥等桥梁工程的钻孔灌注桩工程施工，取得了较好经济效益和社会效益，结合工程生产实际情况，积极总结钻孔灌注桩工程施工经验与教训，为开展今后钻孔灌注桩工程施工中积累一些施工经验，同时为同仁在钻（冲）孔灌注桩工程施工中提供借鉴。

## 2 机械成孔过程中常见的事故与预防措施

### 2.1 钻孔倾斜及其预防处理措施

#### （1）钻孔倾斜的原因分析

1) 地层方面原因：施工场地内存在软硬岩层交替的互层，岩层倾角较大，如甘棠河铁路桥墩钻孔灌注桩工程中基岩岩层倾角大于 30°，尤其是在岩溶发育的喀斯特地区，溶洞、溶沟或溶槽较发育，基岩面起伏大，甚至在同一桩孔内出现半边岩现象，钻孔极易倾斜，如柳钢 110m<sup>2</sup> 烧结机钻（冲）孔灌注桩施工中遇溶洞、溶槽率达 30%；

2) 钻进操作等方面原因：①钻进技术参数不当，如在软硬互层或岩层倾角大的岩面上钻进压力大、钻进速度快，钻具易沿软岩层面偏斜，造成钻孔倾斜；②钻机设备安装不水平、周正、稳固，或钻进过程中钻机发生倾斜移位。

钻孔倾斜的后果: 钻孔倾斜轻则影响钢筋笼安放, 重则影响单桩竖向承载力。

#### (2) 钻孔倾斜的预防措施

1) 钻孔前, 应当确保钻机安装水平、周正、稳固;

2) 钻孔过程中, 尤其是钻至基岩面时, 应当经常检查钻机是否水平、周正、稳固, 并保证施工过程中不发生移位或倾斜;

3) 采用回转钻进成孔, 如遇岩层倾角较大或软硬互层时, 应采取低压、慢转、减速钻进, 待钻具钻出一个完整平面(通常要求钻至完整基岩 0.50m 以上)后, 方能采用正常钻进技术参数钻进, 如甘棠河铁路桥墩钻孔灌注桩工程施工中采取该措施有效地预防孔斜。

钻孔纠斜的措施: 当发现钻孔倾斜时, 应及时将钻孔回填至孔斜段 0.50m 以上, 并采取低压、慢转扫孔纠斜。

## 2.2 钻孔缩径及其预防措施

### (1) 钻孔缩径的原因分析

在机械成孔施工中, 钻孔缩径往往发生在软土地区和软硬对比强烈的地层中。

1) 在软土地区进行钻孔灌注桩施工中, 造成钻孔缩径的主要原因是在钻进过程中, 钻进压力高, 钻进速度快, 钻具快速穿过淤泥、淤泥质土、强风化泥岩。因淤泥、淤泥质土自身特有的触变性、蠕变性等物理力学性质, 当发生扰动时, 土体结构易发生破坏, 由软塑状触变为流塑状; 因此当钻进压力大、钻进速度快时, 淤泥、淤泥质土就从钻孔四周涌向孔内, 直到该地层侧压力与孔内泥浆形成的水柱压力达到平衡为止, 如珠海三灶钻孔灌注桩工程钻孔发生不同程度的缩径现象;

2) 在软硬对比强烈的地层中施工时也易出现钻孔缩径现象, 这主要是在钻进过程中地应力沿较软岩层释放, 同时钻进压力大、钻进速度快会造成钻头在克取钻孔孔壁上岩土时, 形成较大的螺距的螺旋体, 造成钻孔孔壁不规则, 形成钻孔缩径; 另外, 在岩溶地区进行钻孔灌注桩施工时, 因钻头外出刃的消耗造成钻头直径小于设计钻孔直径, 也易出现缩径现象, 如柳州电厂扩建工程钻孔嵌岩桩等工程施工中, 部分钻孔出现不同程度的缩径现象。

钻孔缩径的后果: 钻孔缩径程度轻则造成钢筋笼无法下放到位, 重则影响桩的承载力甚至使其承载力未能满足设计要求而报废。

### (2) 钻孔缩径的预防措施

1) 严格钻机机台生产管理制度, 钻机操作由经验丰富的机班长专职操作, 其他人员不得钻机给进操作, 防止班组片面追求钻进效率;

2) 当钻进遇水膨胀的岩土层(如淤泥、淤泥质土和强风化泥岩等)时, 应采取加大泥浆密度、改善泥浆性能, 钻机同时采用低压、慢转下钻进, 降低钻进效率;

3) 钻进工艺方面: 应采取适当加大钻头直径, 或采用双腰带灯笼钻头进行钻进, 保证钻孔直径满足设计要求。

4) 下钻前必须检查钻头完好程度, 平底全面硬质合金钻进钻头应检查硬质合金内外出刃的磨耗程度, 牙轮钻头、滚刀牙轮钻头应检查球齿或流刀的磨耗程度, 如出刃磨耗严重时, 应及时更换, 以确保钻头直径与设计钻孔直径一致。如柳州电厂扩建工程钻孔嵌岩桩, 平底全面硬质合金钻进钻头、牙轮钻头、滚刀牙轮钻头出刃磨耗严重时, 及时更换。

钻孔缩径的处理方法: 1) 采用比设计钻孔直径大 20~50mm 钻头进行扫孔扩孔, 如南宁市南湖大桥工程施工中, 强风化泥岩吸水膨胀造成钻孔缩径, 用此法扩孔处理。2) 采用合理钻进技术参数钻进消除孔壁上不合理的螺旋体, 如在柳州电厂扩建工程钻孔嵌岩桩一桩孔施工中, 土层采用灯笼钻头钻进, 基岩(强风化、中风化、微风化白云岩)采用滚刀牙轮钻头一次钻至设计孔深, 当时滚刀牙轮钻头钻进效率比平底全面硬质合金钻进钻头的高一倍, 孔壁存在较大螺距的螺旋体; 同时因嵌岩深度大、钻头球齿或流刀的磨耗严重, 钻至设计孔深后, 钢筋笼无法下放到位, 后采取与设计桩孔同径的平底全面硬质合金钻进钻头进行扫孔扩孔处理。在以后滚刀牙轮钻头钻进成孔施工中, 严格控制钻孔钻进速度, 消除不合理的螺旋体; 经常起钻检查钻头外出刃磨耗情况, 避免钻孔缩径。

### 2.3 钻孔窜孔或坍塌及其预防措施

#### (1) 钻孔窜孔与坍塌的原因分析

1) 钻孔窜孔的主要原因: ①设计桩间距小, 通常情况下桩间距小于 3.5 倍桩径, 有可能发生相邻钻孔间在某孔段窜通, 如南宁市西津互通立交桥、南宁市香江花园支护桩等工程, 因设计桩间距过小而造成部分钻孔互相窜通。②施工顺序不当: 采用机械成孔、桩身混凝土流水作业, 且顺序施工, 结果前一根桩灌注的桩身混凝土从后一根桩抽出(采用反循环钻进), 如南宁市南湖大桥、南宁市西津互通立交桥工程施工中部分钻孔出现此类窜孔现象。③施工场地内存在结构松散、易坍塌的卵砾石层。

2) 钻孔坍塌的主要原因: ①施工场地内地质条件复杂, 如遇新近填土、填土成份复杂且未经碾压密实, 或地下水位较高, 如南宁市南湖大桥东桥台部分桩孔因填土未碾压密实而造成钻孔大面积坍塌, 危及钻机安全; ②采用成孔工艺不当造成的, 在回填土层钻进过程中, 采用反循环钻进方法成孔, 片面追求高钻进效率, 如广西民族宫工程在回填土层采用泵吸反循环钻进工艺成孔时, 造成钻孔大面积坍塌。③设计方面的原因, 如建筑桩基施工规范中规定在圆砾层中不宜进行扩底施工, 而设计单位为节约工程成本, 提高桩的承载力, 设计在圆砾层中扩底, 如广西建安公司科技综合楼工程设计在圆砾层中扩底并浇灌成钻孔扩底灌注桩, 部分桩孔出现坍塌现象。

#### (2) 钻孔窜孔或坍塌的预防措施

1) 在地下水位较高、新近回填土层等复杂地质条件下钻进成孔时, 应采取泥浆护壁, 必要时可在泥浆中加入适当的 CMC 增粘剂, 改善泥浆性能, 增加泥浆护壁作用, 如南宁市民族大道竹排冲桥工程施工中, 采用 CMC 泥浆护壁, 有效预防钻孔坍塌; 广西民族宫工程中部分施工单位在回填土层钻进中使用袋装粘土粉造浆护壁, 有效预防钻孔坍塌;

2) 采取合理钻进方法成孔施工, 在结构松散的地层中不宜采用反循环钻进方法成孔, 应优先采用泥浆护壁、正循环钻进方法成孔, 能有效避免钻孔窜孔与坍塌;

3) 采用合理施工顺序, 如设计桩间距过小时, 采用流水作业时应采取隔桩跳打、间隔施工;

4) 采用钢护筒护壁, 护筒埋设应进入老土 1.00m 以上或完整基岩 0.50m 以上, 护筒内径应比钻孔直径大 100mm 左右; 护筒埋设应与钻孔中心保持在同一铅垂线上, 如南宁市清川大桥钻孔灌注桩水上钻孔采取钢护筒护壁, 钢护筒埋设超过淤泥、圆砾及强风化泥岩, 进入

中风化泥岩 1.00m, 有效预防钻孔坍塌;

5) 设计方面应尽可能避免设计过小桩间距的桩或在圆砾层中扩底施工。

## 2.4 钻具折断及其预防措施

### (1) 钻具折断的原因分析

1) 钻具常因疲劳、磨损而折断, 尤其是在卵砾石层中采用反循环钻进方法成孔, 卵砾石从孔底经钻杆内径上返至地面, 造成钻杆严重磨损, 出现钻杆壁厚变薄甚至局部磨穿现象, 如广西区工商银行金城大厦在卵砾石层中采用泵吸反循环钻进方法成孔, 出现钻杆因严重磨损而折断现象;

2) 钻机整车时强行回转造成钻具折断, 在溶洞、溶沟或溶槽发育的岩溶地区, 常遇软硬岩互层、半边岩, 如柳州电厂扩建工程钻孔遇溶洞, 钻具折断于溶洞内; 或遇地下障碍物如南宁市亭子冲排涝泵站工程钻孔遇旧桥遗址, 钻机整车时强行回转造成钻具折断。

### (2) 钻具折断的预防措施

1) 经常检查钻杆磨损情况和焊接部位是否脱焊等, 确保钻具工作正常;

2) 在岩溶发育地区进行钻孔, 应由经验丰富的机班长操作; 如钻机遇溶洞或地下障碍出现整车时, 应停车、提钻, 待查明原因后再试钻, 不应强行回转; 试钻时应采用“轻压、慢转、减慢钻进速度”的方法钻穿溶洞或地下障碍, 能有效避免钻具折断事故的发生。

钻具折断的处理措施: 钻具折断于孔内时, 应及时采取有效措施进行处理。钻具折断于孔内多用打捞钩或活绳套进行地面打捞; 如地面打捞无效时, 应将钻孔扩孔下入钢护筒, 进行孔内打捞。

## 2.5 埋钻及其预防措施

### (1) 埋钻的原因分析

1) 在电力缺乏、需要自带柴油发电机组的地区进行钻孔灌注桩施工, 柴油发电机组发生故障或外部停电, 造成正常施钻的钻具埋于孔内, 如南宁市西津互通立交桥工程因柴油发电机组发生故障, 造成一钻具被埋于深 25.00m 的孔内;

2) 钻孔在施工过程中, 因钻机转盘等部件出现故障, 导致钻具被埋。

### (2) 埋钻的预防措施

1) 无论在电力充足地区, 还是在电力缺乏地区进行钻孔灌注桩施工, 施工现场应有一台备用的柴油发电机组, 并保持其运行良好;

2) 施工前, 应经常检查钻机转盘等重要部件并确保运行良好; 如钻孔中出现钻机故障, 不易修复时, 且钻具在较深的钻孔中, 应采取吊车提出孔外, 能避免钻具被埋。

## 2.6 上垫叉等工具掉入孔内事故及其事故处理

### (1) 上垫叉等工具掉入孔内事故

1) 使用改装的 SPJ-300 型水井钻机或天津探矿机械厂车装黄河 SPH-300 型水井钻机进行机械成孔, 因钻杆在回转钻进中丝扣会变得越来越紧, 同时上垫叉与钻杆插口间隙较大, 在使用转盘拧卸墩厚  $\Phi 89$  mm 钻杆时, 常发生上垫叉掉入孔内事故;

2) 在嵌岩扩底钻孔灌注桩施工中, 在桩底扩底过程中, 扩底钻头底部定位盘常因其“O 型密封圈”磨损, 泥浆进入密封圈内, 造成泥浆中的砂石与定位盘内的轴和轴承相互磨损,



导致定位盘脱落于孔底。

#### (2) 上垫叉等工具掉入孔内事故处理

1) 上垫叉掉入孔内事故处理: 可采用适当开口的活瓣钻头打捞, 也可采用钢丝绳套, 或打捞钩及磁铁进行打捞; 其中活瓣钻头打捞效果较理想, 在柳州电厂扩建工程钻孔灌注桩施工中, 三台钻机曾发生上垫叉掉入孔内, 采用活瓣钻头打捞成功率为 100%; 而采用钢丝绳套, 或打捞钩及磁铁进行打捞效果不明显, 柳州市卷烟厂仓库大楼钻孔灌注桩施工中, 一个上垫叉掉入孔内, 采用钢丝绳套和打捞钩, 但没有打捞上来。

2) 扩底钻头定位盘脱落于孔底事故的处理与预防: 在广西区工商银行金城大厦、广西区人民银行桂银大厦及香江花园等钻孔扩底灌注桩施工中, 曾多发生定位盘脱落于孔底, 采用打捞钩及磁铁进行打捞, 但均没有打捞上来。预防措施: 采用定位盘改进措施, 将原设计扩底钻头定位盘中回转部分从定位盘中上移至扩底钻头底部并与钻头焊接牢固, 定位盘脱落于孔底从原来的 1 次/10~15 孔减少为 1 次/30~45 孔, 尤其是在南宁市香江花园钻孔扩底灌注桩施工中效果明显。

### 3 灌注成桩施工中的常见事故及其预防处理措施

#### 3.1 桩底沉碴超标、桩底与混凝土胶结差及其预防处理措施

##### (1) 桩底沉碴超标、桩底与混凝土胶结差的原因分析

1) 施工工序不连续, 终孔验收合格后, 安放钢筋笼和灌浆导管时间过长, 造成桩底沉碴超标;

2) 首斗混凝土灌注量不足, 尤其是桩径大的钻孔扩底灌注桩, 往往因首斗混凝土灌注量不足难以满足灌浆导管埋设深度要求, 易造成桩底岩石与混凝土胶结差;

3) 桩底沉碴超标也会造成桩底岩石与混凝土胶结差。

##### (2) 桩底沉碴超标、桩底与混凝土胶结差的预防与处理措施

1) 当桩底沉碴超标时, 应采取二次清孔法将桩底沉碴清除干净, 即在安放好灌浆导管后, 利用导管进行二次清孔, 保证桩底沉碴厚度满足设计及施工规范要求;

2) 采用大容量的漏斗, 满足首斗混凝土灌注量的要求, 或采用混凝土泵送, 确保桩身混凝土浇灌质量;

3) 发现桩底与混凝土胶结差, 应采取灌浆补强措施进行补强。

#### 3.2 灌浆导管堵塞及其预防措施

##### (1) 灌浆导管堵塞的原因分析

1) 灌浆导管底部与桩底间距离太小, 灌浆用水泥栓塞无法顺利通过, 造成灌浆导管堵塞;

2) 灌浆结束后未及时清洗, 导管内壁附有水泥硬块, 造成灌浆用水泥栓塞无法顺利通过, 形成灌浆导管堵塞;

3) 在灌浆导管安放过程中, 导管接头密封性能差, 灌浆过程中出现接头漏水, 在导管接头处形成砂石栓塞, 造成灌浆导管堵塞。

##### (2) 灌浆导管堵塞的预防措施

- 1) 首斗混凝土灌注前, 应将灌浆导管提离桩底 0.30m, 确保水泥栓塞顺利通过;
- 2) 灌浆结束后, 应及时清洗灌浆导管, 避免造成管内有水泥硬块; 安放灌浆导管时, 应检查管内是否存在水泥硬块和异物, 如有应及时清除;
- 3) 在安放灌浆导管过程中, 应安装好接头密封圈, 做好灌浆导管接头的连接, 避免接头漏水;
- 4) 采用铁块代替水泥栓塞, 预防因水泥栓塞的原因造成灌浆导管堵塞, 即在首斗混凝土时, 在漏斗底部用铁块代替水泥栓塞, 当漏斗内混凝土装满后, 用副卷扬机将该铁块提出, 混凝土沿灌浆导管顺利下行到桩底。

### 3.3 埋管及其预防措施

#### (1) 埋管的原因分析

埋管事故常发生在桩身混凝土灌注过程中, 灌浆导管被混凝土埋死, 无法往上提动的现象, 习惯上称为埋管。灌浆导管允许埋入混凝土面以下深度与混凝土的和易性、初凝时间、混凝土浇灌速度、温度等因素有关, 常见埋管的原因有:

- 1) 灌浆导管埋入混凝土面以下深度过大, 如南宁市南湖大桥工程东桥台 132#桩桩身混凝土浇灌中, 混凝土从导管灌入, 泥浆从孔口返出, 连续浇灌 5h, 未拆除过导管, 结果埋管深度达 18m, 最后造成整套灌浆导管埋死;
- 2) 在灌浆过程中, 因外部停电或发电机组出现故障, 造成整套灌浆导管埋死, 如南宁市西津互通立交桥左 112#桩在灌浆过程中因发电机组出现故障, 长 25.0m 导管被埋。

#### (2) 埋管的预防措施

- 1) 灌浆过程中, 导管应保持合理的埋深。通常情况下导管埋入混凝土面以下 2.0~3.0m, 特殊情况导管埋控制在 1.0~2.0m, 既符合施工规范要求, 又能在非常条件下利用钻机手轮缓慢提离砼面, 避免埋管事故;
- 2) 现场工程技术人员应多测量桩孔内混凝土面位置, 准确计算混凝土埋管深度, 灌浆作业人员应勤拆除导管, 合理控制导管埋深;
- 3) 施工现场应配备运行良好的柴油机发电机组, 以备外部停电或发电机组出现故障等情况下使用, 避免埋管事故。

### 3.4 断桩及其预防措施

#### (1) 断桩的原因分析

- 1) 在桩身混凝土浇灌过程中, 钻机或搅拌机等设备出现机械故障, 或外部停电、停水等原因长时间停灌而造成断桩;
- 2) 在桩身混凝土浇灌过程中, 灌浆导管接头螺杆折断, 形成断桩;
- 3) 钻机操作人员操作不当, 在提升灌浆导管时用力过猛, 将灌浆导管提离混凝土面, 造成断桩等。

#### (2) 断桩的防治措施

- 1) 浇灌前应检查钻机、搅拌机、发电机组等设备, 确保其在桩身混凝土浇灌过程中运行良好, 并注意机械设备日常维护保养;
- 2) 灌浆导管应由经验丰富的机班长操作, 技术人员应现场指导并严格控制灌浆导管提升

高度, 严禁将灌浆导管提离混凝土面;

3) 在桩身混凝土浇灌中, 如发现断桩应立即停止灌注, 可用比钢筋笼内径小 100mm 的钻具及时扫孔, 用泵吸反循环抽吸桩孔内浮浆, 并钻至粗骨料 1~2m, 重新安放灌浆管灌注桩身混凝土, 即孔内接桩。如工程部位重要, 设计、建设单位不同意孔内接桩, 可采用冲击回转钻机在原位重新成孔成桩; 或在相邻位置补桩。

### 3.5 桩身混凝土离析、缩颈及其预防措施

#### (1) 桩身混凝土离析、缩颈的主要原因

- 1) 混凝土的和易性差, 或搅拌好的混凝土经运输产生离析、泌水现象;
- 2) 桩身混凝土浇灌时间长, 期间存在短时间中断, 先灌入的表层混凝土流动性差, 后续灌的混凝土在提升导管等原因, 冲破原混凝土面, 并在其上面形成混凝土桩柱, 同时将沉积在原混凝土面的部分钻屑、岩粉及泥浆包裹在其中, 造成桩身混凝土夹泥土或缩颈;
- 3) 成孔时护壁用泥浆密度大, 在孔壁上形成较厚的泥皮; 同时灌注前没有进行换浆处理, 或换浆处理不符合施工规范及设计要求, 亦易造成桩身混凝土缩径。

#### (2) 桩身混凝土离析、缩颈的预防措施

- 1) 严把混凝土质量关, 保证混凝土的和易性良好, 避免出现混凝土离析、泌水现象;
- 2) 桩身混凝土浇灌应保持连续, 减少不必要的间断; 同时应尽可能缩短浇灌时间, 有条件应尽可能采用泵送混凝土浇灌, 以缩短浇灌时间;
- 3) 终孔换浆或进行二次清孔换浆时, 应按照设计及施工规范要求换浆, 严格控制孔内泥浆密度和含砂率等, 避免因孔壁泥皮厚造成桩身混凝土缩径。

### 3.6 桩顶混凝土质量差及其预防措施

#### (1) 桩顶混凝土质量差的主要原因

- 1) 桩顶浮浆高度不足, 桩顶出现浮浆未见粗骨料时就停止混凝土灌注, 造成桩顶混凝土自致密实;
- 2) 桩顶混凝土振捣密实不足。

#### (2) 预防桩顶混凝土质量差有效措施

- 1) 适当增加桩顶浮浆高度, 增加桩顶混凝土自致密实度, 减少桩顶混凝土被泥浆等杂质浸染, 提高桩顶混凝土质量。桩顶浮浆高度可根据桩径大小、空桩长度(地面与设计桩顶之间高程差)及孔内泥浆密度大小等因素确定, 通常情况下, 桩顶浮浆高度为 0.5~1.0m;
- 2) 增加桩顶混凝土振捣, 提高混凝土密实度。如遇部分钻孔灌注桩空桩长度不大, 应及时清除孔内泥浆及浮浆, 继续浇灌混凝土并增加桩顶混凝土机械振捣密实; 如遇部分漏水的桩孔, 当桩孔内混凝土浇灌到一定高度, 桩孔内泥浆漏失完后, 采用常态混凝土继续浇灌时, 应采用混凝土机械振捣密实, 如防城港高压线塔基工程采用振动棒振捣密实, 尤其是桩顶混凝土部分。

### 3.7 钢筋笼上浮及其预防措施

#### (1) 钢筋笼上浮事故原因分析

为节省工程成本, 设计单位设计钢筋笼为“非通长配筋”, 即钢筋笼“上不着天, 下不着地”, 处于悬挂状态, 在 1985~1995 年间常现““非通长配筋”的钢筋笼, 如柳州电厂扩建工

程和珠海三灶等钻孔灌注桩工程,今天高层建筑物通常采用“通长配筋”,很少见“非通长配筋”的钢筋笼,但部分桥墩基础因桩孔深仍采用。

#### (2) 钢筋笼上浮事故的预防

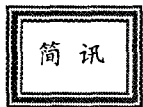
1) 设计单位应尽量采用“通长配筋”的钢筋笼,从根本减少钢筋笼上浮;

2) 如遇“非通长配筋”的钢筋笼,且笼底距孔底小,应当加长钢筋笼至桩底,可减少钢筋笼上浮;

3) 在灌注混凝土过程中,应当勤起拔灌浆管,减少灌浆管的埋管深度,合理控制混凝土浇灌速度,尤其是在钢筋笼底部位置,应当减少混凝土浇灌时间,以避免初灌入的混凝土在钢筋笼底部位置的似初凝而抬动钢筋笼。

## 4 结论

钻孔灌注桩在实际工程应用中非常普遍,本文结合工程实例,介绍了钻孔倾斜、钻孔缩径、窜孔、钻具折断等钻孔灌注桩机械成孔过程中常见事故的预防及处理措施,以及灌注成桩施工中桩底沉渣超标、桩身混凝土离析、缩径、钢筋笼上浮等事故的对策,供类似工程施工参考,为切实保证施工质量提供了有效建议和方法。



### 浙江大学“第五届曾国熙讲座”召开

浙江大学“第五届曾国熙讲座”于2011年11月19日在浙江大学紫金港校区安中大楼报告厅举行。本届曾国熙讲座的主题为“岩土工程问题的本构关系与数值计算”,特别邀请了解放军后勤工程学院郑颖人院士和美国天主教大学 Poul V. Lade 教授担任讲座人,郑颖人院士做了“传统极限分析法与有限元极限分析法”的报告,Lade 教授做了“土体本构关系研究综述”报告,受到大家的一致好评。

# 养护条件对鄱阳湖疏浚土固化效果的影响

宫传梅 董双林

(安徽省地震工程研究院 合肥 230011)

**摘要:** 疏浚土的有效处理、利用会给社会带来很大经济和社会效益。目前国内外专家都采用较为普遍固化处理方式, 其中养护条件对样品的固化效果影响也是非常值得关注的问题。本文以鄱阳湖疏浚土为研究对象, 进行三种不同养护条件下的固化工程特性实验研究, 验证养护条件会对疏浚土固化的效果产生一定的影响。

**关键词:** 疏浚土; 养护条件; 固化; 无侧限抗压试验

## 1 引 言

港口、航道的建设和维护、内陆河道为了能够维持正常的泄洪能力和畅通、湖泊为了保证水质及蓄洪能力都会进行疏浚工程, 会产生大量的疏浚土。

我国的大量疏浚土一般都采用水中抛泥和现场堆弃的方式进行处置。如果将疏浚土都作为废弃物在指定水域外抛, 或者未经处理随意的现场堆弃, 不仅会对水资源和环境造成二次污染, 也造成了泥土资源的极大浪费。

以再生资源为前提, 有效地处理和利用疏浚土显然会带来很大的经济和社会效益。本文以鄱阳湖疏浚土为研究对象, 对它进行了三种不同养护条件下工程特性实验研究分析, 并进行了固化效果对比。

## 2 实验简介

本实验疏浚土的养护是在室内自然条件、水中和恒温恒湿三种不同条件下进行。疏浚土初始含水率为 55%, 分析固化剂量和龄期对固化效果的影响, 并进行了效果对比。在实验进行的前 24 小时之内, 将所需的疏浚土土样用 5 mm 格栅过滤并配好含水率, 固化剂水泥用 2 mm 格筛筛分制备完全。原样疏浚土的物理力学指标见表 1。

表1 原样疏浚土的物理力学指标

土体名称	含水率 $\omega/\%$	重度 $\gamma/\text{kN/m}^3$	孔隙比 $e/\%$	比重 $G_s$	液限 $w_l/\%$	塑限 $w_p/\%$	凝聚力 $c/\text{kPa}$	摩擦角 $\varphi/^\circ$
疏浚土	48	17.10	1.42	2.70	43.70	25.2	11.92	11.24

### 3 实验准备

本实验样品成型模具为有机玻璃制成,规格为  $\Phi 50 \times 100 \text{ mm}$  的圆柱形。试样的制作步骤可以分为三步:①将模具擦净后在其内壁涂上一层凡士林,模具一端用玻璃板盖住,玻璃板与模具接口处也涂上凡士林;②将初始含水量为 55% 的疏浚土添加固化剂充分搅拌均匀后,分层装入模具;③将顶端多余的土样刨去,使土样顶端与容器保持齐平、整齐。

实验样品制备后,分别放在室内自然条件、水中和恒温恒湿三种条件下养护,等养护龄期结束后,在三轴仪上以  $0.4 \text{ mm/min}$  的速度对土样进行无侧限抗压实验。

养护条件:①恒温恒湿条件,将土样置于恒温恒湿室中,温度保持在  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  湿度保持在 90% 以上;②室内自然条件,将制备好的土样放在室内,无其它因素干扰;③水中养护,将土样制备以后置于水中,水位始终高于土样,等龄期结束后取出土样进行无侧限抗压实验。

### 4 实验数据分析

#### 4.1 固化剂量的影响

样品在初始含水率均为 55% 的条件下,添加了定量的固化剂后,在相同的龄期下养护后,无侧限极限抗压强度值如下表所示:

表2 恒温恒湿条件下实验结果  $q_{ul}(\text{kPa})$ 

龄期/d \ 固化剂量/%	20	15	12	10	8	5
7	529.94	484.08	176.89	171.37	82.92	27.64
14	652.23	540.13	381.43	199.00	99.50	27.64
28	917.20	708.28	646.77	298.51	149.25	33.17

表3 室内自然养护条件下实验结果  $q_{ul}(\text{kPa})$ 

龄期/d \ 固化剂量/%	20	15	12	10	8	5
7	735.21	646.77	259.81	199.00	110.56	44.22
14	1127.69	834.72	464.34	431.18	270.87	149.25
28	1746.82	1105.58	812.60	569.38	447.76	353.79

表4 水中养护条件下实验结果  $q_{u3}$ (kPa)

龄期/d \ 固化剂量/%	20	15	12	10	8	5
7	375.90	337.20	116.09	99.50	71.86	27.64
14	514.10	442.23	187.95	160.31	88.45	33.17
28	818.13	571.27	281.92	270.87	149.25	33.17

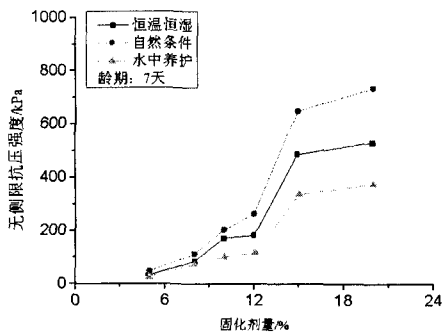


图1 无侧限极限抗压强度与固化剂关系曲线

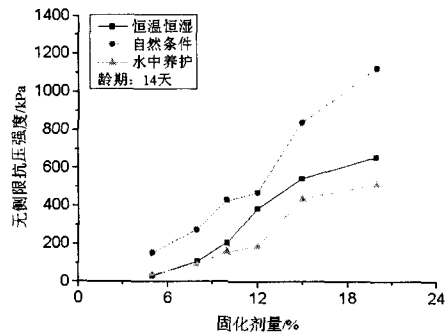


图2 无侧限极限抗压强度与固化剂关系曲线

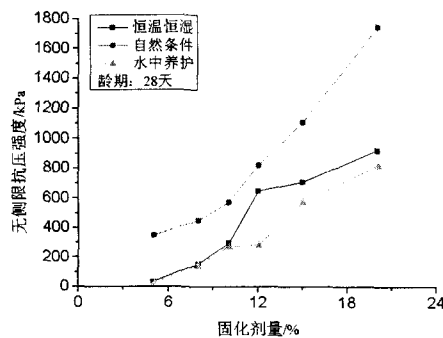


图3 无侧限极限抗压强度与固化剂关系曲线

从图1、图2和图3中分析得出在三种养护条件下相同的养护龄期中土样的无侧限极限抗压强度随着水泥固化剂量的增加而增加,随着固化龄期的增加,固化效果差别也越来越明显。当固化剂量大于12%时,  $q_{u1}$ 、 $q_{u3}$  曲线趋于平缓,  $q_{u2}$  却近乎呈线性增长,因此室外条件下土样的无侧限极限抗压强度与固化剂量的关系还需要进行专门研究。

在水泥固化剂添加到10%以后,养护效果差别非常明显,效果为  $q_{u2} > q_{u1} > q_{u3}$ ,  $q_u$  差别达到30%-55%。可以得出结论,养护条件的对疏浚土的固化效果会产生很大影响,三种情况中室内自然条件下无侧限极限抗压强度是最大的。

#### 4.2 龄期的影响

在下列图中可以看出，三种养护环境下土样的强度随着龄期变化的情况，并可以进行相同固化剂量下养护情况的分析。

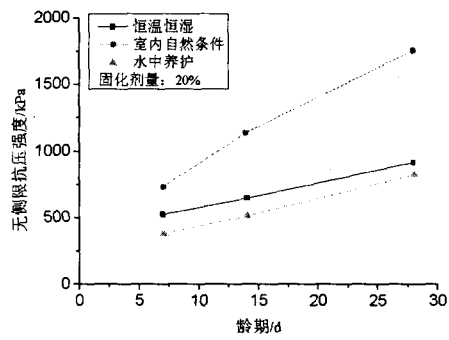
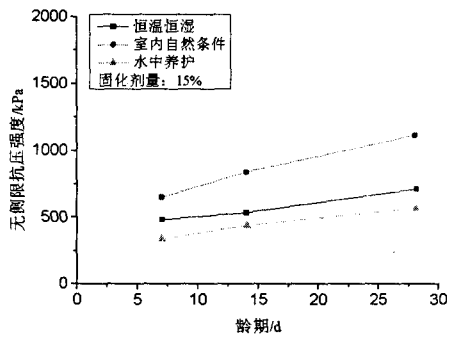
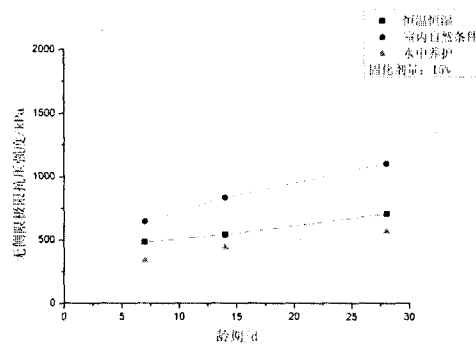
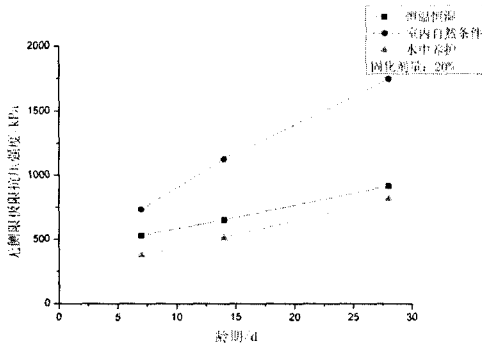


图 4 20%固化剂的无侧限极限抗压强度与龄期的关系

图 5 15%固化剂的无侧限极限抗压强度与龄期的关系

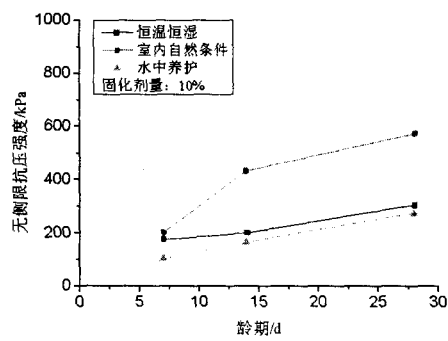
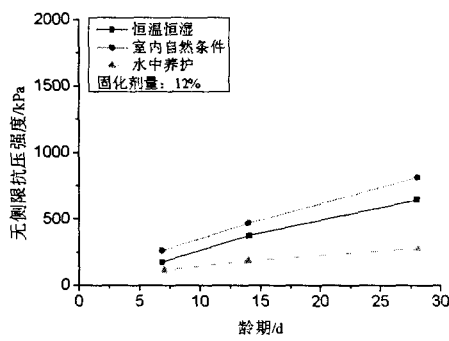


图 6 12%固化剂的无侧限极限抗压强度与龄期的关系

图 7 10%固化剂的无侧限极限抗压强度与龄期的关系



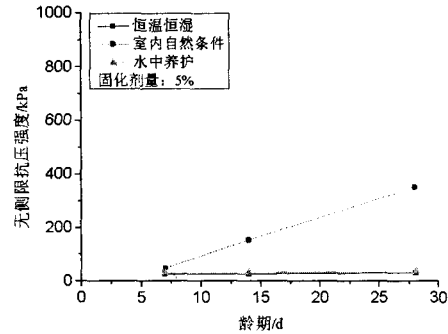
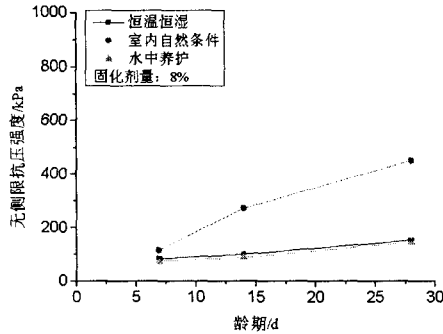


图 8 8%固化剂的无侧限极限抗压强度与龄期的关系 图 9 5%固化剂的无侧限极限抗压强度与龄期的关系

随着龄期的增加,在 5%和 8%的固化剂量下,水中养护和恒温恒湿条件下土样的无侧限抗压强度增长很小,而其它条件下变化都特别明显,7 天的无侧限抗压强度是 28 天的 45%~55%。室内自然养护条件下无侧限极限抗压强度总是高于水中养护和恒温恒湿条件,前者曲线斜率明显大于后两种情况。

## 5 结论

本文通过对初始含水率为 55%的鄱阳湖疏浚土进行三种不同养护条件下的水泥固化实验,得出以下结论:

- (1) 疏浚土的固化强度随着固化剂量的增加而增加,室内自然条件养护效果最好,水中养护和恒温恒湿条件下,增长趋势几乎一样,且不同于室内自然条件下的增长趋势;
- (2) 疏浚土土样的固化强度随着龄期的增加也逐渐增加,14-28 天增长趋于平缓,固化剂量很少的情况下几乎没有增长,不同的养护环境下,养护的土样工程特性明显不同。

### 参考文献:

- [1] 汤怡新. 水泥固化土工程特性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(5): 549-554.
- [2] 廖志萍. 疏浚土工程特性的实验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2005, 31(6): 109-112
- [3] 朱伟, 张春雷, 刘汉龙, 等. 疏浚泥处理再生资源技术的现状[J]. 环境科学与技术, 2002, 25(4): 39-41.

译文

## 粘土中浅埋管道的上限屈服包线

Upper-bound yield envelopes for pipelines at shallow embedment in clay

Randolph, M. F. & White, D. J., 选自 *Geotechnique* 58, No.4, 297-301, 2008

译: 刘正义, 杨炎豪; 校: 周建

**编者按:** 目前我国石油对外依存度已经超过了 50%, 日益凸显的石油供需矛盾以及由此引发的能源安全问题已成为制约我国经济发展的主要瓶颈, 未来我国油气产量中的增量将主要来自海洋, 而海底管道的建设则是最基础的保障, 因此海洋油气管道建设发展空间巨大。这篇文章介绍用滑移线场理论计算粘土中浅埋管道的极限荷载, 供读者参考。

### 1 引言

随着深海油气的开采, 近年来松软泥沙中浅埋管道的贯入阻力和横向位移所需的荷载越来越受到人们的关注。深水中海床上的管道没有挖沟埋设, 但在自重和敷设过程中其他外荷载作用下, 管道常嵌入一定深度。在管道设计中需要考虑因温度引起管道膨胀时横向屈曲的可能性, 竖向荷载和管道埋深不同组合下土体阻力对该设计也至关重要 (Bruton 等, 2006)。

本文给出了埋置在抗剪强度均匀分布或者随深度线性增加的粘土中管道, 由塑性上限解得到的屈服包线。假定管道在它的后侧破坏, 该处会产生瞬时负超孔隙水压力, 这种特征与实验观察到的现象一致。本文介绍了该解法, 在另外一篇文章中, 将其与有限单元计算结果和试验所得数据进行了比较。

这里不考虑土体重度, 主要是因为它对浅埋管道的反力计算没什么影响, 管道反力常用于计算实际的有效应力与抗剪强度比。该方法可以很容易地推广到考虑自重的情况。

### 2 基于滑移线场的上限解

屈服包线是基于单个运动滑移线场的上限解得到的, 运动滑移线如图 1 所示。假定管道是连续的, 这样该问题简化为平面应变问题。视土体为各向同性、不排水抗剪强度为  $s_u$  的刚塑性 Tresca 材料。直径为  $D$  (半径为  $R$ ) 的管道埋置在海底  $w$  深度处, 上面作用着通过形心的竖向荷载  $V$  和水平荷载  $H$ 。管道向形心所在水平线下方位移, 且与水平线夹角为  $\delta$ 。

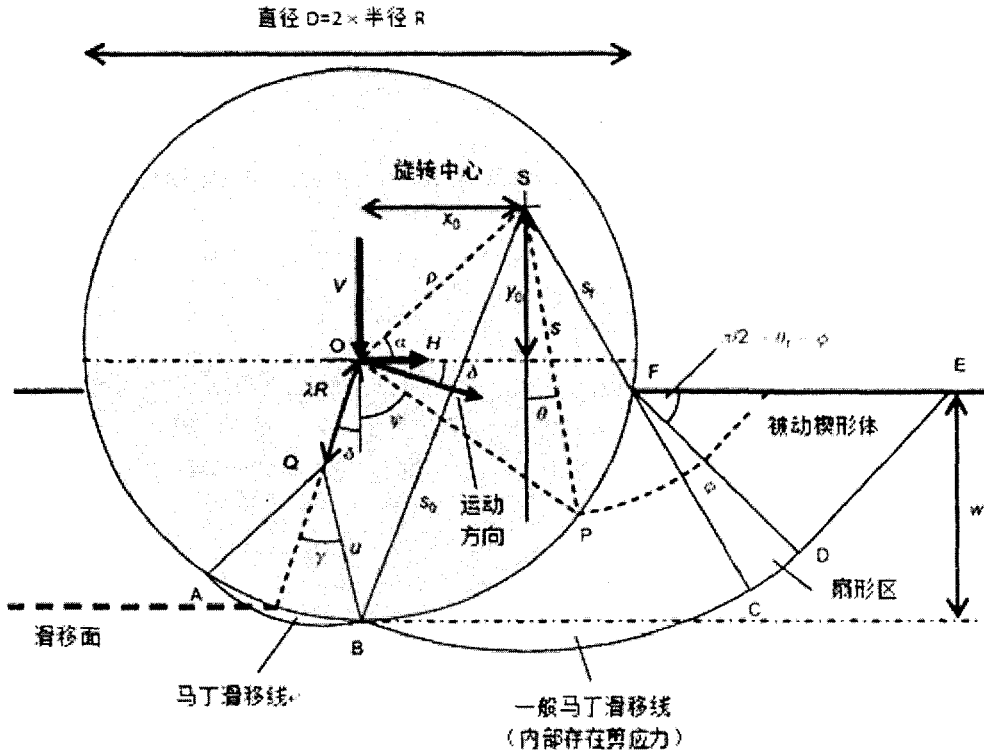


图1 采用上限解的一般滑移线

滑移线包括两部分。管道前端有一个一般的旋转滑移线，它是 Martin 考虑圆柱体在土中的横向运动推得 (Martin & Randolph, 2006)。其一般性在于该运动场的中心 (S) (一般情况下) 并不位于垂直于运动方向的直径上，因此角速度在旋转滑移线内不断变化，这导致以 S 为中心的相邻圆柱面之间会产生内部剪切应力。该滑移线可能会继续发展一直延续到土体表面 (过 C 点，然后位于 FE 上)，或者被一个以 F 为中心的扇形区和楔体所代替。这和条形浅基础的标准上限解相似，只是本问题中的被动楔体内部存在剪应力。在扇形区内，滑移线是以点 F 为中心的圆弧，并且每个圆柱壳内都存在剪应力，但和滑移体 BCF 内剪应力的比值不同。类似地，被动楔体 DEF 中竖直滑移线上也存在剪应力。

该滑移线的第二部分是一个刚性的旋转 Martin 滑移线，如同一个圆柱形桩。旋转面的中心为 Q，位于垂直于管道位移方向的直径上，距离管道形心  $\lambda R$ 。当管道的圆周面与管道运动方向平行时，认为此时管道与土之间发生破坏。

### 2.1 几何关系和速度

前面的滑移线场中心为 S，距离管道形心的坐标为  $x_0$  和  $y_0$  (如图 1 所示)，或者换一种说法，即距离管道中心距离为  $\rho$ ，并与水平方向成  $\alpha$  角。在管道表面定义任一点 P，该点所在直径与竖直线所呈角度为  $\psi$ 。P 点和转动中心 S 的连线与竖直线所呈角度为  $\theta$ 。不同的角度和距离之间由以下几何关系联系起来：

$$\begin{aligned} s \sin(\psi - \theta) &= \rho \cos(\psi - \alpha) \\ \rho \cos(\alpha - \theta) &= R \sin(\psi - \theta) \end{aligned} \quad (1)$$

滑移线场中 P 点土的速度（该速度沿图示虚线为定值）由下式给定：

$$v = \omega s = v_0 \frac{\sin(\psi + \delta)}{\sin(\psi - \theta)} \quad (2)$$

其中  $v_0$  为管道在角度为  $\delta$  处的线速度。 $\omega$  为角速度，其值可以直接表示为：

$$\omega = \frac{v_0 \sin(\psi + \delta)}{\rho \cos(\psi - \alpha)} \quad (3)$$

管-土接触面的滑移速度为：

$$\Delta v = v_0 \frac{\sin(\theta + \delta)}{\sin(\psi - \theta)} \quad (4)$$

管道后侧滑移线角速度为  $v_0/\lambda R$  (Martin 和 Randolph, 2006)，并且塑性功被限制在外边界和管-土接触面上。

以下两种特殊情形应予以重视：

(a) 当旋转滑移线中心 S 位于垂直于运动方向的直径上时（即  $\alpha = \pi/2 - \delta$ ），BCF 内的角速度为定值，因此所有的塑性功限制在外边界 BC 和管-土接触面上。这种情形下延长 BC 直到 C 点到达土体表面并删除扇形区和被动楔体，就可以得到理想的前方滑移线；其他情况下，旋转滑移线包括扇形区（扇形角常常为 0）和楔形体。

(b) 管道发生后侧破坏（ $\gamma = 0$ ）时， $\alpha < \pi/2 - \delta$ ，则外边界上的角速度为 0，因为由公式（2）和（3）可知，初始  $\psi$  角等于  $-\delta$ 。

## 2.2 塑性功积分

通过考虑一系列宽度为  $ds$ ，中心角度增量为  $d\psi$  的壳体单元，就可以积分求出前侧滑移线场中的塑性功。其中  $ds$  和  $d\psi$  的关系为：

$$ds = -R \sin(\psi - \theta) d\psi \quad (5)$$

转动部分 SBC 内的弧长为  $s(\theta_f - \theta)$ ，其中  $\theta_f$  为 F 点对应的  $\theta$  值。在扇形区 FCD 内的弧长为  $(s - s_f)\phi$ ，而在楔形体 FDE 内弧长为  $(s - s_f)/\tan(\theta_f + \phi)$ 。

在对塑性功进行积分时，对于抗剪强度随深度而变化的地方采用沿该区域的平均抗剪强度进行计算。

每个区域的剪应变速率用下式计算：

$$\text{SBC: } = -s \frac{d\omega}{ds} = \frac{s}{R \sin(\psi - \theta)} \frac{d\psi}{d\psi}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{v_0 \rho \cos(\alpha + \delta)}{R s \sin^3(\psi - \theta)} \\
 \text{FCD: } &= -(s - s_f) \frac{d}{ds} \left( \frac{\omega s}{s - s_f} \right) \\
 &= \frac{v_0}{s} \left[ \frac{s_f \sin(\psi + \delta)}{s - s_f \sin(\psi - \theta)} + \frac{\rho \cos(\alpha + \delta)}{R \sin^3(\psi - \theta)} \right] \quad (6) \\
 \text{FCE: } &= -\frac{d}{ds}(\omega s) \\
 &= \frac{v_0}{s} \left[ -\frac{\sin(\psi + \delta)}{\sin(\psi - \theta)} + \frac{\rho \cos(\alpha + \delta)}{R \sin^3(\psi - \theta)} \right]
 \end{aligned}$$

通常情况下很容易进行数值积分,尤其是当抗剪强度随深度变化时。抗剪强度均匀分布时,对  $r dA$  积分可以求出扇形区和被动楔形体的解析解(用公式(6)中第一项进行积分)。然而,在计算被动楔形区时需要谨慎,因为在某些区域剪应变率可能会改变符号(此时若对其绝对值进行积分,计算得到的塑性功比用解析解积分得到的值大)。

除了滑移线场内的塑性功,外边界(除去前面所提到的边界上角速度  $\omega = 0$  这种常见情形)和管-土接触面处的塑性功也应该计算,这可以用相对速度  $\Delta v$  和抗剪强度的乘积沿不连续面积分得到。外加荷载  $V$  和  $H$  所做的外力功应等于内部的塑性功,通过对区域  $A$  和沿着接触面  $S$  积分得到等式:

$$(v \sin \beta + H \cos \beta) v_0 = \int_A s_u |\dot{\epsilon}| dA + \int_S s_u |\Delta v| ds \quad (7)$$

### 3 计算结果

下面对埋置于抗剪强度均匀分布  $s_u = s_{u0}$ , 或者随深度等比例变化  $s_u = kz$  土体中,完全光滑或者完全粗糙这两种极端情形下,埋深为  $0.1D$  到  $0.5D$  (增幅为  $0.1D$ ) 的管道屈服包线进行探讨。屈服包线分别用管道上作用的水平和竖向荷载进行归一化处理,即表示为  $H/Ds_{u0}$  和  $V/Ds_{u0}$ 。对于抗剪强度随深度等比例变化的土,  $s_{u0}$  采用管道底部的抗剪强度值(因此  $s_{u0} = kw$ , 其中  $w$  为埋置深度)。

#### 3.1 竖向荷载

只有竖向荷载作用时,尽管转动中心  $Q$  和  $S$  没有被限制一定要位于水平直径上(因此尾部的 Martin 滑移线也成为了一般的内部有剪应力的转动滑移线),此时图 1 所示的滑移线就变为轴对称形式。但是,正如后面所论述的一样,在很多情况下管道后面出现破

坏的非对称滑移产生的竖向贯入阻力会比较小。

图 2 给出了管道表面为光滑和粗糙这两种极端情形下管道竖向贯入阻力图，并将其与 Murff 等 (1989) 得到的上限结果进行了比较。对于浅埋粗糙管道，图 1 所示的上限滑移线场可以用标准的 Prandtl 滑移线场代替。在 Prandtl 滑移线场中，为了确保管道边界的相容性，可以对楔形体的中心角进行一定的调整 (对于埋深比 0.15D 大的情形)。除了光滑管道埋深很浅 ( $<0.1D$ ) 外，给出的上限解基本上都比 Murff 等得到的解小。

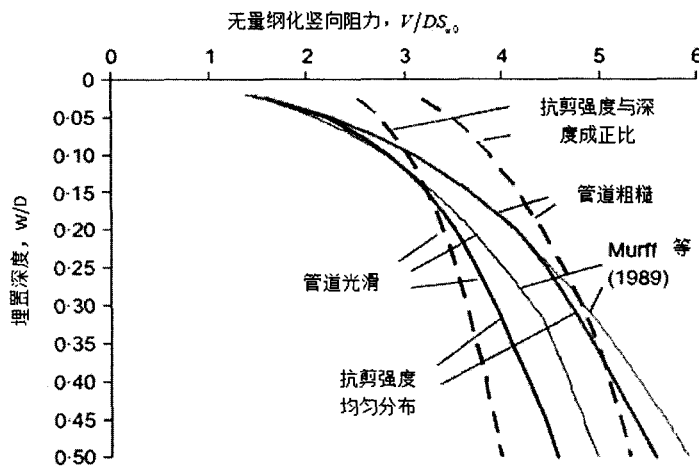
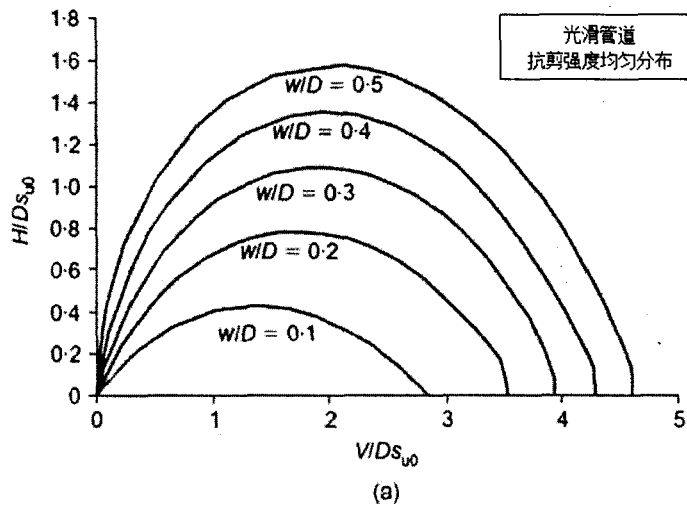
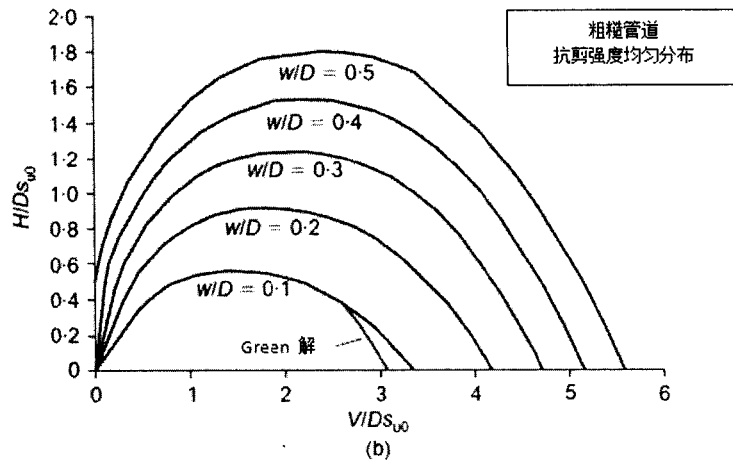


图 2 竖向贯穿阻力



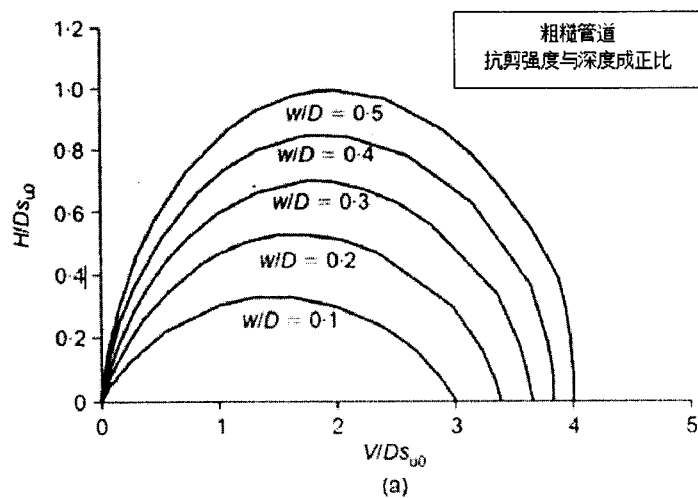


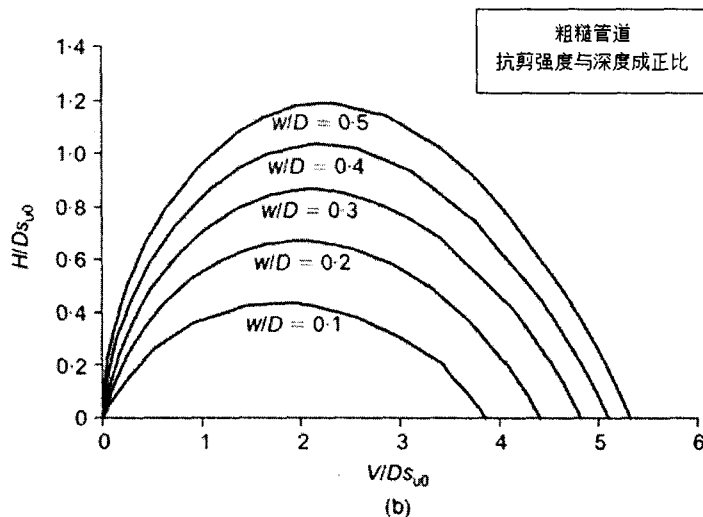
(a) 管道/土接触面光滑; (b)管道/土接触面粗糙;

图3 强度均匀分布土体中管道的屈服线

### 3.2 水平和竖向荷载组合作用

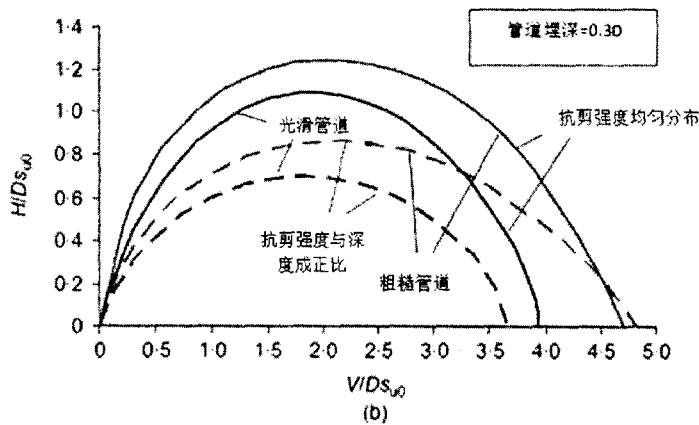
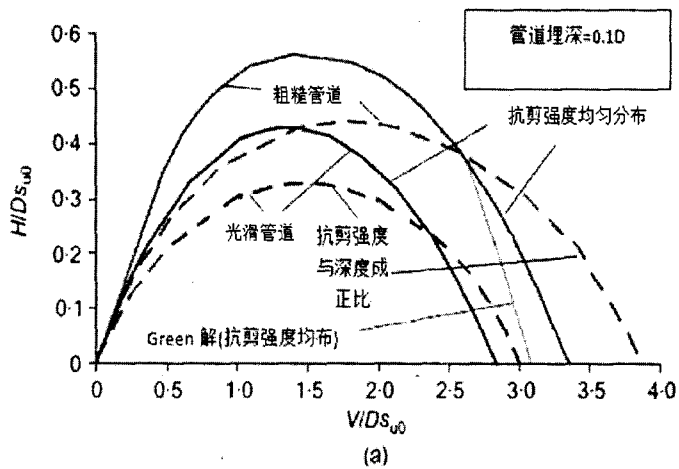
图3、图4分别给出了当土体抗剪强度均匀分布和随深度等比例变化时,竖向荷载和水平荷载共同作用下屈服包线情况。为了比较管道不同粗糙度和抗剪强度分布情况,图5给出了三种不同埋深(0.1D, 0.3D和0.5D)的屈服包线。图5中除去埋深最小的一组包线外,不同抗剪强度分布面上归一化后的竖向承载力大小非常接近,但是与抗剪强度随深度线性变化的情形相比,最大水平反力相对较小。随着抗剪强度随深度等比例增加,水平破坏时平均土体强度比竖向贯入时小,因此抗剪强度随深度等比例变化时,土体的水平反力和竖向贯入阻力的比值要比均匀分布得到的比值小。通常情况下,光滑管道的土体反力要比完全粗糙管道的小10%-20%。





(a) 管道/土接触面光滑; (b) 管道/土接触面粗糙;

图4 强度与深度成正比土体中管道的屈服线





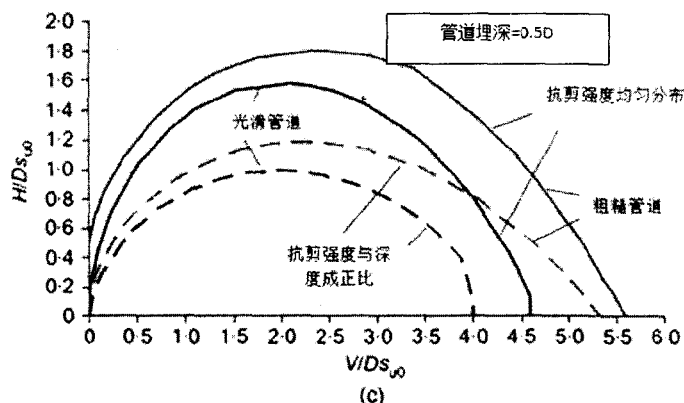
(a)  $w/D=0.1$ ; (b)  $w/D=0.3$ ; (c)  $w/D=0.5$ 

图5 埋深不同的管道屈服线的比较

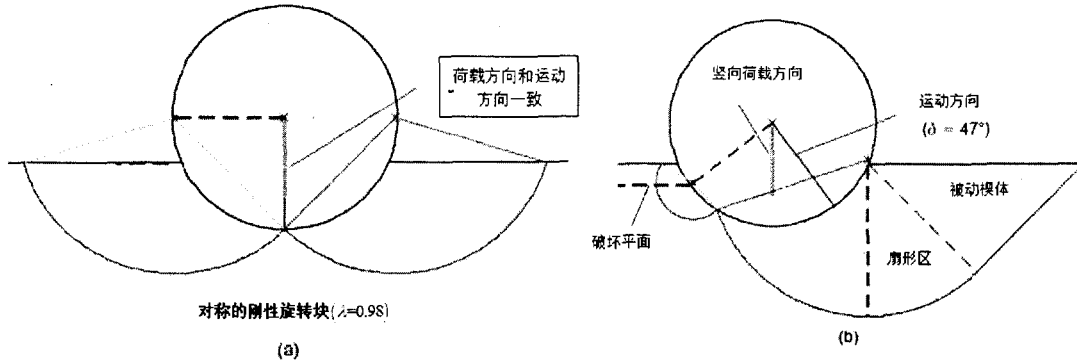
如上所述,对于浅埋于抗剪强度均匀分布土体中的粗糙管道,竖向贯入阻力最小上限解可以通过 Prandtl 滑移线求得,滑移线场中有一个跨越土体表面所在弦的主动楔形体。用本文介绍的方法(如图3所示),利用 Green 的解法(1954)可以将该滑移线场进行扩展,去除屈服包线的拐角。

上限定理中包含了相关联流动法则假设,因此完全满足相关联流动法则的材料单元组成的系统所产生的响应会表现出正交性:即当把合力和位移画在同一个坐标系中时,破坏处的位移将垂直于强度包线。这里也是这种情况,所以可以很方便地从破坏包线推出管道的移动方向。

计算结果有一个有趣的特征:仅承受竖向荷载的粗糙管道或者浅埋光滑管道的破坏面上存在一个尖点。这个特征和伴有破坏的管道非对称运动相一致,图6绘制了埋置于抗剪强度均匀分布土体中,埋深为  $0.3D$  的粗糙管道的这种特征。图6(a)绘出了最佳的对称滑移线,该滑移线场中有两个刚性的旋转体,竖向极限力  $V/Ds_{u0} = 5.3$ 。相比而言,图6(b)为非对称滑移场,位移方向在水平线下并与之呈  $47^\circ$ ,极限破坏荷载为  $V/Ds_{u0} = 4.7$ 。

这里新发现的对称系统在竖向荷载作用下会产生非对称破坏的现象并不是独一无二的,Green(1954)在研究地面条形基础的理论解时得到的屈服包线在竖向尖点处也呈现出不连续性滑移现象,允许基础在一定范围内运动破坏。

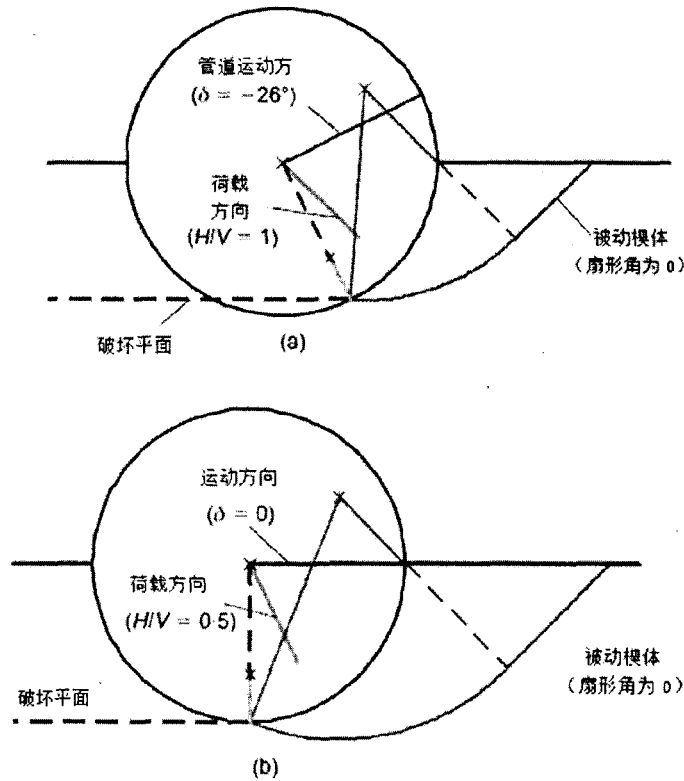
铺设管线时,地基常常受到大于管道贯入重量的力,这是因为管道与海床接触区域的接触应力不断提高,管道铺设船的运动以及吊装管道产生的循环荷载作用所致。在管线运营阶段,当竖向荷载等于管线贯入重量时,在温度引起的水平向荷载之先,初始荷载会位于对应埋深的破坏包线内。因此,当水平向破坏发生时,荷载比值  $H/V$  依赖于管线自重和屈服包线尖点的竖向荷载之比。

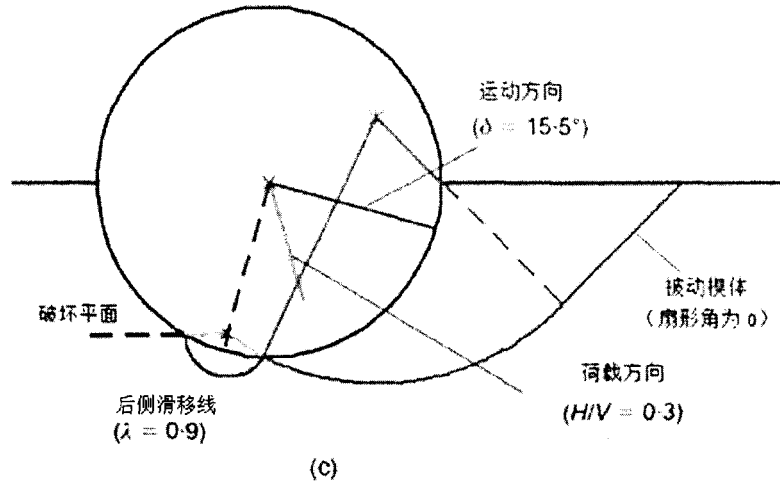


(a) 对称滑移线,  $V/DS_{u0}=5.3$ ; (b) 具有破坏面的非对称滑移线,  $V/DS_{u0}=4.7$

图 6 仅在竖向荷载作用下的理想滑移线 (粗糙管道埋置在强度均匀分布的土中,  $w/D=0.3$ )

荷载比  $H/V$  减小时滑移线的发展情况见图 7, 图中管道表面完全光滑, 埋置于抗剪强度随深度而等比例变化的土体中, 埋置深度为  $0.5D$ 。  $H/V$  较大时, 管道趋于向上运动, 将其前侧一块土体犁出 (如图 7 (a) 所示)。荷载比  $H/V=0.5$  时 (如图 7 (b) 所示), 滑移线与图 7 (a) 类似, 但更深一点, 此时的荷载比使管道仅产生水平向位移。最后图 7 (c) 中滑移线更复杂一些, 图中荷载比  $H/V=0.3$ , 管道在土中向下运动, 除了有前端滑移线, 管道尾部也有旋转滑移线。





(a) 向上运动,  $H/V=1$ ; (b) 水平运动,  $H/V=0.5$ ; (c) 向下运动,  $H/V=0.5$

图7 抗剪强度均匀分布土体中光滑管道的不同破坏形式 ( $w/D=0.5$ )

## 4 结论

本文提出的屈服包线给出了管道在不同竖向和水平荷载组合下运动时, 土体反力计算的一种简单方法。同有限单元法和同类期刊 (Merifield等, 2008) 的实验数据比较可知, 上限解得到的结果相当准确。因此该方法为计算破坏阻力和发展管-土相互作用的合理模型提供了一个有用的依据。

必须强调的是本文给出的解适用于管道前端土体水平的理想情况。实际上, 由于管道的竖向贯入和水平运动将使管道旁的滩肩上抬, 这会使土体阻力增加。这些解法中对极限反力的任何低估, 可能偏保守也可能不保守, 取决于管道是必须保持稳定或者可以横向位移——例如为了释放管道的温度压力。尽管不可能给出滩肩上抬时的滑移线图, 本文提出的滑移线场足以为某些特殊几何形状下的上限解计算奠定基础。

## 本刊重要通知

1. 本刊编辑部已搬迁至新址: 杭州市西湖区浙江大学紫金港校区安中大楼 B402 室, 邮编: 310058 (电话号码不变仍为: 0571-87952077)。联系人: 索娃迪
2. 本刊新电子邮箱 (Email): [zgtmdjcl@163.com](mailto:zgtmdjcl@163.com)。电子稿件请发至新邮箱 (旧邮箱:[djcl@zgtm.com](mailto:djcl@zgtm.com) 作废)。

《地基处理》编辑部

2011年12月