

目 次

论 文

多桩型复合地基的工程应用.....王恩远, 吴迈, 杨彬, 朱铁军(3)

基岩地区某建筑高边坡稳定性评价.....丁月双, 李连营, 刘运涛(10)

冶金高炉基础中挤扩桩的应用.....徐至钧, 韩顺和, 张晓玲(16)

桩端进入强风化岩的螺杆桩工程设计与施工.....曾鑫(26)

多向砂浆搅拌桩复合地基在高填方泥炭土的高铁路基加固中试验研究与应用.....陈磊(34)

桩底树根桩在岩溶地区软弱地基加固中的应用.....韦兴标, 王子金(45)

汛期平原河流管涌流沙的产生与防治.....孟昭即, 丁小莉(51)

非半无限空间地基附加应力的理论计算.....朱旦育, 于广云, 张径伟(56)

一题一议

关于采用载荷试验快速法之我见.....何广讷(60)

译 文

马德里地铁隧道施工中的地基处理方法

Pedro R. Sola, A.Sarah Monroe, Lucas Martin, Miguel Angel Blanco, Ra ú l San Juan

.....严佳佳 译; 曹洋, 周建校(61)

多桩型复合地基的工程应用*

王恩远¹ 吴迈¹ 杨彬² 朱铁军³

(1 河北工业大学 天津 300132;

2 沧州市机械施工有限公司 河北沧州 061001

3 天津市玉森基础工程有限公司 天津 300073)

[摘要] 介绍了多桩型复合地基的常见类型、应用范围和处理目的;提出了多桩型复合地基的设计原则和方法,列举了两个工程实例,可供实际工程参考。

[关键词] 多桩型复合地基;设计原则

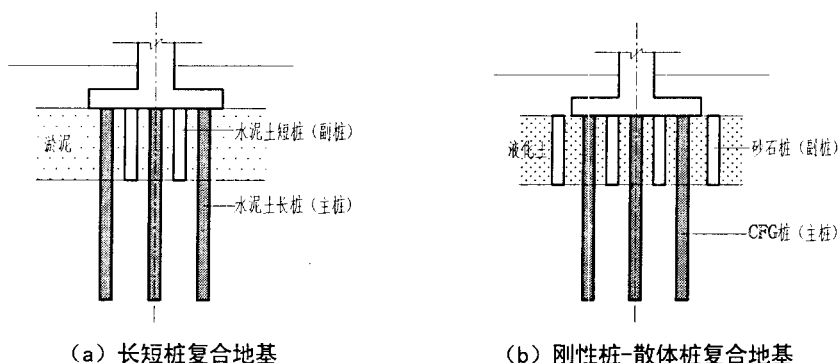
0 概述

多桩型复合地基系由两种或两种以上不同材料或不同桩长的增强体所形成的复合地基。

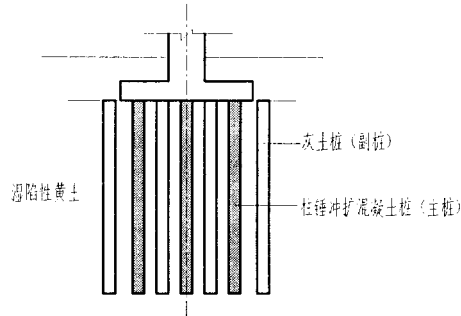
图1表示多桩型复合地基的几种常用类型:长短桩复合地基、刚性桩-散体桩复合地基、刚性桩-柔性桩复合地基。

多桩型复合地基适用于地基土层内埋藏有不良土层,如湿陷性黄土、液化土、欠固结新填土及局部松软土层等的处理,或采用单一增强体进行处理仍不能满足地基承载力和变形要求的地基处理。

采用多桩型复合地基,可以达到以下处理目的:(1)对不良土层进行改性处理:如消除液化、湿陷、自重固结等;(2)对桩间土进行补强,提高桩间土及复合地基承载力;(3)减少沉降和不均匀沉降;(4)改善主桩施工条件,如增加排水通道、消除孔隙水压等。



* 收稿日期: 2010年10月



(c) 刚性桩-柔性桩复合地基

图1 常用多桩型复合地基

1 设计原则及方法

多桩型复合地基由主桩和经副桩加固处理后的桩间复合土层组成。副桩主要用于改善或消除地基土不良工程特性及增加主桩桩间土承载力。如采用土桩或灰土桩挤密处理消除黄土湿陷性；用砂石桩处理可液化土层；用水泥土桩或砂石桩等加固局部或浅层软土对桩间土进行补强等。

副桩的具体设计要求依加固目的按《建筑地基处理技术规范》JGJ79 等有关规范执行。

主桩在复合地基中发挥着主导作用，对提高承载力和减少沉降贡献较大。主桩多采用粘结性材料的刚性桩，如水泥粉煤灰碎石桩、混凝土灌注桩、预制钢筋混凝土桩、柱锤冲扩混凝土桩等。中小工程也可采用水泥土桩。设计时先采用副桩对桩间不良土层进行改性处理或对软弱土层进行补强，然后进行主桩复合地基（即多桩型复合地基）设计计算。

1.1 副桩复合土层承载力 (f_{spk}')

副桩复合土层承载力特征值应采用单桩复合地基载荷试验确定，初步设计时可依桩体材料、施工方法及处理目的等按《建筑地基处理技术规范》JGJ79 等有关规定进行估算，可按下列式计算经副桩加固后的复合土层承载力特征值 f_{spk}' ：

$$f_{spk}' = m' \frac{R_a'}{A_p'} + \beta'(1 - m') \cdot f_{sk}' \quad (1)$$

式中

m' ：副桩的面积置换率；

R_a' ：副桩单桩承载力特征值；

A_p' ：副桩横截面积；

β' ：副桩桩间土承载力发挥系数，宜取 1.0；

f_{sk}' ：经副桩加固后桩间土承载力特征值，可按天然地基承载力特征值 f_{sk} 取值。

经副桩加固后的复合土层，可视为主桩复合地基的等效桩间土层。

1.2 主桩复合地基承载力

主桩复合地基承载力特征值，即多桩型复合地基承载力特征值，宜采用多桩型（包含主桩及副桩）复合地基载荷试验确定，初步设计时可采用下式估算：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m) \cdot f_{sk} \quad (2)$$

式中：

f_{spk} ：主桩复合地基（多桩型复合地基）承载力特征值；

m ：主桩面积置换率；

R_a ：主桩单桩承载力特征值。依桩身材料及施工方法按《建筑地基处理技术规范》JGJ79有关规定确定；依土的支承力确定 R_a 时，应按经改性处理后的土性指标确定；

A_p ：主桩横截面积；

β ：主桩桩间土承载力发挥系数，应按当地经验或按《建筑地基处理技术规范》JGJ79有关规定确定；

f_{sk} ：加固后桩间土承载力特征值，可按经副桩加固后的复合土层承载力特征值 f_{sk}' 取值。

对于长、短桩复合地基，尚应计算短桩桩端截面以下复合地基承载力，在短桩桩端以下 f_{sk} 可采用原天然地基承载力特征值。

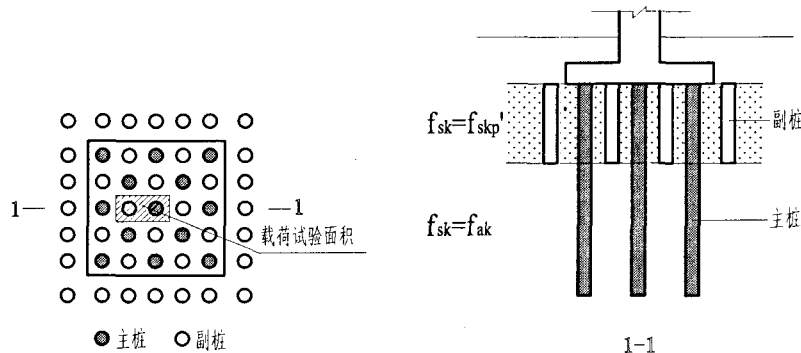


图2 多桩型复合地基承载力计算示意图

2 计算实例

2.1 长短桩复合地基

某多层住宅，采用钢筋混凝土条形基础，基础埋深距地面下1.4m，基础底面宽度 $b=2.0\text{m}$ ，采用水泥搅拌桩处理，要求处理后复合地基承载力特征值 $f_{spk}=140\text{kPa}$ ，土层剖面见图3。

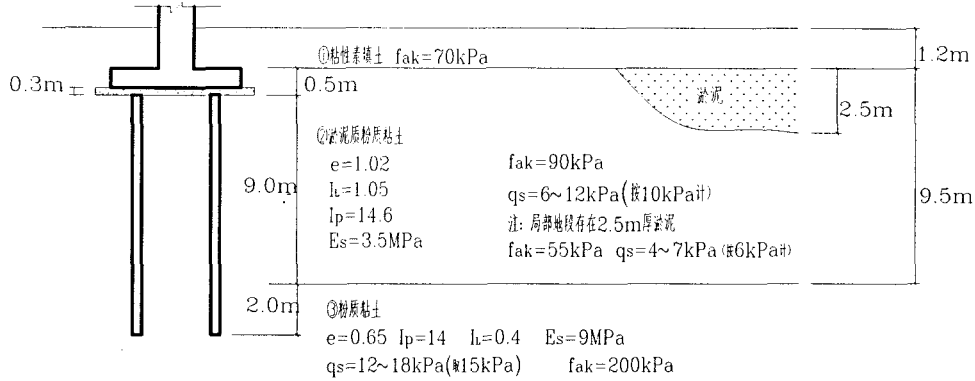


图3 土层剖面示意图

(1) 不考虑局部淤泥

取水泥搅拌桩桩径 $d=500\text{mm}$, 桩长 $l=11\text{m}$, 铺设 300mm 厚砂石垫层。则

$$1) \text{ 水泥搅拌桩单桩承载力特征值 } R_a = u_p \cdot \sum q_{si} \cdot l_i + \alpha \cdot q_p \cdot A_p = 209\text{kN}$$

($\alpha = 0.5$);

$$2) \text{ 桩身强度 } f_{cu} \geq \frac{R_a}{A_p} \times 3 = 3.2\text{MPa};$$

$$3) \text{ 置换率 } m = \frac{f_{spk} - \beta \cdot f_{sk}}{f_{pk} - \beta \cdot f_{sk}} = 0.1 \quad (\beta=0.4)。$$

布桩如图4(a)所示。

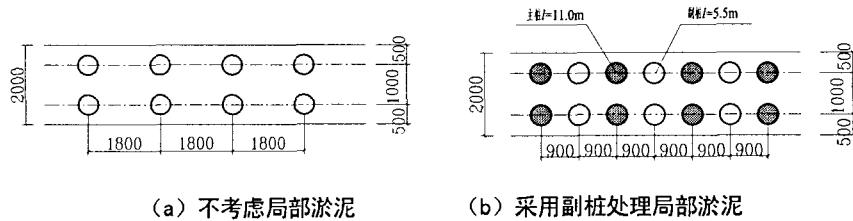


图4 布桩示意图

(2) 局部淤泥地段补强处理

采用桩径 $d'=500\text{mm}$, 桩长 $l'=5.5\text{m}$ 水泥搅拌短桩进行补强。要求处理后复合土层承载力 $f_{spk}'=90\text{kPa}$, 即原桩间土承载力。实际布桩如图4(b)所示, 副桩桩土面积置换率 $m'=0.1$ 。则

1) 副桩单桩承载力特征值

$$R_a' = u_p \cdot \sum q_{si} \cdot l_i + \alpha \cdot q_p \cdot A_p' = 82.7 \text{ kN} \quad (\alpha = 0.5);$$

2) 经副桩加固后的复合土层承载力特征值

$$f_{spk}' = m' \frac{R_a'}{A_p'} + (1 - m') \cdot f_{sk} = 92 \text{ kPa} > 90 \text{ kPa}$$

3) 副桩桩身强度 $f_{cu} \geq \frac{Ra'}{A_p} \times 3 = 1.3 \text{ MPa}$ 。

在局部淤泥地段，除增设桩长 5.5m， $f_{cu} \geq 1.3 \text{ MPa}$ 短桩外，因土性变化， q_s 降低，主桩尚应适当加强或适当增强副桩。

2.2 刚—柔性桩复合地基

某高层住宅采用筏板基础，地基土层①为Ⅱ级湿陷黄土；要求消除全部湿陷，处理后地基承载力不低于 380kPa，基础埋深现地面下 2.0m。

(1) 土层概况

①Ⅱ级湿陷性粉质粘土， $f_{ak} = 130 \text{ kPa}$ ；层厚 10.0m

$$\bar{\rho}_d = 1.40 \text{ t/m}^3; e = 0.90; w = 6 \sim 13\%; E_s = 6 \text{ MPa}; \gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\rho_{d\max} = 1.65 \text{ t/m}^3; q_s = 30 \text{ kPa}$$

②密实砂土： $f_{ak} = 400 \text{ kPa}$ ； $E_s = 20 \text{ kPa}$ ； $q_p = 1000 \text{ kPa}$

(2) 地基处理方案

采用土桩作为副桩挤密消除黄土湿陷并提高土层①承载力，采用水泥粉煤灰碎石桩作为主桩满足承载力及沉降要求。

1) 土桩设计计算

$d=400\text{mm}$ ， $l=8\text{m}$ ， $\rho_{d\max} = 1.65 \text{ t/m}^3$ ，按正方形布桩，则：

a. 桩距（桩间土挤密系数 $\eta_c = 0.93$ ）

$$s = 0.88 \sqrt{\frac{\eta_c \rho_{d\max}}{\eta_c \rho_{d\max} - \rho_d}} \cdot d = 1.2 \text{ m};$$

b. 处理后复合土层承载力

$$f_{spk}' \leq 1.4 f_{ak} = 1.4 \times 130 = 182 \text{ kPa}，按 160 \text{ kPa} 计。$$

2) 水泥粉煤灰碎石桩计算

$d=400\text{mm}$, $s=1.2\text{m}$, 按正方形布桩。 $A_p = 0.126\text{m}^2$; $\beta = 0.8$; $m = 0.088$; 桩长 $l=8.0\text{m}$ 。

则:

a. 单桩承载力特征值 $R_a = u_p \cdot q_s \cdot l + q_p \cdot A_p = 428\text{kN}$;

b. 复合地基承载力特征值

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m) \cdot f_{sk} = 416 \text{ kPa} > 380 \text{ kPa} \quad (\text{取 } f_{sk} = f_{spk}' = 160 \text{ kPa}, \beta = 0.8)。$$

c. 桩身强度 $f_{cu} = \frac{R_a}{A_p} \times 3 = 10\text{MPa}$ (按 C20 计)

3) 桩位布置如下图所示。

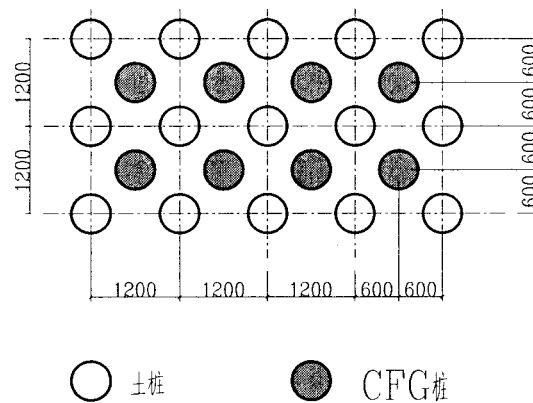


图5 布桩示意图

4) 说明

- 土桩采用柱锤冲孔分层夯填、CFG桩采用螺旋钻成孔灌注;
- 若采用柱锤冲孔分层夯填干硬混凝土,可酌情减少土挤密桩数量。

3 小结

多桩型复合地基在工程中多有应用,对表层松软土层及不良土层(如可液化土、湿陷性土、欠固结土等)除采用砂石桩,土或灰土桩,水泥土桩等进行补强和改性处理外,尚可采用换填、压(夯)实、预压等方法处理,而后再采用刚性或柔性桩复合地基进行加固。具体的处理方案应根据土质情况,上部建筑设计要求等进行确定。

多桩型复合地基因采用不同桩型对地基进行综合处理,因此可以充分发挥各自的优势,可扬长避短,使复合地基应用范围更加广泛,设计更加合理。目前的理论研究落后于工程实

践,今后应加强这方面的研发工作。本文提出的设计计算方法,充分利用了现有规程及有关规定,简便易行,可供工程设计参考。文中的工程实例系根据实际工程改写,经检测及多年应用完全达到设计要求。

参考文献

- [1] 建筑地基处理技术规范 JGJ79-2002[S].中国建筑工业出版社,2002
- [2] 王恩远,吴迈. 工程实用地基处理手册[M].中国建材工业出版社,2005
- [3] 朱奎,徐日庆. 刚-柔性桩复合地基[M].机械工业出版社,2007
- [4] 阎明礼.多桩型复合地基设计计算方法探讨[J].岩土工程学报25(3),2003

简讯

刘汉龙教授主编的《现浇混凝土大直径管桩复合地基技术规程》 获批为国家行业标准(2011年3月1日实施)

住房和城乡建设部近日发布公告,正式批准《现浇混凝土大直径管桩复合地基技术规程》为国家行业标准(编号JGJ/T213-2010)。该标准是由河海大学和江苏弘盛建设工程集团有限公司牵头联合中国建筑科学研究院、中铁第四勘察设计院等10家单位编制完成。长江学者特聘教授、河海大学土木交通学院院长刘汉龙教授为主编,中国建筑工业出版社出版。

现浇混凝土大直径管桩(简称PCC桩)是河海大学长江学者创新团队开发的一种新型桩基复合地基技术,已经申请了13项国家专利,其中发明专利8项。自2001年以来,该技术已广泛应用于我们江苏、浙江、上海、湖南、天津、河北等沿海省市及内陆湖泊地区高速公路、市政道路及高速铁路等工程的大面积地基处理,取得了显著的经济效益和社会效益。围绕该技术的研究,已经获得了2项国家自然科学基金项目、1项江苏省自然科学基金创新学者攀登项目和多项省部级科技项目的资助,在国内外核心期刊及重要国家会议上发表了55篇学术论文,其中被SCI、EI收录38篇,培养了7名博士研究生和12名硕士研究生。曾获得江苏省工程建设标准《现浇混凝土大直径管桩施工工法》(JSGF-28-2008)以及江苏省建设科技成果推广项目认定书(编号:2004-0058)。成果被列入了《高等级公路设计指南》和《岩土工程治理手册》。该技术研发和推广应用是产学研结合的一个成功范例。该标准的实施也为我们高速公路、高速铁路软土地基沉降控制提供了强有力的支撑。

(河海大学岩土所丁选明供稿)

基岩地区某建筑高边坡稳定性评价*

丁月双 李连营 刘运涛

(天津市勘察院 天津 300191)

[摘要] 本文以天津市蓟县基岩区二元结构建筑高边坡为例,针对该边坡岩体结构特征以及坡顶填土区变形破坏迹象,判断出边坡可能破坏模式,在此基础上,通过现行规范推荐的圆弧滑动法和平面滑动法,对边坡在各种工况条件下的稳定性状况进行了评价,并提出了采用挡墙、锚杆以及植被网等相应治理措施建议,为天津蓟县基岩区土石二元结构建筑高边坡的稳定性分析与治理提出了一种新的思路和方法。

[关键词] 基岩;高边坡;结构特征;稳定性

0 前言

近几年随着房地产的开发热潮,蓟县山区别墅群正在不断壮大,大多的建筑用地都是通过高挖低填的方式获得,由此产生大量的土石二元结构人工填方高边坡,这类边坡的原始地形坡度往往较小,在自然环境下具有较好的稳定性,在工程可行性研究中常常没有引起足够的重视。但在开挖坡脚或坡顶堆载时,坡体上部填方层往往会发生一定的拉裂变形,最终可能导致边坡破坏。本文以天津市蓟县基岩区二元结构建筑高边坡为例,总结出简单、合理的评价方法,并给出针对性的治理方案,对蓟县山区的安全开发具有重要的指导意义。

1 工程实例

由华人文化集团、绿地集团与蓟县政府共同开发建设的盘龙谷文化城,位于天津蓟县国家风景区盘山脚下,总投资 300 亿元人民币,规划面积 28 平方公里。工程场地依山展开,阶梯布置,因此形成多组建筑高边坡。该边坡长 360m,坡高 4.5~38.5m,总体走向 240~335°,坡角 12~72°。坡顶拟建 2~3 层别墅型住宅,拟采用筏板基础,基础埋深 1~2m 左右,单位荷重约 75KN/m²。

1.1 地形地貌

区域地貌由于受构造控制,山川由南北向呈带状分布,加之新构造运动频繁,从而导致场区内地貌具有多层性特点。总观场区地势,呈东高西低,由东向西大致呈“扫把状”撒开。东部地形陡峭,相对高差较大,西部相对平缓。

* 收稿日期: 2010 年 12 月

1.2 地质构造

该边坡为基岩区土石二元混合边坡，坡体上部为残坡积碎石土及人工素填土，在填土过程中并未经过分层碾压使得土体结构较为松散，现边坡顶部已形成多条弧形拉裂缝。坡体中下部为全风化~中等风化白云岩，层状结构，节理裂隙发育，单层厚度 10~20cm，厚者达 50cm，偶加薄层。岩层层产状一般为 $305^\circ \angle 39^\circ$ ，局部有较大变化。除层面外，尚有两组结构面非常发育，第一组结构面产状 $36^\circ \angle 48^\circ$ ，另一组结构面产状 $175^\circ \angle 84^\circ$ ，结构面平直、闭合、无填充。

1.3 地层岩性

工程场区内地层岩性按成因可划分为三大层：①新近填土层；②残坡积层；③白云岩。

①新近填土层：填土颜色呈灰色、灰白色，来源于挖方区开山碎石土类，成分为破碎碎石土为主夹粘性土，岩性以白云岩为主，分布不均，粒径变化较大，一般粒径 2~20cm，最大可见 50cm 以上大块碎石，块石呈棱角状，级配不均匀。

②残坡积层：主要由粉质粘土和碎石组成，褐黄色，结构较质密，一般呈硬塑-可塑状态，为中等压缩性土，混砂土及少量碎石，碎石成份以花岗岩及白云岩为主，大小不一，粒径一般在 1~5cm 左右，局部可见漂石。

③白云岩：层状结构，节理裂隙发育，新鲜岩块呈灰色、灰白色，强度较高；岩体风化后呈白色、乳白色，强度迅速降低，锤击无声。

1.4 水文地质条件

该边坡整体为岩石-土质二元边坡。地下水类型主要为基岩裂隙水和松散堆积层孔隙水。勘察表明本场地 22m 深范围内未见地下水。

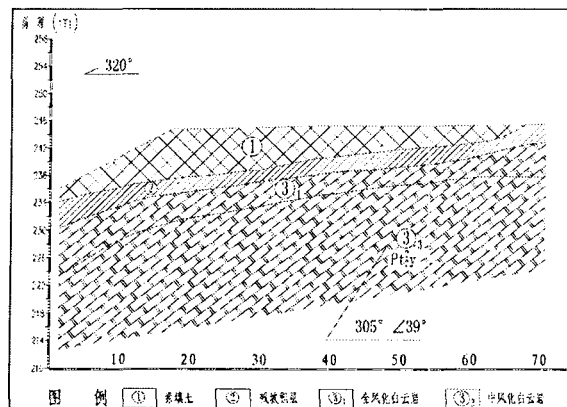


图1 典型工程地质剖面图

2 边坡稳定性评价

2.1 边坡变形破坏模式

该边坡特殊的土石二元结构，上部填土区抗剪强度与下部基岩区相差悬殊，边坡的可能破坏模式为上部人工填土层中发生的圆弧形滑裂破坏及基覆界面处发生的直线形滑裂破坏。

按《建筑边坡工程技术规范》建议的原则确定边坡稳定性计算方法：

- (1) 土质边坡和较大规模的碎裂结构岩质边坡宜采用圆弧滑动法计算；
- (2) 对可能产生平面滑动的土石二元边坡（基岩斜平面上回填土）宜采用平面滑动法进行计算；

本文选取4条典型剖面（4-4'、6-6'、17-17'、21-21'）进行分析，计算时假定边坡土体上荷载均匀分布，计算采用北京理正软件公司的岩土计算软件完成，拟定天然、暴雨及地震三种计算工况。

2.2 计算参数选取

本次计算中所采用的有关岩土物理力学参数，根据边坡勘察的室内外试验成果以及边坡的时间效应等因素综合确定（表1）。

岩土体物理力学参数选取值

表1

试样类别	天然状态			饱和状态		
	重度 (kN/m ³)	内聚力 (kPa)	摩擦角 (°)	重度 (kN/m ³)	内聚力 (kPa)	摩擦角 (°)
素填土	20.0	10.0	26	20.5	9.0	24.0
粉质粘土	18.0	29.4	7.9	19.0	23.5	6.3
全风化白云岩	19.3	29.4	10.3	20.3	23.5	8.2
强风化白云岩	27.8	7.7	56.7	28.0	6.2	45.0
中风化白云岩	28.3	14.3	68.9	28.5	11.4	55.0

2.3 计算结果及分析

本次计算选取典型剖面4-4'、6-6'、17-17'、21-21'进行计算，边坡各种工况下稳定性计算结果见表2。其中，稳定性系数 $F_s \geq 1.25$ ，边坡稳定； $1.00 \leq F_s < 1.25$ ，边坡欠稳定； $F_s < 1.00$ ，边坡不稳定。

边坡稳定性计算成果表

表2

计算剖面	计算方法	工况			稳定状况
		天然工况	暴雨工况	地震工况	
4-4'	圆弧滑动法	1.242	1.120	1.188	欠稳定
	平面滑动法	1.364	1.253	1.317	稳定
6-6'	圆弧滑动法	1.006	0.885	0.902	不稳定
17-17'	圆弧滑动法	1.087	0.893	0.922	不稳定
	平面滑动法	1.232	1.018	1.083	欠稳定
21-21'	圆弧滑动法	1.117	0.908	1.062	不稳定
	平面滑动法	1.382	1.253	1.303	稳定

根据各个剖面稳定性计算结果, 现对边坡各坡段稳定性分析如下:

4-4' 剖面在圆弧法计算时天然、暴雨及地震工况下均处于欠稳定状态, 天然稳定性系数为 1.242, 地震工况下稳定性系数为 1.118, 暴雨工况下稳定性系数为 1.120, 平面法计算时暴雨工况下处于稳定状态; 6-6' 剖面在圆弧计算时暴雨和地震工况下均处于不稳定状态, 稳定性较差, 稳定性系数分别为 0.885 和 0.902, 边坡破坏的潜在区域全部集中在上部填土区 (图 2、图 3)。可以看出填土区边坡暴雨工况比地震工况对边坡稳定性的影响更为显著, 降雨入渗是人工填方边坡失稳的最主要因素, 这是由于持续暴雨作用后, 雨水沿裂隙面侵入坡体内, 不但使岩土体自重随之增加, 随之也软化了裂隙面内的充填物质, 使结构面抗剪强度迅速降低, 从而更容易失稳破坏。

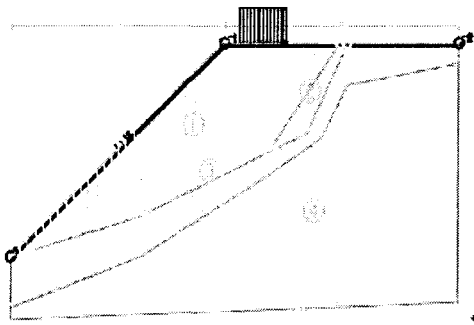


图2 6-6' 剖面处圆弧法暴雨工况下
边坡破坏示意图

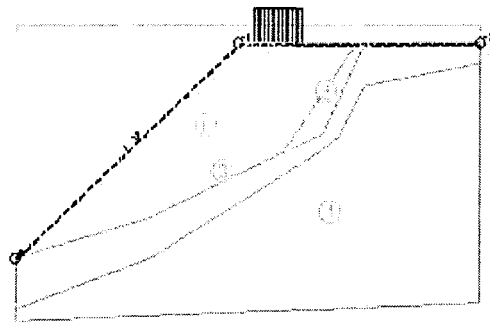


图3 6-6' 剖面处圆弧法地震工况下
边坡破坏示意图

17-17' 剖面圆弧法计算时在暴雨及地震工况下均处于不稳定状态, 稳定性系数分别为 0.893 及 0.922, 平面法计算时在三种工况下均处于欠稳定状态, 稳定性系数分别为 1.232、1.018 和 1.083。边坡有可能沿基覆界面发生平面滑动, 破坏的区域同样是在坡体上部的人工回填土层及第四系残积、坡积层中 (图 4、图 5), 在外部荷载作用下, 坡体后缘顶部首先出现裂缝并逐渐向下扩张直至贯通整个滑裂面, 并最终导致坡体破坏, 但边坡最有可能的滑动方式还是沿拉应力所产生的圆弧形滑裂面。

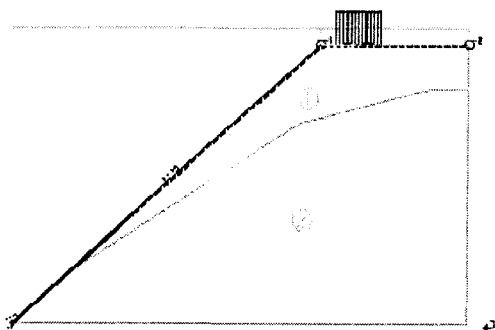


图4 17-17' 剖面处圆弧法暴雨工况下
边坡破坏示意图

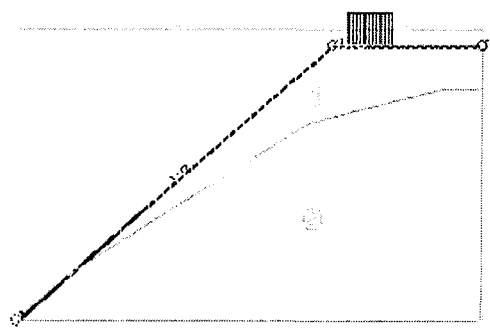


图5 17-17' 剖面处圆弧法地震工况下
边坡破坏示意图

21-21' 剖面圆弧法计算时在暴雨工况下处于不稳定状态, 稳定性系数为 0.908, 在地震工况下处于欠稳定状态, 稳定性系数为 1.062, 平面法计算时三种工况下处于稳定状态。

2.4 下伏基岩稳定性分析

区内白云岩岩层倾角 $39^{\circ} \sim 48^{\circ}$, 无大规模构造形迹, 从岩体赤平投影分析, 两组结构面的交点与边坡投影弧在同一侧, 场地内岩体可能沿交线 C 方向滑动, 下伏基岩稳定性良好。

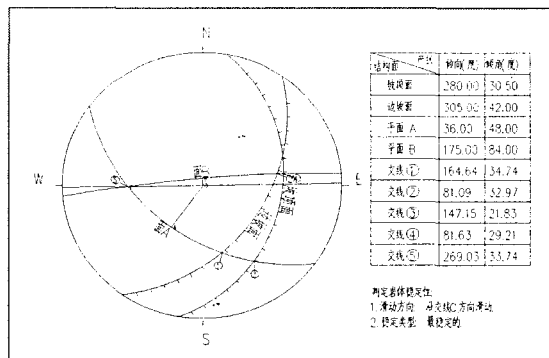


图6 边坡下伏基岩赤平投影图

综上所述, 该边坡下伏基岩整体稳定性良好, 边坡在天然状况下大部分坡段处于稳定状态, 在特殊工况下(暴雨及地震)局部填土地段处于不稳定状态, 可能出现由上部填土层向下逐渐扩展的剪切滑动面, 局部地段会出现垮塌及开裂现象。

3 边坡治理建议

根据边坡结构特征及稳定性计算结果建议: 4-4'、6-6' 剖面处采用重力式挡土墙+地表截水沟等方案; 对于其它稳定地段, 为防止雨水冲刷及自然风化, 建议采用三维植被网+地表截水沟等方案; 17-17'、21-21' 剖面处采用锚喷支护+地表截水沟等方案, 喷锚支护采用全长粘结型普通砂浆锚杆, 锚杆呈梅花型布置, 在喷锚区坡面上, 布置泄水孔, 每隔 15m, 设一道伸缩缝, 缝宽 2cm, 缝内填沥青麻丝, 其它稳定地段同样建议采用三维植被网进行坡面防护。

4 结论

(1) 该边坡下伏基岩整体稳定性良好, 边坡在天然状况下大部分坡段处于稳定状态, 上部填土体在特殊工况下(暴雨及地震)局部段处于不稳定状态;

(2) 该边坡的可能破坏区域全部集中在坡体中上部的人工填土层中; 边坡的最主要破坏模式以圆弧形剪切破坏为主, 小部分坡段有可能形成沿基覆界面处平面形滑动面;

(3) 该边坡的稳定性受暴雨工况的影响比地震工况更为显著, 降雨入渗是这类边坡失稳的最主要触发因素;

(4) 边坡 4-4'、6-6' 剖面处采用重力式挡土墙+地表截水沟等方案, 17-17'、21-21' 剖面处采用锚喷支护+地表截水沟等方案, 其它稳定地段采用三维植被网进行坡面防护。

参考文献

- [1] 冯中铎, 付文光, 陈永强等. 某复杂建筑边坡的整治及若干设计问题的特殊处理[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 375~379
- [2] 林宗元主编, 简明岩土工程勘察设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [3] 王士天, 严明, 黄润秋. 高边坡变形破坏机制及稳定性评价[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1994.50~69
- [4] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1994.314~322.
- [6] 《建筑边坡工程技术规范》GB50330-2002
- [7] 常士骝, 张素民等. 工程地质手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007: 95-96
- [8] 余子华, 晏鄂川, 戴光忠等. 碎裂结构路堑岩质边坡稳定性评价与治理设计[J]. 公路交通科技, 2005, 09(22): 137-140

Abstract: The paper based on case of two dimensions structure high slope in basement rock zone, Jixian, Tianjing City. It presented the type of unstable-slope by investigating the characteristics of the slope rock type as well as the structures deformation signs on the top of the slope filling zone. It also gave an evaluation on the slope stabilities under all types of site conditions by referring the two standard calculations- the cambered surface slip method and the plane surface slip method from engineering specification. In the end, it provided the remediation suggestions by building anti-slope walls, anchor cables or plants net. All these methods are considered as the new ideas of the slope stability analysis on two dimensions structure high slope in basement rock zone, Jixian, Tianjing City.

Key words: Base-rock High-slope Characteristic Stability

欢迎投稿

冶金高炉基础中挤扩桩的应用*

徐至钧¹, 韩顺和², 张晓玲²

(1 深圳通力建设工程有限公司 深圳 518036)

2 北京恒基中创基础工程有限公司 北京 100022)

[摘要]在工业建筑冶金高炉工程中应用了挤扩桩取得了很好的工程效益,节省了投资、缩短了工期、提高了桩的承载力,可以在工业建筑中推广应用。

[关键词]工业建筑; 冶金高炉; 挤扩桩

0 概述

挤扩桩是一种新型桩,它通过沿桩身不同部位设置承力盘或分支,变普通摩擦桩为变截面多支点的摩擦端承桩,从而改变了桩受力机理。具有抗震性好,沉降变形小的优点。支盘机挤扩形成承力盘及分支的同时,改善了地基土的工程性能,使承力盘周围 1.0m 范围内土的干密度提高 15~20%。

挤扩桩适合于非饱和粘性土;砂性较大的粘性土、粉土、砂土、卵砾石、风化岩层等。

工程应用实践表明,挤扩多支盘灌注桩应用于非软土地区桩长不太大的情况下,可以获得良好的技术经济效果。

挤扩多支盘灌注桩由于其多级扩头的存在改变了传统等截面桩的荷载传递和变形性状,桩侧土层的荷载分担率和应力扩散度提高,桩端荷载减小,桩侧土层的性质对于桩的承载力和沉降的影响加大。因此,承载力和沉降的计算、挤扩支盘的优化布置与间距、桩的最小中心距、群桩效应等都成为设计应用的新课题。随着对这一系列问题研究的深入,必将促进该项技术的应用和提高。

由于该技术可大幅度提高桩基承载力,在施工中节约了建筑材料并减少了工程量约 50% 左右。所以该技术能够取得良好的经济效益,在保证质量的同时节约工程投资(约 25% 左右),缩短工期。

采用挤扩桩的主要优点:

(1) 充分利用桩身有效深度范围内各较好土层的端阻力,变摩擦型桩为多支点摩擦端承型桩;

(2) 由于扩孔率大,使原小直径桩的剪切刺入型破坏模式变为大直径桩的渐进压缩破坏

* 收稿日期: 2010 年 12 月

坏模式,其Q~S曲线为缓变型曲线:

(3)充分利用了各土层的承载力,使桩身单方混凝土所提供的承载力显著提高;

(4)挤扩桩承力盘底无沉渣且盘底土经挤压密实,受荷后有很小的压缩变形就可提供较大的阻力,能有效地减少建筑(构筑物)的沉降变形;

(5)抗拔性能显著提高;

(6)单桩承载力的提高,使设计布桩方案更为灵活,可以使建筑结构更为合理;对某些建筑物,由于布桩的改变,可以减少底板厚度降低板造价并有效地减少建筑物(构筑物)的总沉降量;

(7)工期与经济分析:由于采用挤扩桩提高了单方混凝土的承载能力,降低了建(构)筑物基础的钢筋混凝土用量,缩短了基础施工工期并显著降低基础的总造价,在某些建筑中,可减小承台面积进一步降低基础造价;

(8)沉降变形分析:对已采用挤扩桩的项目实测调查,建筑物的变形仅仅是采用普通刚性桩的其它建筑物的变形的二分之一,且稳定速度快。因此,建筑物可能产生差异沉降远远小于同条件的其它建筑物,采用挤扩桩就能有效地保证建筑物不出现因差异沉降产生的上部结构裂缝。

挤扩桩目前已应用在高层建筑、工业厂房、桥梁支墩、码头、冶金高炉基础、越南煤头化肥工程造粒塔及大型设备支承框架等,已在500多项工程中应用,共推广使用挤扩桩55000多根。

钻孔桩与挤扩桩试桩对比如表1所示。

钻孔桩与挤扩桩试桩对比

表1

试桩编号	桩名称	桩身尺寸/m		盘径/ 支盘数	最大试验 荷载/kN	试桩最大 沉降/mm
		桩径	桩长			
S1	钻孔桩	0.8	37	—	5995	72.92
S2					7227	79.84
S3					7993	67.87
ZPS1	挤扩桩	0.7	34.8	1.5/3	6996	30.30
ZPS2		0.7			6996	19.86
ZPS3		0.7			6413	20.83
ZPS4		0.6			4950	15.60
ZPS5		0.6			4500	18.45
ZPS6		0.6			5000	25.76

从表1可见,挤扩桩单桩承载力大于钻孔桩,沉降也小,工程造价低,值得推广应用。

1 工程概况

沧州中铁装备制造材料有限公司是一家综合性钢铁联合企业,是河北省重点扶持发展的大型钢铁企业之一。

公司选址于河北省沧州渤海新区距黄骅港5公里,天津港130公里,处在渤海经济圈的中心地带,北依京津,南接齐鲁。项目占地12797亩。

沧州中铁装备制造材料有限公司, 总投资 160 亿人民币, 年设计生产能力 600 万吨。一期年产 1250MM 热轧卷板 200 万吨 (已投产); 二期年产 1780 MM 热轧卷板 400 万吨 (09 年 5 月投产); 三期年产冷轧带钢、宽厚板、无缝钢板、彩涂板等各类钢铁, 深加工产品 400 万吨, 产品用于火车车厢板用钢, 集装箱板, 管线钢等钢铁产品, 是河北省沧州市最大的项目, 也是河北省重点项目。

主要装备介绍: 大量采用国内外成熟的工艺和技术。主要依托一重、二重、重齿、哈电等优秀的设备制造厂家, 立足国内, 并引进美国、德国、意大利等国外先进设备。3 座 240 m² 烧结机; 3 座 2500m³ 炼铁高炉; 3 座 180T 炼钢转炉, 配套 LF 精炼炉, RH 真空精炼炉; 1250MM 热轧卷板及 1780MM 热轧卷板生产线两条。

建成后的炼铁高炉见图 1。

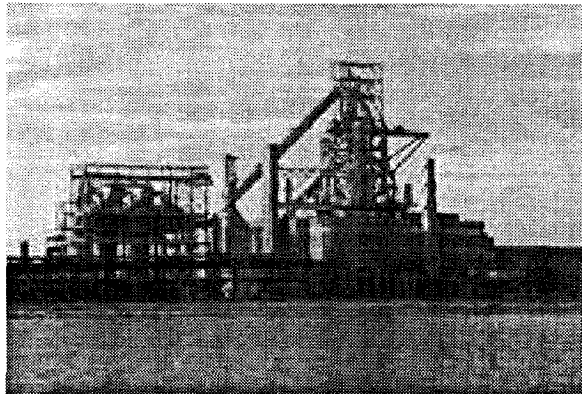


图 1 建成后的炼铁高炉外景图

新建冶金高炉建构筑物应用挤扩桩一览表见表 2。

新建冶金高炉建构筑物应用挤扩桩一览表

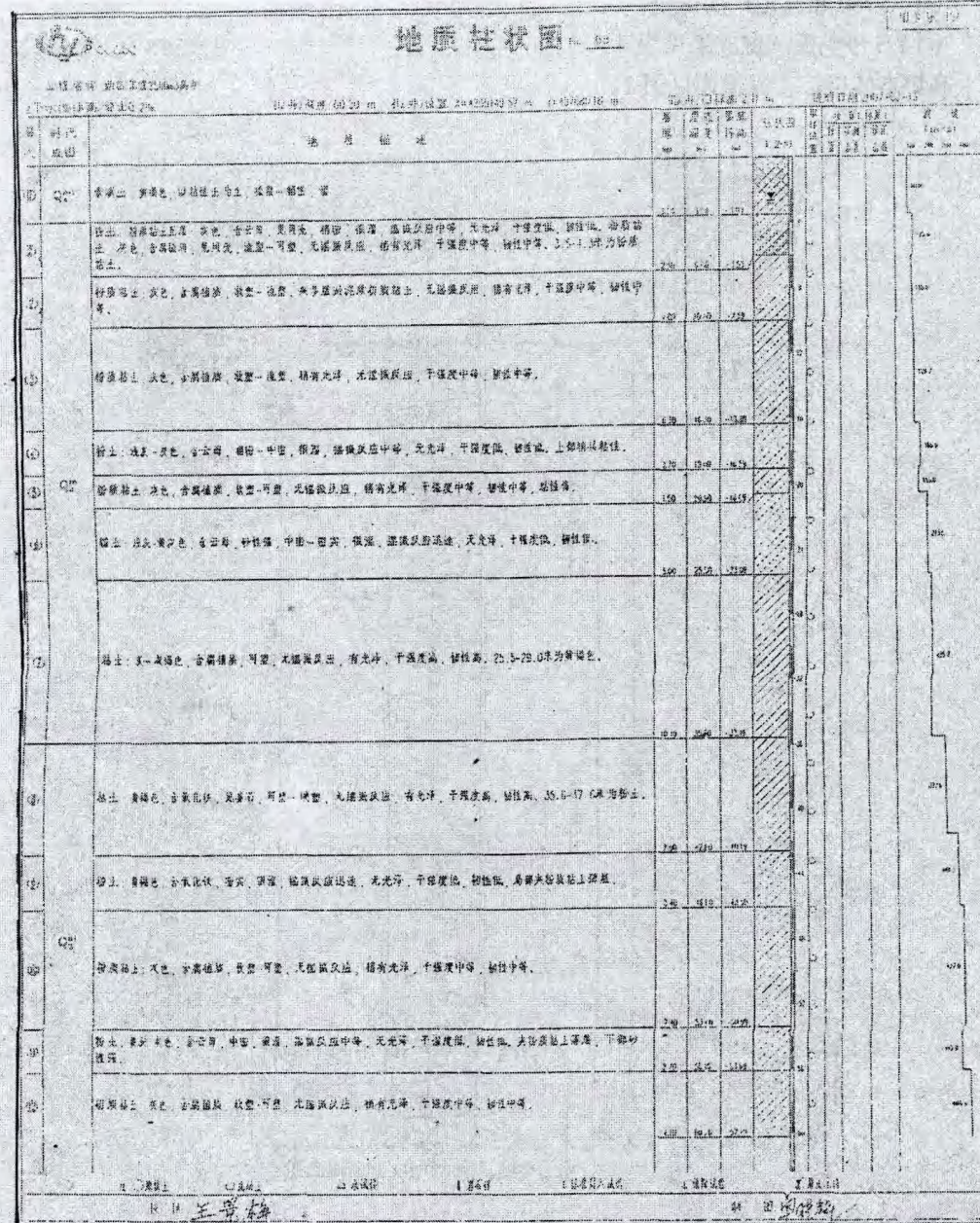
表 2

序号	项目名称	建设规模	桩总数 (根)	试桩编号
1	高炉本体	2350m ³ 高炉	152	29、90、48、97、14、124、144、69
2	热风炉			
3	转炉炼钢连铸车间	包括连铸车间、转炉基础 E9、D4、D5、D6 基础, 加料基础连铸设备基础 H13、G13 基础倒罐基础等	1779	234、320、517、553、622、731、746、777、806、837、925、934、959、1021、1095、1148、1292
4	1780mm 热轧主厂房	包括主厂房柱基、设备基础、加热炉基础等	3863	260、390、403、405、415、539、553、599、644、866、1041、381、454、727、789、801、1293、1312、2016、2308、2514、2596、2657、2835
5	3 号矿槽		236	42、163、171
		总计	6030	

2 工程地质柱状图 (见图1)

地质柱状图

图1



3 冶金高炉工程试桩成果

(1) 高炉本体和热风炉桩承载力实测, 挤扩桩的等效侧阻力实测一览表见表5, 单桩水

平抗推试验结果见表 6;

- (2) 转炉炼钢连铸车间桩。
 - (3) 1780 热轧主厂房试桩。
 - (4) 3 号矿槽试桩成果见表 4。
- 高炉本体挤扩支盘桩详见图 2。

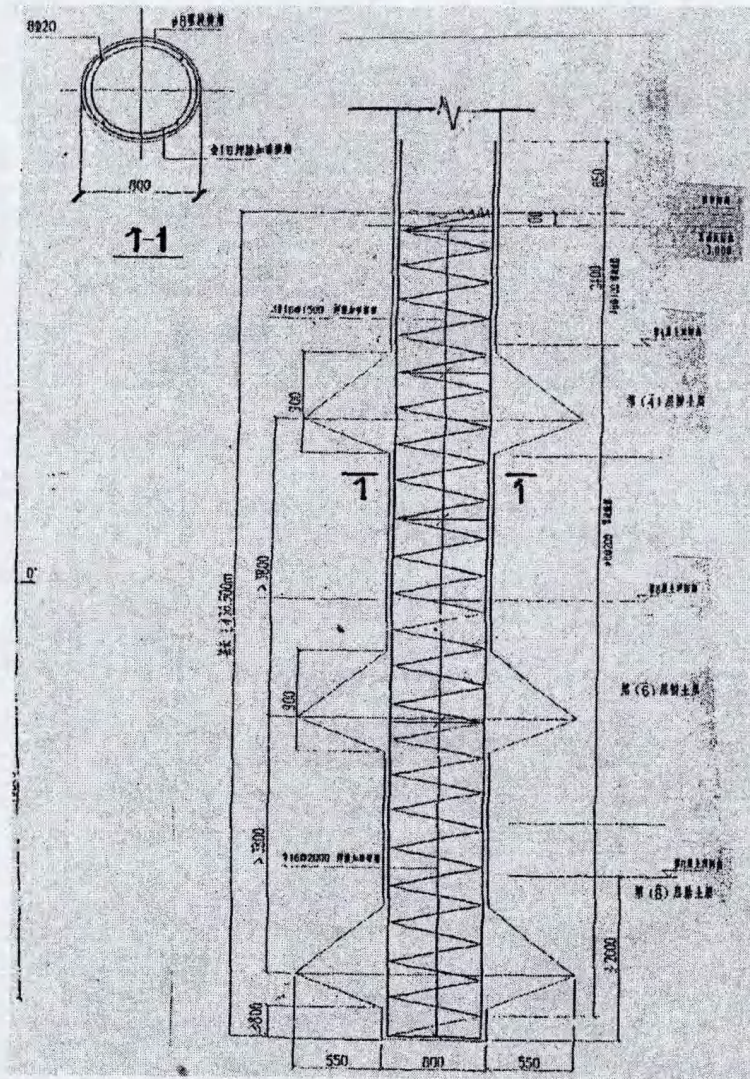


图 2 高炉本体支盘灌注桩详图

沧州中铁试桩成果汇总表

表3

项目名称	试桩 编号	桩径 /mm	桩长 /m	盘/支	盘径/mm	极限承载 力/kN	最大沉降 /mm
2号高炉	48	800	37.7	3/0	1900	7600	34.58
	97					4560	89.17
	14					7600	11.76
	124					7600	28.76
	144					7600	14.46
2350m ³ 高炉试桩	29	800	40.2	3/0	1900	7700	14.82
	90		40.1			7700	24.28
热风炉	69	800	38.8	3/0	1900	7600	21.32
1780mm热连轧 项目设备基础	381	800	39.8	3/0	1900	6400	18.78
	454		39.6			6400	14.36
	727		39.8			6400	19.85
	789		39.8			6400	20.54
	801		41.0			6400	21.41
	1293		41.0			6400	25.21
	1312		41.2			6400	19.22
	2016		41.9			6400	17.85
1780mm热连轧 项目主厂房 柱基	260	800	42.6	3/0	1900	5300	14.76
	390		41.2			6100	15.74
	403		41.14			6100	13.93
	405		41.14			6100	21.32
	415		41.4			6100	21.42
	539		40.5			6500	119.70
	553		40.45			6500	25.38

	599		40.8			6500	27.32
	644		44.73			6500	17.34
	866		73.73			6500	21.48
	1041		42.73			6500	24.10

续表

项目名称	试桩 编号	桩径 /mm	桩长 /m	盘/支	盘径/mm	极限承载 力/kN	最大沉降 /mm
1780mm 热连轧项目 加热炉	2308	800	41.2	3/0	1900	6000	19.05
	2514		41.2			6500	14.24
	2596		41.2			6500	15.47
	2657		41.2			6500	13.85
	2835		41.2			6500	12.47
新区工程转炉炼钢连铸车 间	234	800	39.5	3/0	1900	6100	18.55
	320		39.5			6100	21.48
	517		39.5			6100	20.65
	553		39.5			6100	23.81
	622		39.5			6100	20.96
	731		39.5			6100	16.24
	746		40.4			6200	16.21
	777		39.5			6100	20.56
加料基础	806		39.5			6100	18.56
主厂房 D4 基础	837		40.4			6150	21.00
连铸设备基础	925	700	44.6	3/0	1900	5600	19.20
	934		44.4			5600	18.90
	959		41.4			5400	21.70

	1021		42.2			5500	19.73
连铸主厂房基础	1095	800	41.4	3/0	1900	6200	15.34
	1148		39.4			6100	17.48
	1292		37			6100	15.25
3号矿槽	42	800	40.5	3/0	1900	5320	74.20
	163		40.5			7600	36.33
	171		40.5			7600	18.36

挤扩桩的等效侧阻力实测一览表

表4

项目名称	桩号 (#)	桩径 (mm)	桩长 (m)	深度 (m)	层厚 (m)	岩性名称	侧阻力 (kpa)	端阻力 (kpa)
高炉本体	29	800	40.2	0~6.6	6.6	素填土、粉土、粉质粘土互层	132	
				6.6~10.6	4.0	粉质粘土	55	
				10.6~16.9	6.3	粉质粘土	36	
				16.9~19.6	2.7	粉土	160	
				19.6~21.1	1.5	粉质粘土	50	
				21.1~26.1	5.0	粉土	195	
				26.1~36.2	10.1	粘土	27	
				36.2~40.2	4.0	粘土		0
	90	800	40.1	0~6.6	6.6	素填土、粉土、粉质粘土互层	138	
				6.6~10.6	4.0	粉质粘土	48	
				10.6~16.9	6.3	粉质粘土	30	
				16.9~19.6	2.7	粉土	171	
				19.6~21.1	1.5	粉质粘土	54	
				21.1~26.1	5.0	粉土	200	

				26.1 ~ 36.2	10.1	粘土	24	
				36.2 ~ 40.2	3.9	粘土		0
热风炉	69	800	38.8	0 ~ 6.0	6.0	素填土、粉土、粉质粘土互层	131	
				6.0 ~ 9.2	3.2	粉质粘土	29	
				9.2 ~ 11.0	1.8	粉土	37	
				11.0 ~ 17.0	6.0	粉质粘土	132	
				17.0 ~ 19.0	2.0	粉土	112	
				19.0 ~ 23.3	4.3	粉质粘土	56	
				23.3 ~ 25.5	2.2	粉土	233	
				25.5 ~ 36.4	10.9	粘土	30	
				36.4 ~ 38.8	2.4	粘土		0

单桩水平抗推试验结果

表5

实测项目	单位	试桩编号		
		29号	90号	69号
桩径	mm	800	800	800
最大试验荷载	kN	300	300	300
最大水平位移	mm	29.73	31.13	30.76
极限承载	kN	245	275	260
相应位移	mm	74	85	76
临界荷载	kN	80	80	80
相应位移	mm	98	97	99

4 工程应用小结

挤扩桩开始应用在民用建筑、高层建筑,几年的工程实践现在已在工业建筑特别是在冶金工业的高炉基础中应用,通过大量的试桩对比分析得到如下几点:

(1) 桩的承载力是挤扩桩最高,比钻孔灌注桩高1~1.5倍,由于各支盘的作用使摩擦端承型桩,变为多支点摩擦端承桩。

(2) 充分利用了各土层的承载力,使桩的单方混凝土所提供的承载力显著提高,在同一工程中使桩的数量减少30%,工程造价明显降低。

(3) 充分利用桩身有效深度范围内各较好土层的端阻力,变摩擦型桩为多支点摩擦端承型桩;

(4) 由于扩孔率大,使原小直径桩的剪切刺入型破坏模式变为大直径桩的渐进压缩破坏模式,其Q~S曲线为缓变型曲线;

(5) 充分利用了各土层的承载力,使桩身单方混凝土所提供的承载力显著提高;

(6) 挤扩桩承力盘底无沉渣且盘底土经挤压密实,受荷后有很小的压缩变形就可提供较大的阻力,能有效地减少建构筑物的沉降变形;

(7) 抗拔性能显著提高;

(8) 单桩承载力的提高,使设计布桩方案更为灵活,可以使建筑结构更为合理;对某些建筑物,由于布桩的改变,可以减少底板厚度降低板造价并有效地减少建筑物(构筑物)的总沉降量;

(9) 工期与经济分析:由于采用挤扩桩提高了单方混凝土的承载能力,降低了建(构)筑物基础的钢筋混凝土用量,缩短了基础施工工期并显著降低基础的总造价,在某些建筑中,可减小承台面积进一步降低基础造价;

(10) 沉降变形分析:对已采用挤扩桩的项目的跟踪调查,建筑物的变形仅仅是采用普通刚性桩的其它建筑物的变形的二分之一,且稳定速度快。因此,建筑物可能产生差异沉降远远小于同条件的其它建筑物,采用挤扩桩就能有效地保证建筑物不出现因差异沉降产生的裂缝。

通过挤扩桩与普通灌注桩的对比,在工业建筑应用挤扩桩的优点很多,可以推广应用。

参考文献

- (1) 国标“建筑地基基础设计规范”(GB50007-2002) [S]. 中国建筑工业出版社 2002年3月
- (2) 行业标准“建筑桩基技术规范”(JGJ94-2008) [S]. 中国建筑工业出版社 2008年8月
- (3) 行业标准“三岔双向挤扩灌注桩设计规程”(JGJ171-2009) [S]. 中国建筑工业出版社 2008年
- (4) 行业标准“挤扩支盘灌注桩技术规程”(CECS192.2005) [S]. 中国建筑工业出版社 2005年
- (5) 浙江省标准“公路桥涵挤扩支盘桩工程技术规范”(DB33/T750-2009) [S]. 浙江省质量技术监督局
- (6) “火力发电厂支盘灌注桩暂行技术规定”(DJGJ153-2000) [S]. 国家电力公司电力规划设计总院 2000年
- (7) “挤扩灌注桩技术规程”(J10360-2004) [S]. 天津市建设管理委员会 2004年
- (8) “挤扩支盘混凝土灌注桩技术规程”(DB33/T1012-2003) [S]. 浙江省标准设计站 2003年
- (9) 刘金砺主编,李大展、高文生、汪国烈副主编“桩基工程技术进展 2009” [M]. 中国建筑工业出版社 2009年8月
- (10) 徐至钧主编、韩顺和、张晓玲等编著“挤扩支盘桩设计施工与工程应用” [M]. 标准出版社 2010年

桩端进入强风化岩的螺杆菌桩工程设计与施工

曾鑫

(长沙艾佩克工程有限公司(原中国航空工业第三设计研究院), 湖南长沙, 410007)

[摘要] 本文以湖南省首项螺杆菌桩工程——长沙湘樟小区独立基础工程为例, 简析当桩端为强风化岩层时几种常见桩型的适用性, 并从工程数据和工法特点的角度分析以螺杆菌桩作为本工程最优化选择的原因。

[关键词] 螺杆菌桩; 强风化岩

1 地质情况

湘樟小区工程位于湖南省长沙市香樟路, 为19层(1层地下室)独立承台工程, 地质情况如表1-1:

指标 地层	承载力特征值 f_{ak} (kpa)	压缩模量 E_s (Mpa)	抗剪强度标准值 (固结快剪)		天然重度 γ (kN/m ³)	渗透系数 K (cm/sec)	土体与锚 固体极限 摩阻力标 准值 q_{sik} (kpa)
			内摩擦角 φ (度)	粘聚力 c (kpa)			
人工填土①	/	/	10	10	19.0	6.5×10^{-5}	18
含有机质粉质 粘土②	100	3.5	8	10	18.5	3.5×10^{-6}	15
圆砾③	180	30*	15	20	19.8	3.0×10^{-2}	65
粉质粘土④	220	8.0	22	28	19.8	5.5×10^{-6}	60
强风化泥质粉 砂岩⑤	400	80	38 (似内摩擦角)		21.0	/	120
中风化泥质粉 砂岩⑤-1	1000	/	48 (似内摩擦角)		23.0	/	150
全风化泥质粉 砂岩⑤-2	300	/	35 (似内摩擦角)		20.5	/	80

各岩土层工程特性取值详见表1-2:

* 收稿日期: 2010年10月

工程特性取值表

表 1-2

指标 地层	预应力管桩		人工挖孔灌注桩	
	桩的侧阻力特征值 $q_{sia}(kpa)$	桩的端阻力特征值 $q_{pa}(kpa)$	桩的侧阻力特征值 $q_{sia}(kpa)$	桩的端阻力特征值 $q_{pa}(kpa)$
人工填土①	/	/	/	/
含有机质粉质粘土②	15	/	12	/
圆砾③	38	/	35	/
粉质粘土④	35	/	32	/
强风化泥质粉砂岩⑤	80	3800	70	2000
中风化泥质粉砂岩⑤-1	50	/	45	1300
全风化泥质粉砂岩⑤-2	100	/	80	3500

典型地质剖面见图 1-1:

从图 1-1 可以看出, 该土层各孔均分布有⑤-1 中风化泥质粉砂岩夹层, 埋深最浅位于地下室标高以下 7-8 米, 施工难度较高。

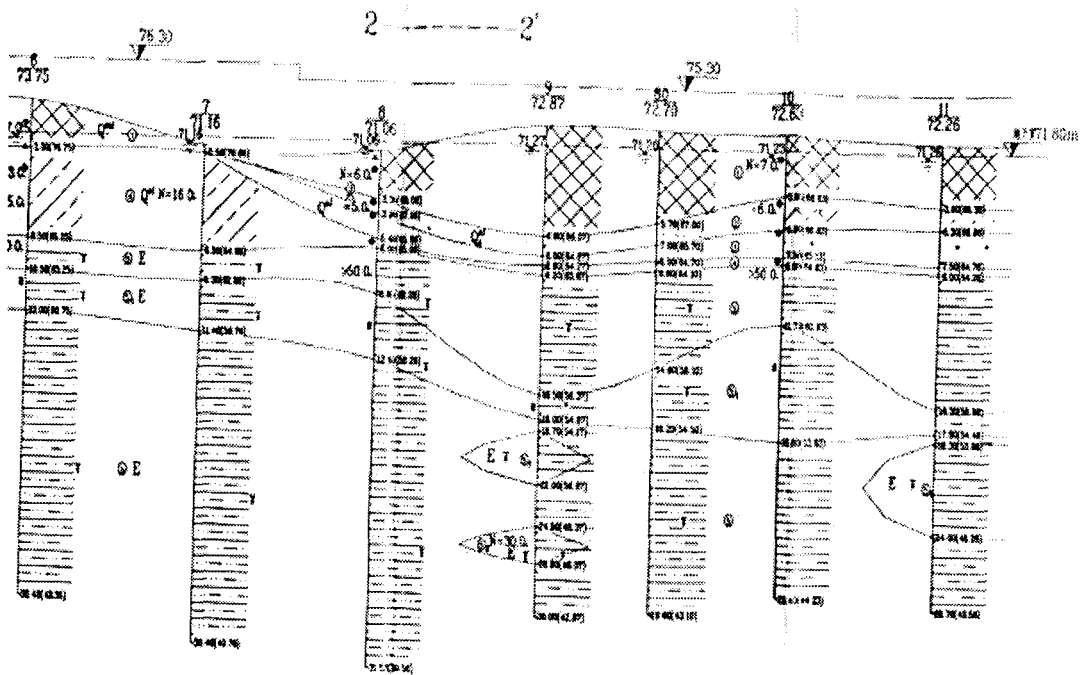


图 1-1 工程地质剖面图 水平比例 1:500 垂直比例 1:250

2 工程概况

2.1 桩型选择

在桩型选定选择了预应力管桩、长螺旋钻孔灌注桩、人工挖孔灌注桩、螺杆桩等几种桩型作为备选方案。

(1) 预应力管桩可行性

由于预应力管桩无法进入强风化岩层，本工程中管桩的最大施工深度由强风化岩层的层顶标高决定，本工程强风化岩层顶标高基本在地下10米以上，最浅处距地表仅6米左右。此外，由于浅层土提供的侧阻力较低，导致管桩的单桩承载力无法满足设计要求，因此本工程中管桩不适用。

(2) 长螺旋钻孔灌注桩可行性

长螺旋钻机在这种类似地层中进行CFG桩施工也并非没有先例，但多为在筏板基础中应用，对沉降要求相对较低，因此长螺旋钻孔灌注法容易导致塌孔和桩端虚土的问题并未明显显现。本工程为独立承台基础，对承台沉降和基础的不均匀沉降要求严格，长螺旋钻孔灌注法显然不适用。

(3) 人工挖孔灌注桩

采用人工挖孔灌注桩，桩端应进入中风化泥质粉砂岩层，施工桩长最长15-16米，工程造价相对较高；本工程稳定水位为地下2米左右，地下水位比基坑高出1米，拟建建筑物周边有房屋建筑物，为确保人工挖孔灌注桩桩基顺利施工，防止抽排地下水影响周边建筑的安全，需在基坑周边建造隔水帷幕，如此以来工程造价会大大增加，且根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)的相关要求，在地下水位以下不宜采用人工挖孔灌注桩，因此本工程采用人工挖孔灌注桩不管在经济还是施工可行性上都不适用。

(4) 螺杆桩可行性

经试桩，螺杆桩可以穿透强风化岩层，施工不受地下水位影响，施工时不会在桩底产生虚土，较好的避免了预应力管桩、长螺旋钻孔灌注桩、人工挖孔灌注桩在本工程中可能遇到的问题，因此最终决定在本工程中采用螺杆桩。

2.2 螺杆桩单桩理论计算

各土层螺杆桩计算取值表

表 2-1

地层	指标	螺杆桩		典型土层厚
		桩的侧阻力特征值 q_{sia} (kPa)	桩的端阻力特征值 q_{pa} (kPa)	
人工填土①		/	/	2.5m
含有机质粉质粘土②		15	/	/
圆砾③		38	/	/
粉质粘土④		35	/	5.8m
强风化泥质粉砂岩⑤		80	3800	2.6m
中风化泥质粉砂岩⑤-1		50	5500(估)	3.2m
全风化泥质粉砂岩⑤-2		100	/	

说明：考虑到桩端持力层为中风化岩层，端阻力较大，设计桩型采用螺杆桩技术专利“旋转挤压灌注桩及其成桩工法”，桩身为圆柱型，单桩理论计算公式采用预制管桩计算公式，桩直径500mm，有效桩长10.9m，以桩端进入第⑤层3m为准，大部分桩进入⑤-1层表面。

桩侧阻力： $1.57\text{m} \times (5.8\text{m} \times 35\text{kPa} + 2.6\text{m} \times 80\text{kPa}) = 645.27\text{kN}$

桩端阻力： $0.19625\text{m}^2 \times 5500\text{kPa} = 1079.375\text{kN}$

单桩承载力特征值理论计算结果为 $645.27\text{kN} + 1079.375\text{kN} = 1725\text{kN}$

2.3 螺杆菌桩施工状况

(1) 成孔效果

由于强风化泥质粉砂岩⑤具有遇水软化的特性，在本工程螺杆菌桩施工过程中采用了注浆助钻的方法，单桩成孔时间平均为40分钟左右，均按照设计要求穿透强风化泥质粉砂岩⑤或进入该层5米以上，成孔效果如图2-1所示：

(2) 成桩质量

正式施工之前进行了螺杆菌桩试桩施工及其破坏性试验以确定该场地的螺杆菌桩单桩极限承载力。试验结果如图2-1及表2-2、2-3所示^[1]：



图 2-1 强风化泥质粉砂岩⑤中的成孔效果

试验桩信息

表 2-2

成桩工艺	螺杆菌桩		
砼强度	C40	桩径	500mm
试桩编号	成桩日期	桩长(m)	试桩日期
试验桩 1#	2007.07.31	11.20	2007.08.13

桩区地层从上而下依次为：①人工填土，层厚0.50~7.20m；②第四系新近冲积含有有机质粉质粘土，层厚0.90~2.00m；③第四系冲积圆砾，层厚0.60~2.20m；④第四系残积粉质粘土，层厚0.50~5.80m；⑤第三系泥质粉砂岩。

试验桩静载试验数据记录表

表 2-3

工程名称：湘樟小区试验桩		试桩编号：1#			
桩长：11.20m		桩径：500mm		检测日期：2007-08-13	
	荷载(kN)	本级沉降(mm)	累计沉降(mm)	本级时间(Min)	累计时间(Min)
加 载	500	2.59	2.59	150	150
	1000	3.33	5.92	150	300
	1500	4.95	10.87	150	450
	2000	5.49	16.36	150	600
	2500	6.89	23.25	150	750
	3000	7.02	30.27	150	900
	3500	7.91	38.18	150	1050
	4000	8.87	47.05	5	1055

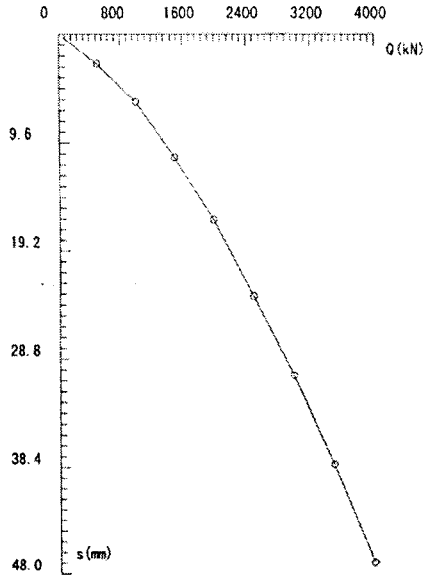


图 2-2 Q-S 曲线

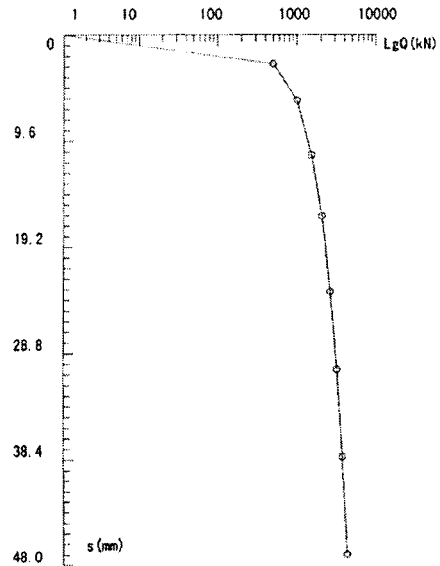


图 2-3 s-lgt 曲线

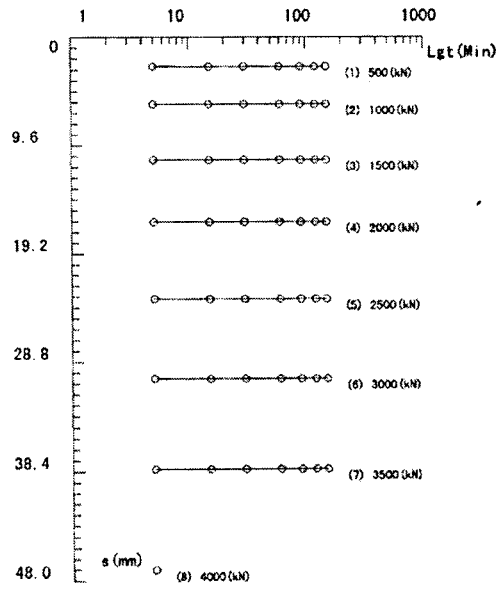


图 2-4 s-lgQ 曲线

(3) 工程桩试验结果

本工程基础为螺杆桩，桩径为 500mm，设计单位承载力特征值为 1700kN,其单桩最大试

验荷载为 3400kN。现场测试工作于 2008 年 05 月 19 日~05 月 22 日进行,共测试了 4 根桩。试桩基本情况如表 2-4:

试桩基本情况

表 2-4

桩号	桩长 (m)	桩径 (mm)	设计砼 强度	设计承载力 特征值 (kN)	成型日期	试验日期
156#	8.60	500	C35	1700	2008-03-04	2008-05-19
259#	10.50	500	C35	1700	2008-03-01	2008-05-20
224#	8.60	500	C35	1700	2008-03-03	2008-05-21
73#	7.90	500	C35	1700	2008-03-06	2008-05-22
设计持力层		强风化泥质粉砂岩				

试验结果详见下表 2-5:

试桩结果

表 2-5

试验点编号	设计承载力 特征值 (kN)	试验荷载 (kN)	极限承载力 (kN)	最大沉降 (mm)
156#	1700	3400	≥3400	23.77
259#	1700	3400	≥3400	21.00
224#	1700	3400	≥3400	25.47
73#	1700	3400	≥3400	23.68

(4) 小结

从施工结果看来,螺杆菌技术在强风化岩层中成孔穿透能力强,能够穿透强风化岩层或按设计要求深度进入强风化岩层;从静载试验结果看来,7.9 米长的 $\phi 500$ 螺杆菌桩单桩极限承载力为 3400kN,且 Q-S 曲线整体呈现缓变型,沉降稳定。

总的来说,螺杆菌桩满足本工程设计要求,体现了良好的适应性。

3 成桩工法

本工程为湖南省首例应用螺杆菌技术的工程,工程正式施工前专家组对螺杆菌技术成桩工法及其原理进行了系统分析与论证,下面简单介绍一下螺杆菌技术的成桩工法。

3.1 同步与非同步技术

同步与非同步技术是螺杆菌技术成桩工法的重要组成部分。

所谓同步,是指螺杆菌桩机钻具的两个速度——垂直速度和旋转速度达到同步;同步技术,就是指利用自动控制技术的手段使钻具每行进一个螺距,就刚好只旋转一圈的技术;非同步技术,则是指钻具行进多个螺距才旋转一圈的技术。

由于螺杆菌桩分为上部直杆段和下部螺杆菌段两部分,需要合理结合同步与非同步技术形成

这两个桩段。下钻时往往是先非同步下钻，达到助钻松土、便于提钻的目的，钻至设计要求的变截面处深度时改用同步下钻，减少钻具钻进过程中对土体的扰动以形成螺纹形桩孔；提钻时先同步反向提钻，保持对已形成的螺纹型桩孔无扰动，提至设计要求的变截面处深度时改用正向旋转提钻，形成螺杆桩的上部直杆段。

3.2 成桩工法

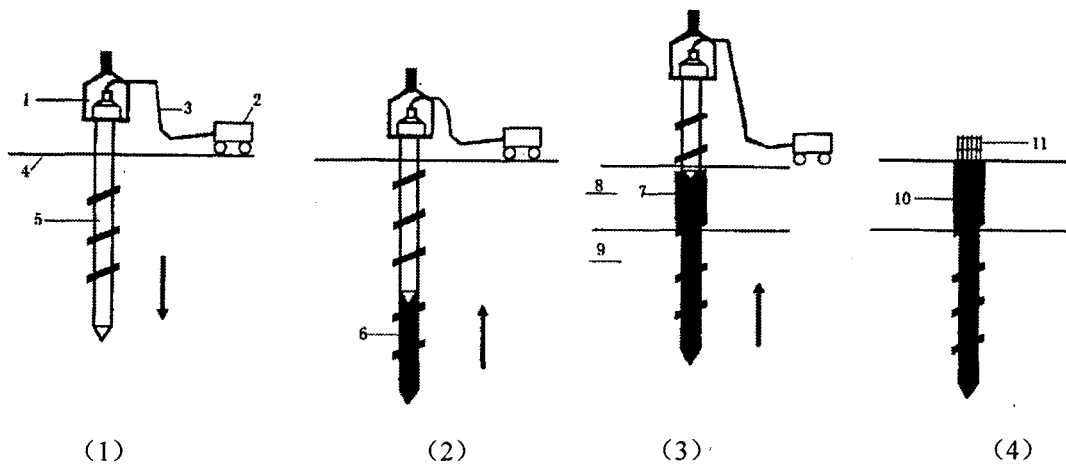


图 3-1 螺杆桩技术成桩工法图示^[2]

注:1-动力头,2-混凝土输送泵,3-高压管,4-自然地面,5-钻杆,6-成桩后螺纹段,7-成桩后直线段,8-上部软土层,9-下部硬土层,10-螺杆桩全断面,11-后置钢筋笼。

图 3-1 为本工程所采用的螺杆桩成桩工法的简单图示。

图 3-1 (1) 为下钻过程，在形成直杆段时采用非同步下钻，进入强风化岩后近似采用同步技术下钻（由于强风化岩层可挤性较差，采用完全同步技术可能有下钻困难的问题，因此采用近似同步技术结合注水助钻的方法施工）。下钻所形成桩孔见图 2-1。

图 3-1 (2) 为提钻过程的第一阶段，即反向同步技术提钻，同时通过钻具内的混凝土泵管连续泵送混凝土形成螺杆桩的螺纹桩段。由于下钻时采用近似同步技术在强风化岩层中钻进，形成的桩孔形状比较复杂，因此本阶段提钻时采取相同转速和提升速度反向旋转提钻，尽量保护已形成的桩孔形状。

图 3-1 (3) 为提钻过程的第二阶段，即正向旋转提钻，同时通过钻具内的混凝土泵管连续泵送混凝土形成螺杆桩的直杆桩段。本阶段施工结束后，一根螺杆桩的灌注工作结束。

图 3-1 (4) 为钢筋笼放置工法，即钢筋笼后置法，采用起振力为 3 吨的振动锤将钢筋笼振动至设计标高。

4 原因分析

螺杆桩在本工程中体现的良好适应性，与螺杆桩技术的特点不无关系。本工程无法应用

管桩和长螺旋钻孔灌注桩的主要原因分别是管桩的成孔穿透能力不足,以及长螺旋钻孔灌注桩易产生塌孔和桩端虚土等问题。^[1]下面就从这两方面分别分析螺杆桩技术的特点。

(1) 成孔穿透能力

螺杆桩机的成孔穿透能力来源于直动力头(如图4-1)的大输出扭矩。螺杆桩机直动力头通过将一级减速模式改为二级减速模式,设备的输出扭矩数倍于常见的长螺旋钻机,本工程所用螺杆桩机在正常工作状态下的最大输出扭矩可达25吨·米以上。在强风化岩层中强大的成孔穿透能力,使螺杆桩解决了管桩无法入岩这一施工难题。

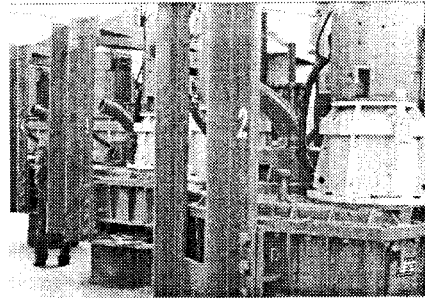


图4-1 螺杆桩机直动力头

(2) 护壁能力

长螺旋钻孔灌注法易发生塌孔、桩端虚土,引发承台沉降过大和基础沉降不均匀等问题,直接原因是护壁能力不足。螺杆桩机通过改良钻具(如图4-2)及成桩工法,提高了设备的护壁能力,克服了长螺旋钻孔灌注法沉降过大和基础沉降不均匀的问题。

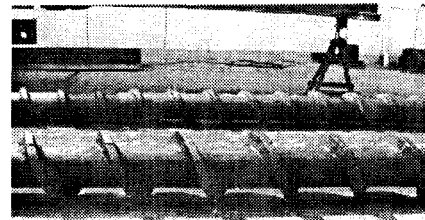


图4-2 螺杆桩机专用钻具

图中钻具尺寸与长螺旋钻机相比有显著提高,且钻具转速低(约3~6r/min),对周围土体基本无扰动;钻具钻至桩端设计标高后,采用连续泵送技术,边提钻边泵送混凝土成桩,使孔壁土体在管内泵送混凝土的压力下保持在原位而不落下,从而避免桩端虚土的产生。

5 结语

本文通过长沙一例独立承台工程,分析数种常见桩型在桩端为强风化岩层的地层中施工所存在的问题:管桩无法进入岩层,且浅层土所能提供的极限侧阻力较低,造成管桩的单桩极限承载力无法满足设计要求;长螺旋钻孔灌注桩护壁能力不足,易塌孔,易产生桩端虚土,从而导致基桩沉降过大、基础沉降不均匀等问题,对独立承台工程有较大负面影响。

螺杆桩技术通过动力头改造、钻具改造、工法改良,提高了设备在强风化岩中的成孔穿透能力和成桩时的护壁能力,很好的解决了管桩和长螺旋钻孔灌注桩在本工程类似地层中施工所遇到的问题,是类似场地的优选桩型。

参考文献

- [1] 单桩垂直静荷载试验报告[R], 湖南鑫湘物探工程有限公司, 2007年8月
- [2] 张进等, 螺杆桩新技术及其运用
- [3] 资料援引自《中国基础网》[OL], www.luoganzhuang.com

多向砂浆搅拌桩复合地基在高填方泥炭土的高铁路基加固中试验研究与应用*

陈磊

(武汉谦诚岩土工程有限责任公司 武汉 430062)

[摘要] 近年来水泥砂浆搅拌桩复合地基被应用在高铁路基软土地基加固工程中,在不同地质条件下其设计参数和施工工艺不同,结合新建南广铁路梧州南站软基处理多向水泥砂浆搅拌桩复合地基加固工程,对水泥砂浆搅拌桩的设计参数、施工工艺以及工程桩施工前的现场试验,取得了合理的施工方案和技术参数,工程桩施工、竣工验收检测积累了大量第一手资料;对类似工程有较好的参考价值。本文通过一个工程实例,介绍了多向水泥砂浆搅拌桩复合地基加固高铁路基软基的技术原理、设计、施工设备改造、施工工艺、质量控制、检测及工程试验与应用。由浅入深的总结了多向水泥砂浆搅拌桩复合地基在高填方泥炭土的高铁路基加固中试验研究与应用。

[关键词] 多向水泥砂浆搅拌桩; 泥炭土; 复合地基承载力; 无侧限抗压强度

0 前言

近年已有大量文献资料和工程实例证明常规水泥土搅拌法存在较严重的缺陷和不足。常规水泥土搅拌法是采用单向单轴搅拌设备,在地基深处将软土和水泥强制搅拌,因设备自身缺陷(钻速与提速联动、搅拌叶片少、单向搅拌、转速低等)及地层原因(在土压力作用下浆液易上冒、高塑性粘性土不易搅散等),导致桩身强度低且离散性高,限制了水泥土搅拌桩的应用范围,尤其对工后沉降要求高,以沉降控制设计的情形,常规搅拌桩已无法满足设计要求。

本工程设计根据该工程概况、地质及水文地质条件采用多向水泥砂浆搅拌桩复合地基。该项专利技术是武汉高铁桩工科技有限公司根据多向水泥(水泥砂浆)土搅拌法,是利用PH-5型搅拌桩成桩机械作为机架,由位于钻机底部操作台的动力系统,通过外钻杆传递动力,再通过钻杆顶部配备的专用传动箱,同时带动同心多轴钻杆正反向旋转,在内钻杆上设置多层正向旋转叶片并设置喷浆口,在外钻杆上安装多层反向旋转叶片,通过外杆叶片反向旋转过程中的压浆作用和内杆上多层正向旋转叶片同时搅拌水泥(水泥砂浆)土的作用,阻断水泥(砂)浆上冒途径,把水泥(砂)浆基本控制在最上、最下两组叶片之间,保证水泥(砂)浆在桩体中充分搅拌而分布均匀,确保成桩质量和大幅度提高桩身强度的施工方法。

* 收稿日期: 2010年9月

1 工程概况

D₁K237+520~D₁K237+620、D₁K238+330~D₁K238+540为梧州南站路基采用水泥砂浆搅拌桩处理,设计桩直径0.5m,桩间距0.9m,桩长13~16m,桩平面布置形式为等边三角形。桩采用PO42.5号普通硅酸盐水泥,水泥量不少于56Kg/m,水泥砂浆土无侧限抗压强度2.5Mpa。桩顶设0.5m厚砂砾石垫层,内铺设一层双向经编土工格栅,每侧回折不小于2.0m。

2 工程地质及水文地质条件

2.1 地形地貌:路线经过低山丘陵区,地形略有起伏,相对高差10~40m,自然坡度10~30°。植被较发育,小山丘多为林地、果园及旱地,沟谷则多为农田。

2.2 地层:自上而下出露地层有

- | | |
|--------------|--|
| ①素填土: | 硬塑; |
| ②粉质黏土: | 流塑~软塑, II级, $\sigma_0=100\sim 120\text{kpa}$; |
| ②-1 淤泥质粉质黏土: | 流塑~软塑, II级, $\sigma_0=80\text{kpa}$; |
| ②-2 粉质黏土: | 硬塑, II级, $\sigma_0=150\text{kpa}$; |
| ②-3 淤泥: | 流塑, II级, $\sigma_0=60\text{kpa}$; |
| ②-4 泥炭土: | 流塑, II级, $\sigma_0=30\text{kpa}$; |
| ③粉质黏土: | 硬塑, II级, $\sigma_0=200\text{kpa}$; |
| ④中砂: | 松散, 饱和, II级, $\sigma_0=150\text{kpa}$; |
| ④-1 碎石土: | 松散, 饱和, II级, $\sigma_0=400\text{kpa}$; |
| ④-2 粗砂, | 稍密, 饱和, II级, $\sigma_0=200\text{kpa}$; |
| ⑤花岗岩: | 全风化, III级, $\sigma_0=300\text{kpa}$; |
| ⑤-1 花岗岩: | 强风化, IV级, $\sigma_0=400\text{kpa}$; |
| ⑤-2 花岗岩: | 弱风化, V级, $\sigma_0=1200\text{kpa}$ 。 |

2.3 沿线的地表水主要为沟谷中的溪水、水塘中水,水量随季节变化。勘察期间地下水位埋深0.3~10.0m。地下水主要为岩层的裂隙水与第四系粉质黏土中的孔隙潜水,水量较小,由大气降水补给。地表水、地下水对混凝土无侵蚀性。

2.4 地震动峰值加速度:0.05g。

2.5 不良地质与特殊岩土:沟谷低洼处分布软塑-流塑状的黏性土,为软土或松软土。

水文地质条件:路基范围内地下水埋深一般0.3~10.0m,主要为第四系孔隙潜水;路基范围内所取水样,根据《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》(铁建设〔2005〕157号)及[铁建设(2007)140号《通知》]判定,地表水不具侵蚀性,地下水不具有侵蚀性。

3 设计简介

3.1 设计依据。路堤稳定安全系数,考虑列车荷载时 $K_{\min}\geq 1.20$,不考虑列车荷载 $K_{\min}\geq 1.15$ 。

路基工后沉降控制标准,工后沉降一般不超过15cm;路桥交界处的差异沉降不大于8cm。

3.2设计方法。经沉降分析,工后沉降不满足控制标准,地基上还有15m的高填方,需进行抗滑移验算,地基需加固处理。设计采用水泥砂浆桩加固,桩径0.5m,桩长12~16.5m,桩间距0.9m,按正三角形布置,桩顶设0.5m厚砂砾石垫层,内铺设一层双向经编土工格栅,每侧回折不小于2.0m。

3.3特殊段地基处理

三区 D₁K237+520~+620(左线)9~13m段含泥炭土,因泥炭土成桩效果差,除按上述施工参数施工外,添加生石膏粉(水泥用量的3%),在8~14m段复喷复搅一次。

4 试验桩室内配合比实验

在施工多向水泥砂浆搅拌桩复合地基前,先做试验桩,做试验桩前先在施工现场取样按设计要求进行室内配比试验,测定各水泥砂浆试块不同龄期、不同水泥、砂掺入量的抗压强度,找出满足设计要求的最佳水灰比及水泥、砂的掺量。要求水泥砂浆桩试块(边长7.07cm立方体)无侧限抗压强度不小于2.5MPa。配制的灰浆应流动性好、便于泵送、喷搅。

因泥炭土中有机质含量高,不加外掺剂的加固效果较差、不易成桩。根据设计要求添加3%生石膏粉以提高桩身水泥土的成桩效果和强度。

成桩工艺试验:利用室内水泥砂浆土配比的试验结果,选择有代表性地段进行现场成桩试验,检验成桩效果,已确定满足设计要求的施工工艺和施工参数。

根据工程需要取施工现场的土样在实验室做7天龄期的水泥砂浆搅拌桩配合比。

5 桩工设备研发简介

多向水泥(水泥砂浆)土搅拌桩机是针对常规水泥土搅拌桩施工中存在的问题,充分利用现有的PH-5型大扭矩粉喷桩成桩机械作为机架,由武汉高铁桩工科技有限公司研发的多项专利技术集于一身,并对原设备进行改进而形成的一种新产品,改进后的桩机克服了常规搅拌单轴搅拌不均匀、浆液上冒、桩体强度低等缺陷,桩体强度大幅度提高。

该种桩机的主要特点:

(1)专利传动箱。其内部结构主要为齿轮和轴承装置,主电机传到外钻杆的扭矩通过传动箱分解到内钻杆,并形成与外钻杆旋转方向相反的扭矩实现多向搅拌,工艺巧妙,受力合理,重量轻,安装操作简单。

(2)多功能专用钻头。通过专制钻杆接头与内、外钻杆连接,安装方便可靠,钻头叶片倾角近水平向,有利于定心和搅拌,内钻杆叶片设有喷浆孔,分浆均匀,便于对土体的切削和水泥浆充分搅拌,材质采用高强耐磨合金钢精铸而成,锋利耐磨,进尺快,硬土层和粘土层都能达到较好的成桩效果。

(3) 专利扶正器。在施工长桩时,因塔架超高,施工时钻架和钻杆晃动很厉害,具有安全隐患,桩体垂直度也达不到设计要求,影响桩身质量,为了克服上述缺陷,扶正器结合搅拌桩施工特点,充分研究晃动原因,开发出的专利产品,经现场实践,桩机平稳性明显改善。

(4) 安装单独无级调速电机控制下钻加压与提钻,下钻提升钻杆速度以 0.3m/min 到 2.7m/min 之间实现无级调速,调节轻便、快捷,实现了下钻提升与钻杆旋转速度分离。

(5) 大转盘主动力独立传动结构。45kw 电机→五档变速箱→正反档变速箱→传动轴→大转盘→外钻杆(外钻头)→传动箱→内钻杆(内钻头)。

(6) 钻速与提速分离,确保成桩质量,较硬地层进提钻和搅拌均可随意调速,大大降低了机手的劳动强度,降低了复杂传动结构的操作程序,简便、省时、省力、维修费用低、工作效率高。

6 试验桩简介

6.1 试验条件

(1) 试桩共检测 3 根,设计桩长为 16.0m,桩径均为 500 mm,桩间距 0.9m,呈等边三角形布置。路堤填土高度 15m,桩工设备采用多向搅拌桩施工机械施工。

(2) 单桩复合地基静载试验点试验龄期为 28 天。

(3) 对路堤高度小于 3m 时,设计单桩复合地基极限承载力不小于 180kpa;对路堤高度大于 3m 时,设计单桩复合地基极限承载力不小于 1.5 γ h。经计算,单桩复合地基极限承载力不小于 432kpa。

(4) 单桩复合地基静载试验,按桩间距 0.90m 呈等边三角形布置计算其等效圆直径,承压板采用直径 0.945m、面积为 0.701 m² 钢制压板。

6.2 试验结果分析

从静载荷试验成果表 1、表 2 可以看出:单桩复合地基试验点 S₁~S₃ 的 P~S 曲线基本呈线性变化,说明随着载荷试验的逐级加载,地基在各级荷载作用下,其沉降量在较为均匀的变化,在最终荷载 432kpa 作用下,沉降量也无明显增大,表明地基极限承载力不小于 432kpa。满足设计要求。

单桩复合地基静载试验汇总表

表 1

工程名称: 梧州南站 D ₁ K237+520 ~ +620				试验点号: S ₁ 、S ₂ 、S ₃					
测试日期: 2009-10-09 ~ 10			压板面积: 0.70 m ²			置换率: 0.280			
荷载 (kpa)	0	54	108	162	216	270	324	378	432
S ₁ 沉降 (mm)	0.00	0.44	1.16	1.90	2.69	3.09	3.46	3.84	4.33
S ₂ 沉降 (mm)	0.00	0.50	1.41	2.57	4.43	6.25	7.65	9.77	11.48
S ₃ 沉降 (mm)	0.00	0.41	1.14	2.30	3.31	4.18	5.21	6.16	6.99

竖向承载力特征值取值表

表2

试验编号	里程	桩号	极限承载力	承载力特征值	相应沉降量
S ₁	D ₁ K237+520~+620	53-5	≥432kpa	≥216kpa	2.69 mm
S ₂	D ₁ K237+520~+620	55-13	≥432kpa	≥216kpa	4.43 mm
S ₃	D ₁ K237+520~+620	54-17	≥432kpa	≥216kpa	3.31 mm
平均值			≥432kpa	≥216kpa	3.48 mm

7 施工工艺流程、施工参数选择

多向水泥（水泥砂浆）土搅拌法的施工工艺流程。

柱形桩工艺流程(图1)。多向水泥（水泥砂浆）土搅拌桩进入已整平的场地和测放了桩位的地段后便准备施钻，施钻程序如下：

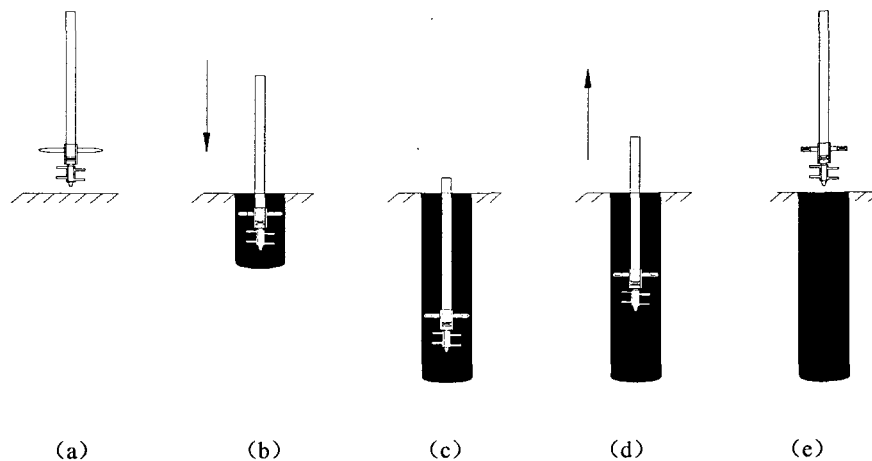


图1 柱形桩工艺流程

7.1 施工工艺流程

- (1) 搅拌桩机就位、调平，钻头对准桩位。
- (2) 搅拌、喷浆下沉：启动搅拌机，使其钻杆沿导向架向下搅拌切土，同时开启送浆泵向土体喷水泥浆（水泥砂浆），此时内外钻杆上的叶片同时正反向旋转搅拌直到设计深度。
- (3) 达到预定设计深度后，在桩端就地持续喷浆搅拌10~30秒以上，使桩端水泥（水泥砂浆）土充分搅拌均匀（下沉喷浆为总浆量的90%以上）。
- (4) 搅拌、喷浆提升：此时喷浆目的是为了避免喷浆口被堵塞，同时多向搅拌桩机钻杆上叶片正反向旋转，继续搅拌水泥石。
- (5) 搅拌完毕：搅拌、喷浆提升到地表或设计标高，完成单根多向搅拌水泥石（砂）浆桩的施工。

桩头应原位搅拌不少于2min，喷浆压力不小于0.4Mpa。

7.2 施工参数选择

下钻钻进速度：钻进速度 0.8m/min，转速 60r ~ 130r/min；
喷浆量不小于 58L/m，下钻喷浆量占总浆量的 80%以上；
提升速度 1.2m/min，转速 80r ~ 140r/min；
喷浆量不大于 20L/m，提钻喷浆量占总浆量的 20%以下；
浆喷压力：0.4 ~ 0.6Mpa；
配合比：严格按设计配合比拌制浆液，施工应根据浆液浓度、泵送情况实施调整配合比。

8 质量保证措施

- (1) 钻机就位必须正确，其孔位偏差不得大于 50mm，钻杆垂直度偏差不得大于 1%。钻机开钻前，现场施工员必须进行检查，及时调整。
- (2) 施工前应认真检查相关设备及管路系统。设备的性能应满足设计要求。管路系统的密封必须良好，管道必须畅通。
- (3) 制备好的浆液不得离析，泵送必须连续，水泥浆应采用二次搅拌工艺，搅拌顺序为：向搅拌桶里注入固定量的水，边搅拌边掺入水泥，依次加入砂子，搅拌均匀后放入二次搅拌桶内进行二次搅拌待用。使用前，用比重计或比重检测仪测定水泥砂浆的比重，符合要求（一般水泥砂浆的正常比重为 1.70 ~ 1.80）后方可投入使用。
- (4) 搅拌机钻头下沉和提升速度、供浆与停浆时间，下钻深度、喷浆高程及停浆面、单桩喷浆量应符合施工工艺的要求，并应有专人记录。当多向搅拌水泥砂浆桩到达桩端时，应原位喷浆搅拌 10 ~ 30s，桩底水泥砂浆与土体充分搅拌均匀，再开始提升搅拌头，确保成桩质量。
- (5) 成桩过程中，由于电压过低或其他原因造成停机使成桩工艺中断时，应将多向搅拌水泥砂浆桩机下沉至停浆点以下 0.5m，待恢复供浆时再喷浆搅拌提升。若停机超过三小时，为防止水泥砂浆在整个输浆管路中凝固，宜先拆卸输浆管路，并清洗干净。
- (6) 施工中若发现喷浆量不足时，应按要求复搅，复喷的喷浆量不小于设计用量。
- (7) 现场各项原始记录必须真实、齐全。
- (8) 由于三区 D₁K237+520 ~ +620（左线）9 ~ 13m 段含泥炭质土，因泥炭土成桩效果差，除按上述施工参数施工外，添加设计要求的生石膏粉（水泥用量的 3%），保证在 8 ~ 14m 桩身段复喷搅一次。

9 工程桩的施工

根据试桩得到的施工参数，进行大面积施工。一区 D₁K238+330 ~ D₁K238+540 和三区 D₁K237+520 ~ D₁K237+620 共用 6 台多向水泥砂浆搅拌桩机，经过近五个月的施工，共完成 275814.6m。其中三区 D₁K237+520 ~ +620 内，泥炭土层位置有近 5000 根砂浆搅拌桩（7000 延米），采用试桩确定的技术参数，在完成正常喷搅施工的前提下，添加设计要求的生石膏粉

(水泥用量的3%),在8~14m段复喷搅一次(多配、喷一罐水泥砂浆并掺3%生石膏粉),经竣工验收和单桩复合地基荷载试验检测以及桩体抽芯检测均为合格。随后路基高填方碾压工序开始施工。

10 工程桩检测简介

10.1 试验条件(同试桩试验条件)

10.2 试验结果分析

(1)从静荷载试验成果表3、表4可以看出:单桩复合地基试验点 $S_1 \sim S_{24}$ 的 $P \sim S$ 曲线基本呈线性变化,说明随着荷载试验的逐级加载,地基在各级荷载作用下,其沉降量在较为均匀的变化,在最终荷载432kpa作用下,沉降量也无明显增大,表明地基极限承载力不小于432kpa。

竖向承载力特征值取值表

表3

试验编号	里程	桩号	极限承载力	承载力特征值	相应沉降量
S_1	D ₁ K237+520~+620	19-5	≥432kpa	≥216kpa	2.69mm
S_2	D ₁ K237+520~+620	24-12	≥432kpa	≥216kpa	4.43mm
S_3	D ₁ K237+520~+620	37-17	≥432kpa	≥216kpa	3.31mm
S_4	D ₁ K237+520~+620	5-8	≥432kpa	≥216kpa	3.12mm
S_5	D ₁ K237+520~+620	11-6	≥432kpa	≥216kpa	3.76mm
S_6	D ₁ K237+520~+620	17-3	≥432kpa	≥216kpa	3.31mm
S_7	D ₁ K237+520~+620	25-6	≥432kpa	≥216kpa	3.37mm
S_8	D ₁ K237+520~+620	29-5	≥432kpa	≥216kpa	2.97mm
S_9	D ₁ K237+520~+620	40-8	≥432kpa	≥216kpa	3.13mm
S_{10}	D ₁ K237+520~+620	51-16	≥432kpa	≥216kpa	2.73mm
S_{11}	D ₁ K237+520~+620	60-8	≥432kpa	≥216kpa	3.31mm
S_{12}	D ₁ K237+520~+620	72-7	≥432kpa	≥216kpa	3.12mm
S_{13}	D ₁ K237+520~+620	80-15	≥432kpa	≥216kpa	3.23mm
S_{14}	D ₁ K238+330~+540	6-7	≥432kpa	≥216kpa	2.81mm
S_{15}	D ₁ K238+330~+540	15-15	≥432kpa	≥216kpa	2.88mm
S_{16}	D ₁ K238+330~+540	19-8	≥432kpa	≥216kpa	3.03mm
S_{17}	D ₁ K238+330~+540	30-6	≥432kpa	≥216kpa	3.33mm
S_{18}	D ₁ K238+330~+540	37-18	≥432kpa	≥216kpa	2.76mm
S_{19}	D ₁ K238+330~+540	42-8	≥432kpa	≥216kpa	2.94mm
S_{20}	D ₁ K238+330~+540	49-21	≥432kpa	≥216kpa	2.93mm
S_{21}	D ₁ K238+330~+540	16-7	≥432kpa	≥216kpa	3.02mm
S_{22}	D ₁ K238+330~+540	44-31	≥432kpa	≥216kpa	2.73mm
S_{23}	D ₁ K238+330~+540	39-8	≥432kpa	≥216kpa	2.87mm
S_{24}	D ₁ K238+330~+540	50-16	≥432kpa	≥216kpa	2.90mm
平均值			≥432kpa	≥216kpa	3.26mm

单桩复合地基静载试验汇总表

表4

工程名称: 梧州南站 D ₁ K237+520 ~ +620 D ₁ K238+330 ~ +540					试验点号: S ₁ ~ S ₂₄				
测试日期 2009-11-29 ~ 12-20			压板面积: 0.70 m ²			置换率: 0.280			
荷载 (kpa)	0	54	108	162	216	270	324	378	432
S ₁ 沉降 (mm)	0	0.44	1.16	1.90	2.69	3.09	3.46	3.84	4.33
S ₂ 沉降 (mm)	0	0.50	1.41	2.57	4.43	6.25	7.65	9.77	11.5
S ₃ 沉降 (mm)	0	0.41	1.41	2.30	3.31	4.18	5.21	6.16	6.99
S ₄ 沉降 (mm)	0	0.43	1.24	2.16	3.12	3.53	3.91	4.33	4.88
S ₅ 沉降 (mm)	0	0.51	1.39	2.60	3.76	5.28	6.59	8.24	9.67
S ₆ 沉降 (mm)	0	0.44	1.20	2.18	3.31	4.52	5.41	6.46	7.30
S ₇ 沉降 (mm)	0	0.43	1.15	2.32	3.37	4.56	5.57	6.46	7.32
S ₈ 沉降 (mm)	0	0.44	1.19	2.11	2.97	4.00	5.12	6.10	6.93
S ₉ 沉降 (mm)	0	0.41	1.13	2.18	3.13	4.26	5.32	6.24	7.11
S ₁₀ 沉降 (mm)	0	0.42	1.15	1.91	2.73	3.34	3.82	4.33	4.79
S ₁₁ 沉降 (mm)	0	0.45	1.21	2.13	3.31	4.33	5.45	6.43	7.32
S ₁₂ 沉降 (mm)	0	0.38	1.13	1.99	3.12	4.14	5.10	5.99	6.93
S ₁₃ 沉降 (mm)	0	0.46	1.20	2.18	3.23	4.54	5.72	6.77	7.73
S ₁₄ 沉降 (mm)	0	0.44	1.17	1.95	2.81	3.31	3.39	4.30	4.88
S ₁₅ 沉降 (mm)	0	0.46	1.24	2.10	2.88	3.77	4.78	5.71	6.58
S ₁₆ 沉降 (mm)	0	0.43	1.16	2.11	3.03	4.06	5.12	6.10	7.12
S ₁₇ 沉降 (mm)	0	0.48	1.23	2.21	3.33	4.35	5.41	6.41	7.36
S ₁₈ 沉降 (mm)	0	0.43	1.20	1.94	2.76	3.52	4.23	4.85	5.53
S ₁₉ 沉降 (mm)	0	0.42	1.19	2.02	2.94	3.97	4.87	5.69	6.46
S ₂₀ 沉降 (mm)	0	0.45	1.19	1.98	2.93	4.02	4.94	5.80	6.58
S ₂₁ 沉降 (mm)	0	0.43	1.18	2.00	3.02	4.14	5.19	6.15	7.07
S ₂₂ 沉降 (mm)	0	0.42	1.14	1.90	2.73	3.50	4.36	5.28	6.09
S ₂₃ 沉降 (mm)	0	0.43	1.19	1.91	2.87	3.93	4.95	5.98	6.84
S ₂₄ 沉降 (mm)	0	0.43	1.20	1.92	2.90	4.02	5.05	6.11	7.09

(2) 试验资料整理与分析

将原始资料整理成静载荷试验结果表5, 并绘制 Q-S、S-Lgt、S-LgQ 曲线; (曲线由于篇幅所限省略)

(3) 取芯检验

在成桩 28d 后, 在桩径的 1/4 处用双管单动取样器在桩长范围内取芯, 检验桩体完整性和均匀性, 每个孔取试样做无侧限抗压强度。取芯后的孔洞应采用水泥砂浆灌注封闭。

综合分析钻芯法试验结果, 得出本路段水泥砂浆搅拌桩加固处理地基结论如下:

所抽测 D₁K237+520 ~ +620 D₁K238+330 ~ +540 段的 35 根水泥砂浆搅拌桩, 在施工桩长范围内取芯做无侧限抗压强度试验, 其结果为: 35 根桩无侧限抗压强度值分布在 2474 ~ 2939kpa 之间, 平均值满足设计要求。

砂浆搅拌桩抽芯试验结果表

表 5

序号	里程	桩号	桩径 (mm)	桩长 (m)	成桩日期	试验日期	无侧限抗压强度 (kpa)
1	238+330-238+540	5-21	500	15.0	2009.10.03	2009.10.31	2939
2	238+330-238+540	8-16	500	13.5	2009.10.03	2009.10.31	2572
3	238+330-238+540	4-27	500	13.5	2009.10.03	2009.10.31	2531
4	238+330-238+540	7-22	500	16.5	2009.10.04	2009.11.01	2825
5	238+330-238+540	4-33	500	15.5	2009.10.04	2009.11.01	2768
6	238+330-238+540	7-26	500	15.5	2009.10.06	2009.11.03	2708
7	238+330-238+540	4-37	500	15.5	2009.10.06	2009.11.03	2749
8	238+330-238+540	7-30	500	15.0	2009.10.07	2009.11.04	2709
9	238+330-238+540	4-41	500	15.5	2009.10.07	2009.11.04	2514
10	238+330-238+540	8-33	500	14.6	2009.10.07	2009.11.04	2603
11	238+330-238+540	6-42	500	14.9	2009.10.08	2009.11.05	2620
12	238+330-238+540	8-38	500	15.2	2009.10.08	2009.11.05	2474
13	238+330-238+540	23-4	500	14.4	2009.10.08	2009.11.05	2826
14	238+330-238+540	20-4	500	14.8	2009.10.09	2009.11.06	2685
15	238+330-238+540	23-9	500	14.8	2009.10.09	2009.11.06	2789
16	238+330-238+540	22-12	500	14.4	2009.10.10	2009.11.07	2690
17	238+330-238+540	22-17	500	14.8	2009.10.10	2009.11.07	2475
18	238+330-238+540	24-21	500	14.4	2009.10.10	2009.11.07	2710
19	238+330-238+540	22-23	500	14.8	2009.10.10	2009.11.07	2761
20	238+330-238+540	23-28	500	15.0	2009.10.11	2009.11.08	2637
21	238+330-238+540	25-32	500	14.8	2009.10.11	2009.11.08	2773
22	237+520-237+620	20-15	500	12.1	2009.10.12	2009.11.09	2764
23	237+520-237+620	22-15	500	15.2	2009.10.12	2009.11.09	2715
24	237+520-237+620	108-10	500	15.3	2009.10.12	2009.11.09	2774
25	237+520-237+620	97-14	500	15.1	2009.10.13	2009.11.10	2569
26	237+520-237+620	97-3	500	14.8	2009.10.13	2009.11.10	2889
27	237+520-237+620	87-14	500	14.8	2009.10.13	2009.11.10	2784
28	237+520-237+620	87-3	500	15.5	2009.10.14	2009.11.11	2777
29	237+520-237+620	76-16	500	15.0	2009.10.14	2009.11.11	2676
30	237+520-237+620	76-4	500	14.4	2009.10.14	2009.11.11	2590
31	237+520-237+620	65-15	500	14.7	2009.10.14	2009.11.11	2654
32	237+520-237+620	54-4	500	14.8	2009.10.15	2009.11.12	2510
33	237+520-237+620	54-16	500	15.0	2009.10.15	2009.11.12	2513
34	237+520-237+620	65-3	500	13.5	2009.10.15	2009.11.12	2511
35	237+520-237+620	43-15	500	13.8	2009.10.15	2009.11.12	2531

10.3 35根砂浆搅拌桩芯样均已拍摄留有照片。(照片因篇幅所限省略)

11 设计理论与试验施工的结合

由于该工程地基在加固前存在两大质量隐患：一是高填方会影响加固后的地基出现危险的滑动面；二是地基含有30~60kpa的泥炭土层。所以在设计计算时充分考虑这两大不利因素，从桩距、桩长、添掺外加剂以及稳定沉降、滑动面计算等具体保证措施上做到理论计算与工程试验施工相结合，经工程检测验收工程质量满足设计使用要求。

12 下步研发方向

12.1 水泥（水泥砂浆）土搅拌桩的加固效果的影响因素主要有：固化剂的特性、土质特性、搅拌状态、养护条件等，目前国内搅拌桩存在水泥土搅拌不均匀、桩身不连续、桩身强度不足等问题，上述多（双）向水泥（水泥砂浆）土搅拌法已解决了地层搅拌不均匀的情况，大大提高了搅拌桩的成桩质量。由于地质土层特性及地下养护条件等客观条件很难改变，笔者认为水泥（水泥砂浆）土搅拌法可从以下方面进行改进：

12.2 加固材料：

研发完全替代水泥的新型环保固化剂、高效外加剂等。利用电石渣、煤矸石、磷石膏等工业废渣替代大部分水泥固化剂，废渣固化土强度比水泥固化土强度提高幅度较大，完全用工业废渣制备的固化剂，废渣固化土强度比水泥固化土强度提高了近两倍。

12.3 施工机械：

- (1) 智能化施工设备：根据地质情况变化自动调节下钻（提升）速度、转速和深度、流量、自动记录等；以减少人为因素。
- (2) 大扭矩成桩设备：开发成桩深度30m左右，能穿越中间硬夹层能力的施工设备；
- (3) 同步监测设备：研发机台上适时记录每根桩成桩过程参数，集中监控室记录范围20公里内每台桩机的工作状态、施工参数的监测设备。

12.4 施工工艺创新：根据不同地质情况、上部荷载大小、成桩机械特点及荷载在地基中的传递规律，采用加芯水泥土桩、长短桩、疏密桩、变截面桩、水泥土桩加塑料排水带、不同桩基共同承担荷载等合适的成桩工艺。例如武汉高铁桩工科技有限公司研究开发的多向水泥（水泥砂浆）土加芯搅拌桩结合搅拌桩、刚性桩、长短桩、多向喷射灰砂桩等加固技术，几种工艺组合扬长避短，可实现搅拌桩与芯桩作业同步进行，施工简单，桩体受力更趋合理，桩身强度提高2~10倍，大大提高工作效率。

13 结语

(1) 通过上述多向水泥砂浆搅拌桩复合地基的工艺性试验桩获得了以下参数:

① 掌握满足设计单桩喷浆量(由水泥掺入量、水灰比、灰砂比计算)的各种技术参数,如钻杆下沉和提升速度、灰浆经输浆管到达搅拌机喷浆口的时间、喷浆压力、送浆量、送浆压力、搅拌机转速、进入持力层电流和钻进速度等。

② 掌握下沉和提升的阻力情况,选择合理的搅拌头形式、电机功率与搅拌叶片的宽度和倾角等。

③ 检验室内试验所确定的掺灰量、水灰比、灰砂比是否便于施工,是否需要添加外加剂等。

④ 检验桩身的无侧限抗压强度、单桩承载力、单桩复合地基承载力是否满足设计要求。

⑤ 根据试桩获得的参数调整施工组织设计或施工方案,指导后续施工。

(2) 因泥炭土中有机质含量高,不加外掺剂的成桩加固效果较差;添加3%生石膏粉和多次复喷复搅一遍以提高水泥砂浆土桩身的强度和完整性。

(3) 由于在砂浆搅拌桩复合地基上面还有15m的填方,所以该复合地基抗侧向滑移也是非常重要的指标,它直接关系到该地基的稳定性。截至2009年底填方工程已全部碾压完成,至今未出现滑动面失稳的丝毫迹象。

参考文献

- [1] 杨晓东 郭克诚 李斌 陈磊《锚固与注浆技术手册》第二篇第8章“水泥石(水泥砂浆)搅拌法”(第二版)[M].2009年11月中国电力出版社
- [2] 郭克诚 陈磊“多向水泥砂浆搅拌桩复合地基在高铁地基加固中的试验研究与应用”2010年《建筑结构》增刊[J].“第二届全国工程结构加固改造设计与施工技术交流会”
- [3] 郭克诚 陈磊“多向砂浆搅拌桩复合地基在高铁地基加固中的试验研究与应用”。[C].2010年全国工程勘察学术大会论文集
- [4] 钱国玉 郭克诚 陈磊“多向水泥砂浆搅拌桩在高填方地基加固中的应用”《铁道建筑》[J]2010年第8期
- [5] 龚晓南《高等级公路地基处理设计指南》[M].2005年11月 人民交通出版社
- [6] 龚晓南《地基处理手册手册》第三版[M].2008年6月 中国建筑工业出版社

桩底树根桩在岩溶地区软弱地基加固中的应用*

韦兴标 王子金

(广西水文地质工程地质勘察院 柳州 545006)

[摘要] 本文结合工程实际情况,介绍广西河池德胜生活垃圾处理厂堆肥厂桩底遇溶洞或溶槽等复杂地层,采用树根桩穿越溶洞或溶槽,并成功将上部建筑物荷载传递到中风化基岩;介绍树根桩施工技术及注意事项。

[关键词] 溶洞或溶槽; 树根桩; 施工技术

0 前言

广西河池德胜生活垃圾处理厂堆肥厂由广西河池德胜生活垃圾处理厂投资兴建,中国市政工程中南设计研究院设计,广西水文地质工程地质勘察院提供《岩土工程详细勘察报告》,南宁市建筑安装公司承建,鑫城建设监理公司承担施工阶段监理。该堆肥厂由储料分选车间、二次发酵车间和成品仓库三部分组成,建筑物占地面积约 3831 m²,其中储料分选车间 1275 m²,二次发酵车间 1492 m²,成品仓库 1064 m²;建筑物高为一层楼,重要性等级为二级,地坪标高 263.00m,基础采用人工挖孔灌注桩基础,设计桩径为 $\phi 800\text{mm}$,桩数 93 根,其中储料分选车间 33 根,二次发酵车间 34 根,成品仓库 26 根;桩端持力层设计为第⑥-1 层中风化泥岩。在人工挖孔施工过程中,因第⑤-1 和⑤-2 强风化泥岩层厚较大,孔壁易坍塌,且存在较多溶洞等复杂地质条件,人工挖孔困难且无法保证施工安全。为此,建设单位召集由勘察、设计、施工、监理单位参加的专题会议研究,与会单位提出如下方案:(1) 桩端持力层仍为第⑥-1 层中风化泥岩,改用“钻(冲)孔灌注桩”替代原来的“人工挖孔灌注桩”;(2) 人工挖孔灌注桩开挖至第⑤-1 强风化泥岩面终孔,用树根桩穿过第⑤-1、⑤-2 强风化泥岩和溶洞,并进入第⑥-1 层中风化泥岩 1m,树根桩数量由设计单位确定。建设单位经综合考虑决定采用方案(2)解决施工技术难题。

受建设单位委托,我院承担人工挖孔灌注桩桩底树根桩施工任务;经过 4 个月施工,共完成树根桩 279 条,基岩成孔进尺累计 1330m;HRB335 级 $\Phi 25\text{mm}$ 树根桩钢筋制作安装 279 根,累计长度 1610m,重量约 6200 kg;灌浆消耗水泥约 117t,人工细砂约 25m³,高效减水剂约 1t。人工挖孔灌注桩施工完成后,由建设单位委托检测单位进行检测,检测采取静载试验方法进行,检测结果:单桩竖向承载力满足设计要求。

* 收稿日期:2010年2月

1 工程概况

1.1 工程地理位置和交通条件

该建设工程项目是河池市新建厂房，位于宜州市德胜镇榄树村三合屯北东面，螃蟹岭东侧谷坡地带，距德胜镇 5km，建筑场地位于金城江至宜州一级公路东侧 1km 的新建厂区内，从一级公路至施工现场的道路正在修建，施工机械设备可沿新开的简易机耕路进入施工场地。

1.2 场地内工程地质特征与水文地质条件

(1) 场地内工程地质特征

根据勘察资料，场地内岩土层由耕表土 (Q_4^{ml})、坡残积粘性土 (Q_4^{dl}) 和石炭系下统大塘组 (C) 泥岩、泥灰岩及砂岩组成。按现场施工实际情况和设计单位的树根桩的入岩要求，本工程树根桩施钻的主要地层为强风化基岩和中风化基岩，其岩性主要特征见表 1。

工程地质特征

表 1

分层序号	地层名称	层位起止标高 (m)	层厚 (m)	地质特征	桩极限侧阻力标准值 q_{sk} (kPa)	承载力特征值 f_{ak} (kPa)
⑤-1	强风化泥岩	219.36~267.00	0.00 ~ 7.50	上部呈黄、灰黄、灰褐等杂色，下部呈灰~灰黑色，团块状、碎块状及土状，碎块手易折断，指压不易变形，呈强风化，局部呈全风化状。	80	240
⑤-2	强风化砂岩	245.48~211.03	0.30 ~ 5.90	灰黄、红黄色，风化严重，呈粉土、砂和碎块状，块径大者达 5 cm，锤击易碎。	90	400
⑥-1	中风化泥岩	247.14~216.28	1.00 ~ 4.30	灰~深灰色，泥质结构，厚层状，节理、裂隙较发育，质软，指甲易划，蜡状光泽，风干极易崩裂。		800
⑥-2	中风化泥灰岩	243.79~265.83	1.00 ~ 4.20	灰~深灰色，隐晶质结构，中厚层状，较硬，层间裂隙及溶蚀裂隙较发育，风化残积物充填，岩芯呈短柱状、半边状及碎块状，晒干后易产生细裂，与⑥-1层互层或夹层分布。		1200
⑥-3	中风化砂岩	244.78~206.48	1.00 ~ 8.30	灰黄、灰白色，中~细粒结构，中层状，主要矿物成份为石英，坚硬，硬质合金钻进困难，岩芯呈砂砾和碎块状。		2000

(2) 场地内水文地质条件

建筑场地位于斜坡地带，地下水较贫乏，仅在堆肥厂东面谷底各边缘地带钻孔遇到地下水，水位标高为 243.30 ~ 242.44m。该地下水属大气降水和该谷底鱼塘侧向补给（谷底鱼塘水位标高为 243.30m，水深 0.50m），地下水类型为 $HCO_3^-—Ca^{2+}$ 型， P^H 值为 6.54，侵蚀性 CO_2 含量为 41.45mg/L， HCO_3^- 含量为 0.337mmol/L，该地下水水质对钢筋混凝土结构具弱腐蚀性。

1.3 场地内溶洞或溶槽的特征

在树根桩钻进成孔过程中,发现 11 根树根桩遭遇溶洞或溶槽等复杂地质条件,其特征见表 2。

溶洞或溶槽特征

表 2

树根桩编号	类型	洞顶、底板高程/m	洞高/m	特 征
ZK224-③	溶槽	249.50 ~ 248.70	0.80	软塑状粘性土,半充填
ZK227-①	溶洞	249.20 ~ 248.60	0.60	空洞,掉钻
ZK227-②	溶洞	249.20 ~ 248.60	0.60	空洞,掉钻
ZK227-③	溶洞	249.20 ~ 248.10	1.10	空洞,掉钻
ZK228-①	溶洞	249.31 ~ 247.79	1.52	上部掉钻,下部为软塑状粘性土所充填
ZK228-②	溶洞	249.31 ~ 247.79	1.52	上部掉钻,下部为软塑状粘性土所充填
ZK228-③	溶洞	249.31 ~ 247.79	1.52	上部掉钻,下部为软塑状粘性土所充填
ZK233-①	溶槽	252.00 ~ 251.10	0.90	软塑状粘性土,半充填
ZK301-①	溶洞	244.30 ~ 243.80	0.50	空洞,掉钻
ZK301-②	溶洞	244.30 ~ 243.80	0.50	软塑状粘性土,半充填
ZK301-③	溶洞	244.30 ~ 243.80	0.50	空洞,掉钻

2 桩底树根桩设计要求

(1) 人工挖孔部分必须开挖至强风化基岩,且桩长不小于 5.00m,强风化基岩以下部分采用树根桩进行加固处理。

(2) 在 $\phi 800\text{mm}$ 单桩内设计采用 3 根 $\phi 100\text{mm}$ 树根桩,共 279 根;树根桩桩端必须进入中风化泥岩 1.00m 以上。

(3) $\phi 100\text{mm}$ 树根桩孔内安放 HRB335 级 $\Phi 25\text{mm}$ 钢筋 1 条;为确保 $\Phi 25\text{mm}$ 钢筋对中,在该钢筋上每隔 2 m 加焊互成 120° 的钢筋倒牙。

(4) $\phi 100\text{mm}$ 树根桩孔内设计灌注 C25 细石混凝土。

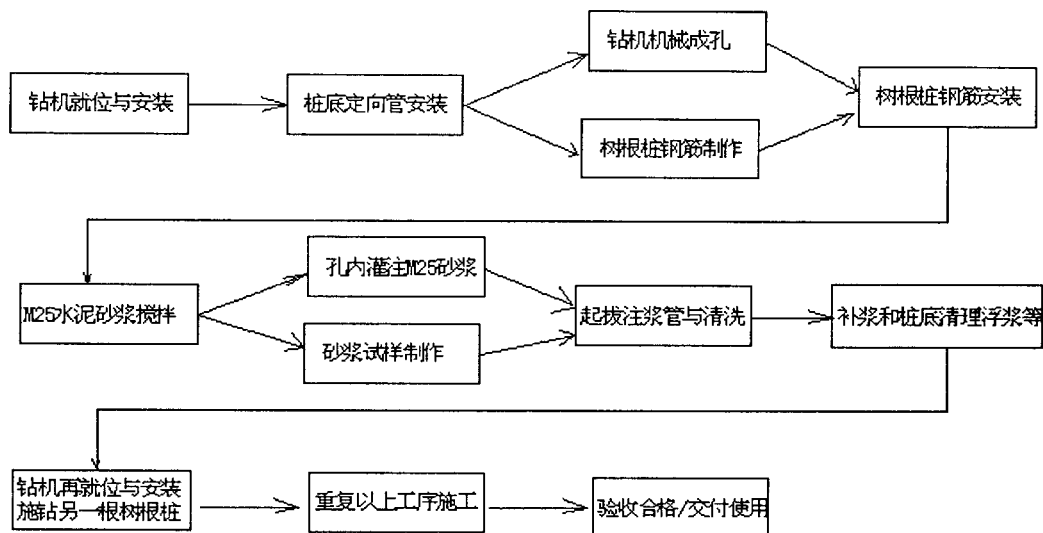
(5) 为确保树根桩与其上部人工挖孔灌注桩有效连接,树根桩上部钢筋必须锚入人工挖孔灌注桩内 1m。

(6) 为确保人工挖孔灌注桩底部无沉渣,完成树根桩孔内混凝土灌注后,应当及时清除桩底多余的浮浆。

3 桩底树根桩施工技术

3.1 树根桩施工工艺流程

树根桩施工包括钻机就位安装、桩底定位管安装、机械成孔、钢筋制作与安放、孔内注浆等工艺流程,其工艺流程见图 1。



树根桩施工工艺流程图

3.2 成孔施工技术

(1) 桩底定位管安装

当人工挖孔深度满足设计要求后,应当及时清除桩底浮土或沉渣,并按照设计要求浇灌混凝土封底。为确保树根桩位置满足设计要求,封底前必须测量定位,以桩底平面中心为圆心,直径 $\phi 600\text{mm}$ 的圆周上按设计要求三等分布置3个树根桩钻孔中心,用单节长 $0.50\sim 0.80\text{m}$ 的 $\phi 146\text{mm}$ 套管作为树根桩施工用定位管与混凝土浇灌,封底混凝土厚 0.50m ,并保持定位管的垂直度。

(2) 机械成孔

a) 钻机安装:以钻孔中心点为基准,重锤吊线移机就位安装,钻孔安装要求周正、水平、稳固,钻机天车、立轴与钻孔中心三点一线,并安装 $\phi 127\text{mm}$ 套管作为护孔管,预防钻孔偏斜。

b) 成孔机械设备:采用GY-100型钻机进行机械成孔设备,以孔底潜孔锤冲击钻进成孔法为主,以机械回转硬质合金取芯钻具钻进成孔法为辅,两种成孔方法相结合。

c) 孔底潜孔锤冲击钻进成孔法:采用 $9\text{m}^3/7\text{atm}$ 的空压机为孔底潜孔锤冲击钻进提供动力,辅以GY-100型钻机回转钻进,钻孔直径 $\phi 110\text{mm}$,一径到底;如遇充填溶洞,孔底潜孔锤冲击钻进低下或无法工作时,及时更换为机械回转硬质合金取芯钻具钻进成孔,提高机械钻进成孔效率。

d) 机械回转硬质合金取芯钻具钻进成孔法:本工程施工中,曾试用硬质合金钻头机械回转钻进成孔,但其成孔效率低于孔底潜孔锤冲击钻进方法的成孔效率。

e) 为确保树根桩进入中风化基岩的入岩深度要求,对采取的岩芯或岩粉及时编号,供勘

察单位地质人员鉴别确定。

f) 在强风化岩层中钻进时,应当保证供水量或泥浆量,把岩屑带出钻孔外,预防埋钻事故。

g) 清孔:采用机械回转硬质合金取芯钻具钻进成孔,当钻进至满足设计要求时,应当对孔内泥浆进行清洗置换。清孔时应当始终注意观察泥浆溢出情况,控制供水量的大小,直到孔口基本溢出清水为止,并需要始终保持钻孔的水位。

3.3 成桩施工技术

(1) 树根桩孔部分的砂浆灌注

a) 安放钢筋:下入钻孔内的钢筋必须按照设计要求,每隔2米加焊三个互成 120° 的锚,确保钢筋的保护层厚度。钢筋下入时,应当将注浆管和二次注浆管与钢筋一同放入孔内,注浆管与孔底距离为200mm。

b) 通常情况下,采用2根 $\phi 20\text{mm}$ 铁质水管作为注浆用管,管底1米范围内制作成花管状,其孔眼纵向四排,直径为 $\phi 8\text{mm}$,孔距100mm。注浆施工中要求在第一次注浆时,水泥砂浆不能进入第二次注浆管内。注浆成桩时要求把水泥砂浆注满至孔口,并对孔口露出的钢筋加以振动。

c) 浆液材料:水泥为河池市大金城水泥厂生产的P.O42.5R普硅水泥,砂为金城江石场生产的人工细砂,柳州铁路局生产的HL-5型高效减水剂和当地生活用水。

d) 本工程注浆用浆液采用机械现场搅拌,严格按试验室提供的配合比投料,水泥按袋装标明重量外,细砂、水和减水剂过磅投料,搅拌均匀,水泥砂浆配合比为:水泥:人工细砂:水:减水剂=1:2.40:0.54:0.006。

e) 第一次注浆压力控制在0.30~0.50MPa,并可根据施工实际情况进行调整。

(2) 溶洞(槽)二次注浆加固法

为确保树根桩施工质量,对溶洞(槽)孔段注浆时,必须进行二次注浆。二次注浆管除在底管1米范围内布置花管外,在出现溶洞(槽)孔段上下各1米范围内布置花管。应当在第一次注浆的浆液初凝后、终凝前进行二次注浆,注浆压力控制在1.50~2.00MPa,并根据溶洞(槽)大小计算需要的水泥浆量;二次注浆用浆液为水灰比1:1~0.50:1的纯水泥浆液。当注入的水泥浆量满足设计的需要量或压力满足设计压力值,地层吸入浆量小于40L/min并保持30min,可终止注浆。

4 施工注意事项

(1) 为确保树根桩成孔的垂直度,在机械成孔前应当下入 $\phi 127\text{mm}$ 套管作为护孔管,预防钻孔偏斜。

(2) 为预防埋钻、卡钻事故发生,孔底潜孔锤冲击钻进时,必须及时排出钻孔内岩屑或岩粉,保持孔内干净;硬质合金回转钻进时,必须保持孔内泥浆或水位平衡,尤其是在强风化基岩中钻进。

(3) 下放钢筋时,应当对好孔位,吊直扶稳,缓慢下沉,避免碰撞孔壁;施工时应当尽

量缩短吊放和焊接时间。

(4) 注浆管埋设, 应当距离孔底 200 mm。从开始注浆起, 对第一次注浆管进行不定时上下松动。注浆结束后立即拔出第一次注浆管, 并每拔起 1m 必须注浆一次, 直到拔出为止 (二次注浆管不拔出)。

(5) 第一次注浆后, 因水泥砂浆收缩, 因此注浆时应当高出设计标高 5%~10%为宜。

(6) 二次注浆应在一次注浆的浆液初凝后及终凝前进行, 否则二次注浆效果不能达到预期的效果。

5 结束语

(1) 树根桩能够将上部建筑物和人工挖孔灌注桩的荷载传递给承载能力更好的地基—中风化基岩, 既可以减少人工挖孔灌注桩的有效桩长, 节约材料, 降低工程成本, 又能缩短工程施工工期。

(2) 树根桩施工具有机械设备简单、操作方便、技术可行、经济节约等优点, 在岩溶地区人工挖孔灌注桩施工中有较广泛的应用。

(3) 孔底潜孔锤冲击钻进具有成孔效率高、钻孔垂直度高等优点, 但在充填溶洞孔段钻进效率低, 潜孔锤甚至不工作; 机械回转硬质合金取芯钻具钻进成孔效率虽较低, 但充填溶洞孔段钻进效率显著, 只有将两种成孔方法有机地结合起来, 才能提高机械钻进成孔效率, 有效地缩短施工工期。

书 讯

《建筑工程检测试验技术管理规范 JGJ 190-2010 实施指南》

本规范编写组编, 征订号: 19491, 定价: 25 元, 2010 年 8 月出版

本书是针对《建筑工程检测试验技术管理规范》JGJ190-2010 的理解和实际应用的配套用书, 由三篇内容构成, 第一篇是《规范》编制说明, 主要论述其编制背景及任务来源, 主要编制过程以及编制原则和指导思想; 第二篇是对《规范》5 个章节的 64 条条文规定进行全面、系统的说明和解释; 第三篇的主要内容是现场试验站的管理办法和要求, 共包括其他相关术语和概念、现场试验站的组建、现场试验站的工作范围与管理要求和现场试验站的工作管理要求四个方面的内容。本书可作为《建筑工程检测试验技术管理规范》JGJ190-2010 宣贯培训教材, 也可供与建筑工程建设相关的施工、检测、监理 (建设) 和工程质量监督单位的技术管理人员参考使用。

汛期平原河流管涌流沙的产生与防治*

孟昭即 丁小莉

(1 中国化学工程第一勘察设计院 河北 061001)

(2 渤海石油装备第一机械厂基建安装工程公司 河北 062658)

[摘要] 本文利用无效应力公式 $\sigma = u(\sigma - \text{总应力}, u - \text{孔隙水压力})$ 模型导出的检验地层管涌流沙方程 $i = \Delta h/L = r_{sat}/r_w - 1$, 扩展运用到平原河流堤外管涌流沙的判别和防治。并提出了某些建议和设想。

[关键词] 检验河流管涌流沙方程, 防治。

0 前言

水是生命之源。人只喝水不吃饭, 40 来天只是体重减轻, 生命却无大碍。但不喝水一周, 生命就难于挽回。我国西北有水的地方, 就有人住, 树木高纵, 夏秋一片碧绿, 反之就是戈壁沙漠, 一时风起就成为东部扬沙浮尘的产地, 影响人们的健康。可见, 水对人类生命环境的重要。

事物总有两面性。雨季时降水过于集中, 形成洪水, 对人类又产生威胁。水的危害, 在地面上, 容易发现可紧急处置, 不至酿成大祸。管涌流沙, 是河水通过地下渗透, 发生于堤外某处, 有一定的隐蔽性, 难以及时发现。管涌发展成流沙, 土粒位移堤下掏空, 溃堤决口, 处置就很难了。文章只对汛期堤外发生管涌流沙的条件和防治进行分析, 提出意见。不妥之处, 诚望指正。

1 平原河流发生管涌流沙的判定式

本文把在《由深基坑坍塌说起》一文中(见《地基处理》2009 年第四期), 利用无效应力 $\sigma = u$ 模型导出的防止基坑底管涌流沙判定式, 引用于此。因为二者实际条件一样, 理论上相同。该式为

$$\text{或 } \frac{\Delta h}{L} \Gamma_w = \Gamma_{sat} - \Gamma_w$$

* 收稿日期: 2010 年 11 月

$$\text{式中 } \frac{\Delta h}{L} = \frac{\Gamma_{sat}}{\Gamma_w} - 1$$

- Δh —地下水渗流时水头损失 m;
 L —地下水渗流距离 m;
 Γ_{sat} —地下水渗流所经地层的饱和重度 kN/M³;
 Γ_w —地下水重度, 等于 10kN/M³ kN/M³

上述 Γ_{sat} 是土的饱和重度, 常见范围值为 18-23kN/M³, 其算术平均值为 20.5kN/M³。取近似值 20kN/M³, Γ_w 以 10kN/M³ 代上式, 经整理并令 $i = \Delta h/L$, 则上式成为

$$\text{即 } i = \Delta h/L = 1 \quad \text{①}$$

上式就是检验管涌流沙的判定式。式右为常数等于 1, 左为 $i = \Delta h/L$, 就是水力坡度, 随河水位而变化。求出 Δh 和 L , 代入①式, 如

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\Gamma_{sat}}{\Gamma_w} - 1 = \frac{20}{10} - 1 = 1$$

- $i = \Delta h/L \leq 1$ 管涌流沙不发生
 $i = \Delta h/L > 1$ 管涌流沙发生。这时就要注意了。

这里的问题是, Δh 和 L 如何取得, 这与防治段河堤尺寸和河床地层结构有关。下面结合实际进一步分析。

2 平原河流特点与管涌流沙的判定

中国地势总体上是西高东低, 即西部多山高纵, 东部平原临海。江河由西部山中冲出, 进入东部平原, 流入大海。因平原地面坡降减小, 同样的流量势必河面扩宽, 流速降低, 河水携带的泥沙沉下, 久而久之造成河床高于堤外地面, 成为常说的《悬河》。这种河, 重力势能大, 易决口, 难堵挡。再就是对堤外地面压力高, 土层易被潜蚀, 形成管涌流沙。

历史上, 平原河流河道是经常摆动的, 只是后来才逐渐固定下来。河流不同地段河床断面的地层决定于原地面土质和后来河水携带的泥沙性质。如与原地土质相同或相近, 则形成单一地层结构。否则成二或多层结构。为了简明, 现以二层结构为例, 进行分析。随着河床逐渐沉积而增高, 河流的坡降愈来愈小, 后来沉积的土层愈来愈细。所以, 以上细下粗二层(二元)结构为例, 更加实际和有代表性。见图 1

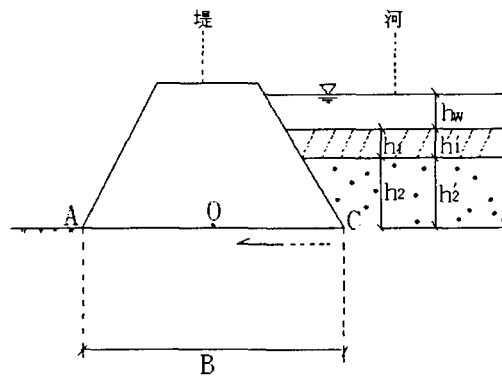


图 1

式 $i = \Delta h / L \leq 1$ 中 Δh 和 L , 由图 1 中可得

$$\Delta h = h_w + h_1' + h_2'$$

$$L = h_1 + h_2 + B$$

代入上式即为

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_w + h_1' + h_2'}{h_1 + h_2 + B} \leq 1 \quad \text{或} \quad i = \frac{h_w}{h_1 + h_2 + B} + \frac{h_1' + h_2'}{h_1 + h_2 + B} \leq 1$$

由于水的重度等于 10KN/M^3 , 所以上式中 $h_1 + h_2$ 与 $h_1' + h_2'$, 在数值上相等, 但物理意义不同。前者是地层厚度, 后者为土层中孔隙水压力。 h_w 是河水深度, B 为堤底宽度。河流断面位置定了, 各参数就定了

上式右第二项是常数。第一项中 h_w 为河水水深, 雨季随降水大小而变, 是个变量。雨大, 河水长, h_w 就大, 反之亦是。所以, 汛期上堤检查管涌流沙是防洪任务之一。

由以上分析可知, 上式是一斜截式线性方程。

$$\text{令} \quad a = \frac{1}{h_1 + h_2 + B}, \quad c = \frac{h_1' + h_2'}{h_1 + h_2 + B}$$

方程简化为 $i = ah_w + c \leq 1$

②

为了进一步了解上式, 再对它做些讨论。

①当河水水深 $h_w = 0$ 时, ②式第一项为 0, $i = c$ 。

因为 $h_1 + h_2 = h_1' + h_2'$, 又 $B > 0$

所以 $i = c < 1$, 说明永远也无管涌流沙之患。即使《悬河》再高悬, 也不必担心。

②由 $c = \frac{h_1' + h_2'}{h_1 + h_2 + B}$ 可知, c 为小于 1 的常数, h_w 的系数 $a = \frac{1}{h_1 + h_2 + B}$ 更小于 1,

所以, 只有河水位达到一定高度, 使 $ah_w + c > 1$ 时, 管涌流沙才有可能。

对一河流而言, 某段河床断面地层结构, 早由勘察获知。用前式算出 a, c , 代入②式, 解出 h_w , 在该段河上立一刻度标记, 对防洪警示管涌流沙出现的水位, 是有实际意义的。

3 汛期平原河流堤外管涌流沙的防治

前已述之, 平原河流河床大多高于堤外地面, 不发生管涌流沙必须 $i = \Delta h / L \leq 1$, 由式可知, 为达目的, 只有一是减小 Δh , 二是增大 L , 下面分别述之。

① 减小 Δh ,

h_w 是河水水深, 它决定于老天降水多少, 不以人左右。但可另辟方法, 就是在堤外侧加筑粘土反压护堤。这样, 一可以减小压差 Δh , 二可以反压管涌流沙, 再就是也略能增加渗流路径和河堤稳定。施工时无须专用机具, 就地取材, 择农时组织临近村乡力量即可完成, 这是经济实用有效多利的最好办法。

② 增大 L

L 是河水经河床下地层绕堤外渗距离,它可以经人工治理加长。常用的办法是在堤下中心加造用不透材料制成的隔水心墙,见图2

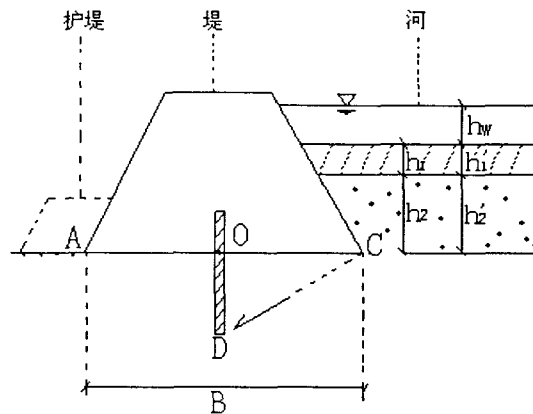


图2

地下水由高向低渗流,其路径是阻力小路径短方向。不透水

边界理论上就是一条流线。在未设心墙护堤前,地下水沿着 COA 向外渗流。加设心墙后,按最短 CDA 路径。显然 $CDA > COA$, 渗流路径加长了, i 减小了, 不易管涌流沙。

这里, 心墙 OD, 在堤下什么位置时渗流路径最长呢, 墙还可在 A 处, 也可在 C 处, 工程量既小又便于施工。就路径最长而言, 经数学比较, 心墙在河堤中心 O 处, 渗流路径最长。

地下水渗流流线本为曲线, 为了简化, 近似取为直线。由于二者是量的比较, 这种近似取法并不改变比较的准确性。

由图2可知, 当

- ① 心墙在堤底中心 O 处时, 渗流路径长 L_{CDA} 为

$$L_{CAD} = \sqrt{AC^2 + 4OD^2}$$

- ② 心墙在堤边 A(或 C)处时, 渗流路径 L_{CDA} 为

$$L_{CAD} = \sqrt{AC^2 + AD^2}, \because AD = CD = OD$$

$$\therefore L_{CAD} = \sqrt{AC^2 + OD^2}$$

比较以上①、②中的=式 $\sqrt{\quad}$ 内, ①中 CD^2 项多了一个系数《4》, 显然心墙在河堤中心 O 处, 渗流路径最长。因此, 对防管涌流沙也最有利。

这种方法缺陷是, 工程量大, 施工难度大, 对河堤整体性有一定影响。

河水对堤静水压力不大, 水流对堤侧动压力也较小, 堤底与下面地层的摩阻力, 足以使堤稳定, 在心墙设计施工时无需考虑心墙刚度。所以心墙材料具有不透水性即可, 如粘土、灰土、水泥土以及塑料制品等。

4 结论与意见及设想

①用①式 $i = \Delta h/L \leq 1$ 判定管涌流沙; $i \leq$, 无; 反之, 有;

②如果防治采用加筑心墙办法时, 设在堤心, 渗路最长。但最好的办法是在堤外侧加粘土反压护堤。

③据知, 有的大河中有船挖砂。河砂分选性好, 就河水顺势冲洗, 砂子干净。是最好的混凝土掺料;

④黄河已有河段河床高过堤外地面。近年有过, 调水调沙, 借水力将河床沉积的泥沙冲走入海, 以降低河床, 增加过水断面, 有利防灾泄洪。由上③联想, 也可以开挖河中砂料, 造福人民。砂可能含泥稍多, 可做它用;

⑤雨少地区过去有水河, 现多半干枯或成季节性。这些河历史上已沉积了很好的河砂。它是一种资源, 在几种不同成因砂料中, 是比较干净的、分选又好的砂。由上③联想, 不妨允许附近村乡有组织的挖取, 既增加农民收入, 也有利当地建设。至于形成的砂坑, 谁挖谁填, 前面挖后面填, 就不会有集水淹人事故。只要有组织、有制度、严格管起来, 安全是有保证的;

⑥雨季降水集中, 平原洪涝, 山区泥石流, 危害人民, 而且大自然给人类净化的很好的水, 白白流入大海, 设想, 平原市县低处建蓄洪水库, 使降水不或少如大海。山区, 有水的河建库, 无水的沟从上到下, 沟沟建挡水土石的坝, 阻止沟加沟汇集叠加的水土石形成巨大能量和危害的泥石流。这样分散治理设防, 化大为小, 也符合《分而治之》之法吧。

国人都说中国缺水, 又关系民生农业和发展。每年雨季洪水危害人民后, 又无奈的看着它逃入大海。这是经大自然过滤的最好的水, 人类怎么想办法把它留住, 丰时储存, 不危害; 欠时调出, 为人民, 是要想想这个长远重大的根本问题了。

简讯

岩土工程三维技术交流会成功举办

随着岩土工程新业务的开拓和工作对象的越来越复杂, 勘察行业有必要在岩土工程中推广应用三维技术, 实现地下工程可视化和工程计算科学化, 从而进一步推动勘察企业的科学技术水平。为此, 四川省勘察设计协会工程勘察分会与北京超维创想信息技术有限公司于7月22日在成都联合举办了《岩土工程三维技术交流会》。

会议由省勘协工程勘察分会秘书长庄其发主持, 中国勘察设计协会勘察分会副会长赵翔、中国建筑学会岩土工程分会秘书长徐前作了重要讲话。李魁星、刘力、洪致伟等三位专家分别作了《三维岩土工程勘察技术》、《岩土工程三维系统在深基坑三维仿真、设计、检测方面应用》、《岩土工程三维系统在隧道等地下空间开发方面应用》为专题的演讲。

各勘察与岩土工程单位积极派员与会, 参加会议的有总工程师、副总工程师。主任工程师、技术负责人。专业技术人员等。共计100余人。尤其是中建西勘院、省川建勘察院、蜀同岩土工程公司、中冶成勘院、省地勘院、兴蜀勘察基础公司等单位都派出较多的专业人员参加了会议。

四川省勘协工程勘察分会秘书处

2010.9.20

非半无限空间地基附加应力的理论计算*

朱旦育 于广云 张径伟

(中国矿业大学 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室力学与建筑工程学院 徐州 221008)

[摘要] 实际工程应用中很少有半无限空间体存在,目前地基附加应力的计算方法,几乎都是将地基土体视为弹性半无限体。本文在布辛内斯克公式和叠加方法计算半无限空间土体均布荷载下地基附加应力的基础上,通过镜像原理,得出非半无限空间地基附加应力解的公式。

[关键词] 非半无限空间;附加应力;镜像法;理论计算

0 引言

地基附加应力指外荷载在地基土体中引起的附加于自重应力基础上的应力增量。^[1]目前采用的地基附加应力计算方法,是按弹性理论进行的计算,这时假定地基土是各向同性的、均质的弹性体,并且在深度和水平方向都是无限延伸的,故将地基视为弹性半无限体^[2]。实际工程中很少有理想的半无限空间体存在,如基坑开挖过程中的地基就不可视为理想的半无限空间体。目前就非半无限空间弹性体的研究比较少。对于非半无限空间弹性体表面上作用有竖直集中力 P 时,在弹性体内任意点 M 所引起的应力求解问题,文献[2]给出了解析解;文献[3]给出了矩形均布荷载作用下的解析公式,其计算模型,如图1所示。

实际工程中遇到的外荷载形式多种多样。本文即以矩形均布荷载作用下的地基附加应力解析解为基础,借助镜面映射原理^[3]给出条形面积均布荷载下的应力公式、矩形面积三角形荷载下的应力公式。

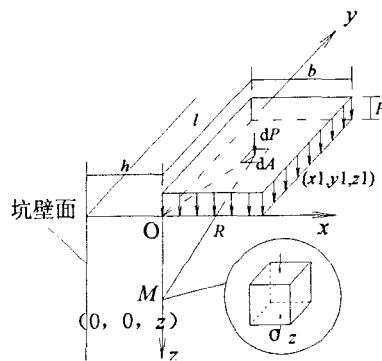


图1 矩形均布荷载作用下的地基模型

* 收稿日期: 2010年12月

1 理论计算

1.1 矩形均布荷载下的附加应力公式^[4]

由文献[3]知, 矩形均布荷载作用下地基深 z 处的 M 点所引起的附加应力 σ_z 为

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \left(z^3 \iint \frac{dxdy}{R^5} - z_1^3 \iint_{b-2h}^{-2h} \frac{dxdy}{R_1^5} \right) \quad (1)$$

$$x_1 = x + 2h; \quad y_1 = y; \quad R_1 = \sqrt{x_1^2 + y_1^2 + z_1^2} \quad (2)$$

解得

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left(\arctan \frac{lb}{z} \sqrt{\frac{1}{l^2 + b^2 + z^2}} - \arctan \frac{-lb}{z} \sqrt{\frac{1}{l^2 + b^2 + z^2}} \right) \quad (3)$$

1.2 条形面积均布荷载下的附加应力公式

以地基中所求附加应力的点 M 在地面上的作用点为坐标原点 O 。将地基附加应力简化为作用在地基表面上的一条形竖直均布荷载, 如图 2 示。此条形均布荷载荷载强度为 p 。

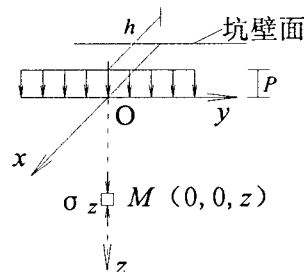


图 2 条形均布荷载作用下的地基模型

在条形面积均布荷载作用的部位, 取一微单元 dy , 在微单元上作用的力为 $dP = pdy$, 如图 2 所示, 在 M 点的力 $d\sigma_z$ 为

$$d\sigma_z = \frac{3dp}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} - d\sigma_z' \quad (4)$$

$$d\sigma_z' = \frac{3dp}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R_1^5} \quad (5)$$

$$\sigma_z = \frac{3pz^3}{\pi} \left(\int \frac{dxdy}{R^5} - \int \frac{dxdy}{R_1^5} \right) \quad (6)$$

$$R = \sqrt{y^2 + z^2}; \quad R_1 = \sqrt{4h^2 + y^2 + z^2} \quad (7)$$

解得

$$\sigma_z = \frac{2pz^3}{\pi} \left(\frac{1}{y^4} - \frac{1}{(4h^2 + y^2)^2} \right) \quad (8)$$

1.3 矩形面积三角形荷载下的附加应力公式

矩形面积三角形荷载地基模型, 表示在地面下深度 z 的地基附加应力, 如图3所示。三角形分布荷载作用在矩形面积上, 其最大荷载强度为 p 。 b 边为荷载变化方向的矩形边长, l 边为荷载不变方向边长。

在矩形面积上取一微面积 dF , 则在微面积 dF 上作用的力为 $dp = \frac{p}{b} x dx dy$, 如图4所示。则此矩形面积三角形荷载在 M 点力 $d\sigma_z$ 为

$$d\sigma_z' = \frac{3dp}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R_1^5} - d\sigma_z' \quad (4)$$

$$d\sigma_z' = \frac{3dp}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R_1^5} \quad (5)$$

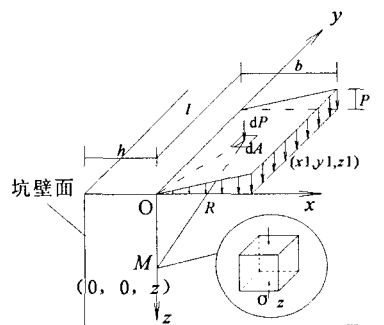


图3 矩形面积三角形荷载作用下的地基模型

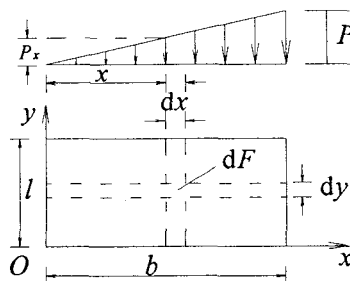


图4 矩形面积三角形荷载平面示意图

$$\sigma_z = \frac{3pz^3}{2b\pi} \left(\int \int \frac{xdxdy}{R^5} - \int \int_{b-2h}^{2h} \frac{xdxdy}{R_1^5} \right) \quad (9)$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}; \quad R_1 = \sqrt{(x+2h)^2 + y^2 + z^2} \quad (10)$$

解得

$$\begin{aligned} \sigma_z = & \frac{pz^3}{b\pi} \left\{ \left[\frac{l}{z^2 \sqrt{l^2 + z^2}} - \frac{l}{(b^2 + z^2) \sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \right] \right. \\ & + \frac{h}{z^3} \left[\frac{lbz(l^2 + b^2 + 2z^2)}{(l^2 + z^2)(b^2 + z^2) \sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \right. \\ & \left. \left. - \arctan \frac{-lb}{z} \sqrt{\frac{1}{l^2 + b^2 + z^2}} \right] \right\} \quad (11) \end{aligned}$$

2 结论

本文结合实际工程中遇到的外荷载形式,给出了非半无限空间地基附加应力在多种荷载下的理论解,为实际工程应用提供便利。

参考文献:

- [1] 陈仲颐,周景星,王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2002: 160~167.
- [2] 陈希哲. 土力学地基基础(第4版)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004: 88~95.
- [3] 孙强, 马平, 王媛媛. 非半无限空间集中荷载下地基附加应力理论计算[C]. 第10届全国地基处理学术讨论会论文集. 南京: 东南大学出版社, 2008: 532~534.
- [4] 朱旦育, 于广云, 张径伟, 等. 非半无限空间均布荷载下地基附加应力的理论计算[J]. 地基处理, 2010, 12.

Abstract: There are very few practical applications of semi-infinite foundation. Almost all the current methods of calculating foundation superimposed stress actually consider the foundation as an elastic semi-infinite space. This paper provides the formula of superimposed stress of non semi-infinite foundation on distributed load by the image method, based on the J. Boussinesq formula of superimposed stress of semi-infinite foundation on concentrated load.

Key words: Non Semi-infinite foundation; Superimposed Stress; the Image Method; Theoretical Calculation

一题一议

关于采用载荷试验快速法之我见*

主持人: 龚晓南

何广讷

(大连理工大学建设工程学部、大连金波土木工程有限公司 大连 116023)

《建筑地基处理技术规范》规定处理后复合地基的验收应以复合地基载荷试验进行验收检测。可是某些检测单位为赶工期, 缩短检测时间, 不分被检测地基土的属性类别一律采用载荷试验快速法, 是不恰当的。

载荷试验快速法为缩短试验过程, 故在加载速率方面不以各级荷载下沉降达到相对稳定为标准, 而以每间隔一固定的时间, 一般为 2 小时即施加下一级荷载。并假设沉降与时间的对数成线性关系, 采用外推法估算每级荷载下沉降达到相对稳定标准所相应的时间和沉降量, 绘出相应与正常载荷试验下的 P—S 曲线进行评价。

载荷试验快速法不以各级荷载下沉降达到相对稳定即进行加载。这对土渗透性较小的粘性土来说, 是不能真实地反映土的正常性态。因为每隔 2 小时即加下一级荷载, 此时粘性土地基远未达到沉降相对稳定的状态, 尤其是粘土 ($K=10^{-6}\sim 10^{-8}\text{cm/s}$) 差距更大, 亦即土未很好的固结, 土中具有较大的超孔隙水压力, 土强度下降。随着其后不断地定时加载, 土中的超孔隙水压力亦逐渐升高, 土强度迅速下降, 其性态亦随之改变, 而提前产生破坏, 不能反映地基的真实承载力。以这种改变了土性态而提前破坏的曲线为基础, 外推常规载荷试验的 P—S 曲线, 并不代表实际地基的 P—S 曲线。故不论是检测粘性土地基的承载力或沉降特性均不应采用载荷试验快速法。实际上工程界很少采用载荷试验快速法, 不论是《岩土工程勘察规范》、《建筑地基基础设计规范》以及《建筑地基处理技术规范》等都未列入快速载荷试验方法。至于作为研究、比较那就另当别论了。

* 收稿日期: 2010 年 11 月

译文

马德里地铁隧道施工中的地基处理方法

Downloaded 28 Jun 2010 to 222.205.70.140 Redistribution subject to ASCE license or copyright

Pedro R. Sola,A.Sarah Monroe, Lucas Martin,Miguel Angel Blanco,Raúl San Juan

严佳佳译;曹洋周建校

【摘要】本文简要介绍了过去8年内马德里地铁扩建工程中用到的各种不同的地基处理方法及其工程应用实例。并阐述了在建筑物、道路或管线下使用隧道掘进机或手工开挖进行隧道施工时,这些注浆技术手段能克服的不利地基条件和环境,确保整个开挖过程的安全。

1 引言

对乘客来说地铁系统的服务质量可以由地铁系统基础设施的易达性以及地铁系统连接的区域来进行评价。因此,为了便于乘坐地铁,地铁隧道在穿越人口稠密的城市化地区和车站时其埋深会较浅。这就意味着在市区进行地铁隧道施工时要受地基平面和竖向的共同约束。同时,随着对更高的承载力以及更快、更安全的设备的不断需求,隧道的开挖直径也在不断增大。

浅层隧道意味着要在软弱土、欠压实土等不良土体中进行开挖,从而会引起开挖面的不稳定和地表沉陷等工程问题。地铁站的进出口更是如此。连接城市外部区域的新建地铁线路,可能会遇到压实性很差的填土,这是影响地铁隧道施工的另一不利因素。

基于上述这些原因,从技术角度来说,隧道施工正在变得越来越复杂,对周围区域的影响也越来越大。为了充分应对开挖面不稳定、沉降控制和建筑物保护等过程中可能产生的问题,针对这些情况提出了一些地基处理的技术及其应用。

下文将介绍几种不同的注浆技术,以及这些技术在马德里地铁系统最近两次历时8年(1995-1999和1999-2003)的扩建中将建成的111km隧道的很多部分中应用的具体情况。这些数字表示对应于所有已经建设完成的路线,最后一次是在2003年如期完成开放建设,最新的扩建工程大约98%的隧道已经完成。随着这些直径9.38m隧道的建设,同时采用EBP机器和手工开挖即所谓的马德里法,将会在以前扩建的37个车站的基础上增加26个车站。

2 采用的地基处理方法

* 收稿日期:2011年02月

马德里新建地铁线施工过程中广泛使用了多种不同的地基处理方法来处理隧道施工中遇到的各种不稳定问题。在描述这些地基处理方法时本文按注浆技术的不同将其分为：喷浆法、固结和渗透注浆和补偿性注浆。

喷浆法常用于地基托换处理，在某些情况下也是用于防止地面沉陷的有效方法。使用传统的马德里法进行人工开挖，当遇到松砂和地下水时会使隧道断面的开挖变得非常艰难，此时固结和渗透注浆技术应用较多。补偿性注浆现在已经广泛应用于控制开挖位移引起的建筑物的移动。

3 喷浆法

3.1 喷浆法的设计

一般当隧道上覆土层主要由冲积土或细颗粒含量低的砂质土组成，并夹杂着一些厚度不大的由粘土和砂质粘土构成的前期固结第三纪土层的情况时，会采用这种处理方法。由于这些土质的变形性大，以及存在不稳定的风险，需要采用一些补救措施（地基处理）使开挖过程对周围设施（包括结构物、建筑、交通线路和设施）的影响最小化。

这些例子中使用的喷浆技术为第一类喷浆（只有一种浆液），设计和施工阶段的灌浆参数根据各场地的具体条件进行选取。设计阶段初始的参数根据经验数据确定，施工阶段再根据钻探得到的土体参数，灌浆时溢出的浆体体积和组成成分，以及监测到的位移，对灌浆参数作出相应的调整使之于实际情况相适应。

所采用的地基处理类型基本可以分为三大类：

I 入口处的加固处理，用浆喷桩网对地基进行加固。如图 1

II 墙型加固处理，在隧道和被保护对象之间灌浆形成水泥土墙。如图 2

III 倒 V 型加固处理，即在隧道上方两侧都采用墙型的加固处理形成倒“V”字型。如图 3。

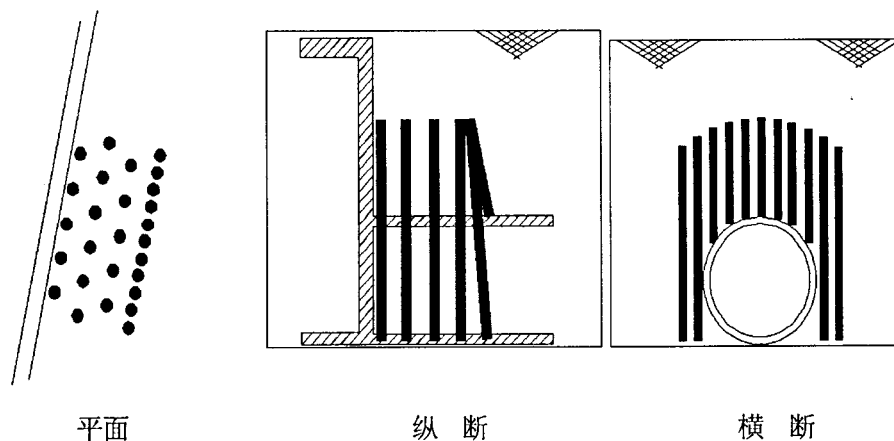


图 1 入口出的加固处理

3.1.1 墙型加固处理

这种处理方法是在被保护对象和要开挖的隧道之间插入由浆喷桩形成的不连续的水泥土墙。通过这种方法当隧道开挖引起的变形向被保护对象传播时其大部分将被比地基刚度大很多的水泥土墙吸收,从而消除被保护区的地面沉陷。同理,如果开挖中出现了不稳定现象,当其向地面传播,至少是向保护区传播时,被保护地区会暂时隆起,如果必要的话需采取工程允许的补救措施,如固结注浆或填充。

3.1.2 倒“V”字型处理方法

这种方法和上述方法类似,由两道分别位于隧道截面两侧的交叉水泥土墙组成,与上述的单道水泥土墙的基本区别在于其注浆区域较小,除了在两道墙的交叉处需要设一小段浆喷桩以保证其整体的工作性能外,不需要设置很接近地表面的浆喷桩。

这种处理方法的基本优点是可以处理整个沉降区域,所以使用该方法处理的隧道可以显著减少沿隧道长度方向的地表位移。此外,因为该方法对隧道上部有一个提前支撑作用,所以可以显著减小开挖引起的不稳定问题。在某些区域隧道开挖期间发现实际开挖的土方量远远超过理论计算值时(超挖),采用该方法进行处理后,超挖的土方量显著减小。

3.1.3 入口处的加固处理

这种方法是通过对隧道的上部土体进行注浆加固,该方法在很多隧道的入口处得到应用。在这些部位的土体可能由于沉井或车站的施工而处于欠压实状态,也没有三维“穹顶效应”的有利影响,这都增加了超挖(土方开挖量超过理论计算值)以及产生更大地表变形的可能性,甚至由于不稳定而导致坍塌。隧道在通过这些地方时通常埋深越浅,也就意味着隧道的上覆土层通常是由越低强度的土体组成。

3.2 工程实例

表1所列的是上文所述的不同喷浆处理方法在马德里地铁扩建(1999-2003阶段)时由GEOCISA公司所进行的工程实例,

3.2.1 马德里地铁支线X部分(Leganés)。采用浆喷墙对6+920区间附近建筑的保护

马德里地铁支线X部分6+920区间附近有一栋5层的建筑很靠近隧道并于隧道平行,而此处的隧道埋深又相对较浅。隧道上部为冲积土层,所以有产生较大沉降和开挖面不稳定(坍塌)的风险。为了减小这些风险采用了浆喷墙进行处理。

钻探过程中,证实了在10m到12m深度处存在密实性较差的冲积土。此外,还发现了一个包含空隙的软弱区,需要采取的一些特殊处理措施,先对空隙进行灌填,然后用浆喷桩对该软弱区进行加固。

表1 马德里地铁工程中进行的喷浆处理

日期	作业		处理方法	处理深度(m)	灌浆压力(巴)	水泥用量(kg/m)	钻探长度(m)	处理长度(m)
2000.9	支线X段	1号站的进出口	加固	18	100-400	250-300	500	300
2000.12	10号线第	穿越 RENFE 在	墙型	140	400-500	150-	2800	2200

	2段	郊区的C-5号线				350		
2001.1	支线X段	2号站的进出口	加固	19	250-300	200-250	1500	450
2001.8	支线X段	穿越RENFE在郊区的C-5号线	墙型	70	200-250	200-250	850	550
2001.8	支线X段	升降井的入口	加固	6	300-350	200-250	610	530
2001.2	支线X段	3+660到3+815段内建筑物的保护	倒V型	155	300-400	250-300	2600	1950
2001.5	10号线第2段	穿越M-40号高速路的入口	墙型	45	250-400	200-300	5500	2200
2001.6	10号线第2段	穿越 $\varnothing 1600$ CYII管道	倒V型	24	100-400	100-250	2450	1610
2001.6	支线X段	5号站的进出口	加固	18	350-400	250-300	1900	1425
2001.7	10号线第2段	穿越M-406号公路	倒V型	30	200-300	150-250	4200	3000
2001.7	支线X段	6+920区间处建筑的保护	墙型	35	200-250	200-250	550	390
2001.7	支线X段	穿越6+965区间的大桥	倒V型	28	200-250	200-250	275	200
2001.9	10号线第2段	穿越Mimbrenas住宅楼	墙型	110	200-300	200-250	2800	2350
2001.9	10号线第2段	2号望远镜的出口	加固	8	300-400	200-250	470	220
2001.10	10号线第2段	穿越高压铁塔	墙型	20	300-400	250-300	350	300

初始注浆参数为：注浆压力为200巴（1巴=0.1MPa），浆喷桩的水泥用量为每米200kg。进行加固处理时发现水泥土弃物的量相对较高，而与土的混合程度较低，所以在同一点处将注浆压力增加到了250巴。

从进行地基处理开始阶段就对建筑物的位移进行了控制。在进行地基处理时记录到的位移不是很明显（小于2mm），隧道施工完成之后记录到的最大沉降小于2mm左右，相比之下附近未进行处理区域的沉降值达10-12mm。

3.2.2 10号线第2段（Alcorcón）。穿越M-40号高速路入口处的倒“V”字型注浆处理
10号线第2段1+980车站附近穿过M-40号高速路的入口，该入口是马德里郊区的交通要塞。

该处隧道上覆土层厚度为17m左右，由细颗粒含量在10%-15%的粘质粉砂组成。第一条隧道开挖时在离穿越位置100m左右的地方出现了开挖面的稳定性问题和大量的超挖现象，所以决定在离穿越位置80m处开始采用倒“V”字型喷浆处理。

M-40号高速路入口下部地基处理在设计时的制约条件是不能占用上部的道路。在这种条件下，注浆孔从隔离墩开始。桩的钻入深度在25m到55m之间，倾角在43°到65°之间。因为深度和倾角都较大，所以需要在钻孔浆液中加入膨润土从而能将钻下的碎屑带出。初始注浆参数为：注浆压力250巴，水泥用量200kg/m。在施工时参考钻探和水泥土弃物等参数，

实际注浆压力在 200 巴到 350 巴之间，水泥用量在 150 kg/m 到 300 kg/m 之间。

和之前的例子类似，在地基处理开始时就对位移进行控制。在两个隧道开挖时，都没有出现开挖面不稳定问题，记录到的位移在 5mm 到 12mm 之间，这些值完全在可容许的范围内。

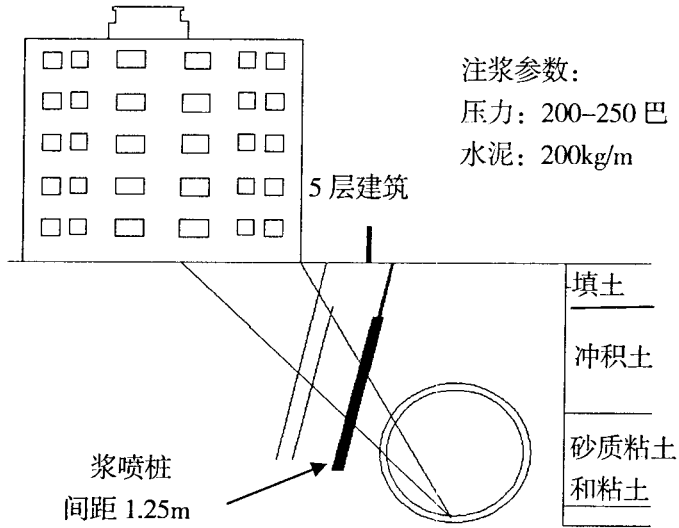


图 2 马德里地铁支线 X 部分 6+920 区段：墙型处理

4 固结和渗透注浆

4.1 使用袖套管的注浆设计

在马德里地铁扩建工程中，主要在以下 3 种情况中使用袖套管进行注浆：

I. 对需要开挖的地基进行固结和渗透注浆；

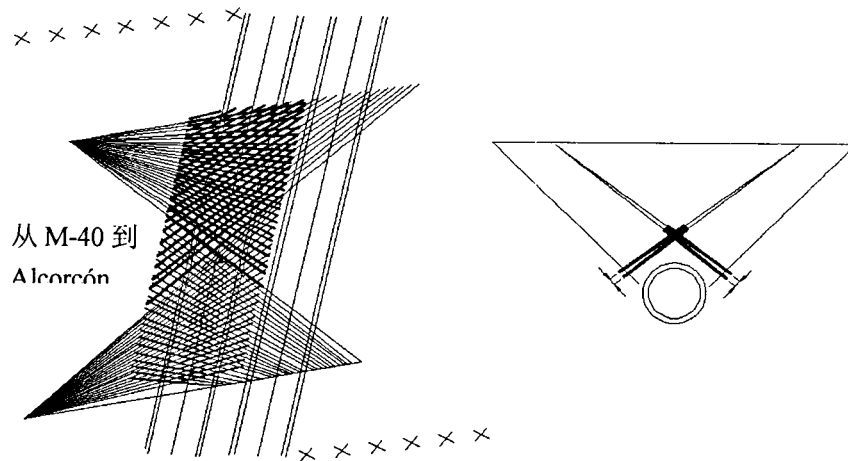


图 3. 10 号线第 2 段。M-40 号高速路入口下倒“V”字型喷浆处理

II.对隧道开挖影响范围内的结构进行加固和固结注浆；

III.隧道入口处地基加固和固结注浆；

4.1.1 对需要开挖的地基进行固结和渗透注浆

这种注浆方法在第一处理阶段需要用掺入膨润土的水泥浆填充可能存在的空隙来加固地基。第二处理阶段需要注入一种由水、硅酸钠和固化剂 (hardener whin) 组成的化学浆液来填充未被水泥浆填充的更细小的空隙, 同时将空隙内的水排出。这一处理方法用于在开挖时存在地下水影响的区域。

4.1.2. 对隧道开挖影响范围内的结构进行加固和固结注浆

在隧道开挖影响范围内存在建筑物时, 需要在结构物和隧道之间进行处理使开挖引起的结构物位移降到最低。该方法主要用于保护位于需要开挖隧道上部已有的管道。

4.1.3 隧道入口处地基加固和固结注浆

这种情况下, 使用注浆法对入口处上部的土体进行加固。该处理方法从地表面开始, 通过垂直的注浆孔或略微倾斜的注浆孔 (以避免对邻近设施的干扰) 进行注浆, 处理范围可以达到隧道顶部 2m 以上。

4.2 工程实例

表 2 列出了在马德里地铁扩建期间 (1999 年到 2002 年) GEOCISA 公司所完成的一些工程实例。

表 2 马德里地铁工程中采用固结注浆和渗透注浆的工程实例

日期	区域		处理方法	处理区 (m ²)	注浆孔 间距 (m)	钻孔 长度 (m)	处理 长度 (m)
2001.1	支线 X 段	2 号站洞口	固结	240	1.5	1600	530
2001.1	支线 X 段	4 号站入口	加固	513	2.6	351	325
2001.1	支线 X 段	4 号站管道加固	固结	176	1.5	250	96
2001.3-6	通往支线的 10 号线	主隧道与沉 井间的入口	沉井 渗透	402	1.35- 2.0	4532	2800
2001.4-6	8 号线	10 号线与卡斯特 拉纳大街交叉处	固结	2244	2.0	4600	2700
2001.4-6	8 号线	Raimundo Fdez Villaverde 大街	固结	565	2.0	1650	360
2001.4-9	8 号线	M-30 号公路下管 道加固	固结	425	1.0-1.5	575	230
2001.9	10 号线	P.K.27+122	固结和 渗透	182	1.0-2.0	944	370
2002.1	10 号线	P.K.27+200	沉井 渗透	607	2.0	840	758
2002.2-3	10 号线	P.K.27+376	隧道 渗透	150	1.0	721	331
2002.3	10 号线	P.K.27+220	隧道 渗透	480	2.0	460	420

2002.3-4	10号线	P.K.27+364	隧道渗透	540	1.0	1250	1170
2002.4	10号线	P.K.27+253	隧道渗透	460	1.5	545	489

4.2.1 奥委会大楼附近的固结注浆：马德里地铁8号线

作为马德里地铁8号线扩建工程的一部分,两条连接 Raimundo Fdez Villaverde 和 Recintos Feriales 的平行隧道中的一条(北侧隧道)于1997年11月竣工。

随着采用 EPB 开挖的 9.38m 北侧隧道通过奥委会大楼附近区域(0+300 站到 0+360 站)时,该区域记录到的沉降值达 275mm,也即 12m 宽的沉降槽的体积减小了 3.9%。

这一地区地基土的构成为:厚度为 6m 到 8.5m 左右的第四纪沉积土以及冲积土(NSPT<20);地面以下 8m 到 18m 为中到粗的砂土(NSPT<60)。其中还存在一些未风化土层,使得地基土层在水平方向有些变化。靠近奥委会大楼附近的地基中风化土层更厚。

南侧隧道顶部土体加固决定采用的最佳方案是通过袖套管进行水泥浆的劈裂灌注,该工程在 1998 年 1 月到 2 月间完成。钻取了 28 个间距为 2m 的截面,注浆孔分布在南北两个隧道之间。图 4 为一典型横断面。

在进行水泥浆劈裂灌注时,在 4 个阶段的灌浆压力不设上限(在系统的最大安全压力以内)把由注浆方案确定的水泥浆体积注入土体中,平均的注浆体积和表观处理体积的比值在 12%到 13%之间(图 5),该值在通过施工过程预测得到的结果范围内。一般来说,观测到的注浆压力是一直增长的,因为从地基处理开始到完成注入的浆体体积是不断积累的。

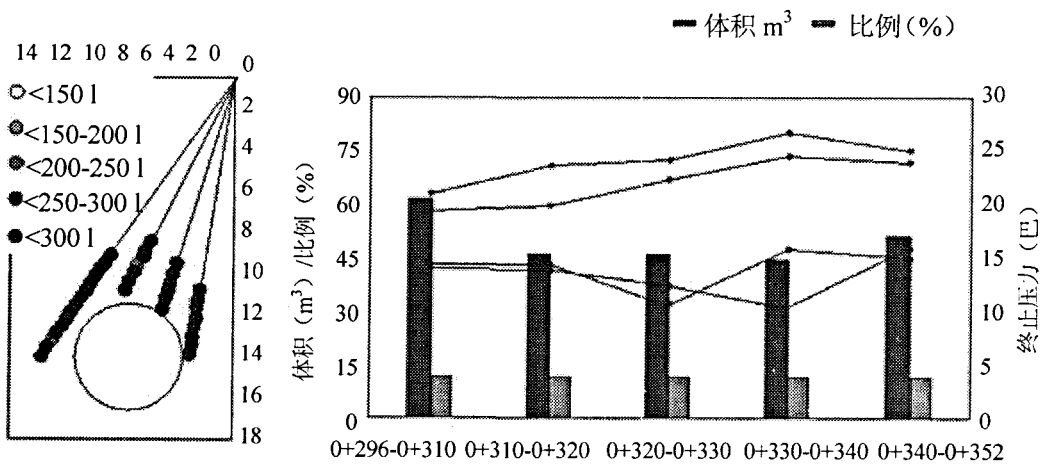


图 4. 典型横断面

图 5. 注浆体积和压力的区域分布

在地基处理的同时,也进行了相应的监测以跟踪由于地基处理施工和南侧隧道开挖可能引起的位移。

随着注浆施工的进行,水准测量点基本都有一定量的隆起,处理区域中间位置的隆起值最大(25mm左右),边缘处的隆起值在 2mm 到 10mm 之间。累积的水平位移为 8mm 左右,

方向与地基处理区域相反，且基本与南侧隧道轴线垂直。

随着南侧隧道的施工，由水准测量得到的一估算宽度为 34mm（译者注：原文单位可能有误）的沉降槽的最大沉降增量为 10mm，该值比北侧隧道掘进施工时在相同控制截面上记录到的体积损失值小 7 倍以上。

施工结束时，奥委会大楼以及靠近该楼的测量点都没有观测到明显的位移。

4.2.2 渗透注浆：27+365 到 27+380 站：马德里地铁 10 号线

该工程在用马德里法（人工开挖法，和比利时法很类似）进行开挖时，发现开挖面有地下水涌入以及伴随着局部砂性土的塌落，为了提高开挖的安全性以及减少不稳定的问题，需要对地基进行处理。

为了进行地基处理，从隧道内部做了一伞形支撑，顶部的厚度为 1.6m，用 3m 的横向合拢段进行加固。注浆分为两阶段进行，将伞形支撑分为两半分别进行注浆。

伞形支撑设计长度为 15m，注浆孔最大间距为 1m，沿注浆管每隔 0.5m 有一套管。每一注浆截面的最大注浆体积为 150 升/套管。

注浆工作在 2002 年 2 月到 3 月间完成。在注浆之前先在隧道的主要进水通道内注入水反应树脂。虽然在钻探时发现存在松软土质的 14 个注浆孔中都注入了掺有膨润土的水泥浆，但注浆主要还是用硅酸盐完成的。每一套管的平均注入体积和每一阶段的平均压力如表 3 所示：

表 3 注浆参数摘要

阶段	注浆阶段的平均序号	注浆体积/套管（升）	最终压力（巴）
阶段一	1.3	56.1	16.0
阶段二（合拢段）	1.3	160.8	22.2
阶段二（伞形）	1.5	197.4	17.2

从表 3 中可以看到，第一阶段的平均注浆体积比第二阶段小很多。为了让浆液能到达砂质透镜体，注浆压力上限增加到了 30 巴。每一阶段总的注浆体积在 36.1 到 85.3 升之间，注浆体积与理论处理体积比值在 12% 到 41% 之间。第二阶段实际的注浆体积比最初预计的要大。此外，有 70% 的套管最终压力超过了 15 巴。

当地基处理完成时，随着开挖面的进展可以发现上部的砂土随着被注入的硅酸盐产生了渗透，在砂土层下面是粘性更大的土层，在靠近地表面处形成了硅酸盐层。通过这种方法，沿着 15m 的伞形注浆在隧道开挖过程中可以控制地下水的涌入。

5 补偿注浆

5.1 概述

在最早和最近一次的马德里地铁扩建过程中补偿注浆被广泛地作为一种保护建筑物防止沉降的有效方法。广义上讲，该方法是在相对整个隧道开挖过程的特定时间和位置内，在产生沉降的部位（隧道）和要被保护的物体（建筑物的基础、基础设施等）之间注入精确计算和准确控制的一定量的浆液，将地基表面的沉降减到最小。

该处理方法需要通过考虑该地区之前的工程经验，假设一个土体损失比值，然后预计该

区域的沉降来进行设计,最后确定注浆的体积和顺序。设计要点是土体损失比值的假定,这要基于现场的观测数据和先前的补偿注浆工程实例,隧道开挖引起的沉降近似符合高斯分布,而地基中注浆产生的隆起与该沉降镜像对称。预测由隧道开挖引起的土体损失和地基中的注浆体积与产生隆起的有效注浆体积之间关系的难度较大。与这些注浆体积值有关的系数称为效率因子。需要指出的是这实际上是一种三维效应。

设计过程和注浆处理过程中的一个重要部分是对地表、地下以及建筑物位移的监测结果不断作出调整。

所举的工程实例中用到的注浆过程分为三个阶段:在施工前进行地基处理(前处理阶段)、与施工同步进行处理(同步处理阶段)、通过监测后在需要的部位进行处理(观测处理阶段),这一处理步骤现在已经成为这种地基处理方法的标准。前处理阶段是对地基的一个准备过程,同步处理阶段是对地基问题的一种及时响应;观测处理阶段主要在开挖已经结束但地表的残余沉降值仍然不能接受时用于使地基产生隆起以减小地面沉降。

5.2 工程实例

表4列出了在过去6年里包括以上列举的扩建工程及到今年5月为止最新的一些工程。下文将对这些工程实例中的一些特征进行详细介绍。

5.2.1 Tribunal 车站(10号线)

已有10号线的Tribunal车站作为最近一次地铁扩建工程的一部分,该工程需要在已有地铁隧道周围采用所谓的德国法开挖一个21m长24m宽的车站基坑。开挖的3个隧道导洞分别位于隧道顶部和两侧,随后隧道的顶部和两侧分阶段进行开挖和浇筑。旧车站随后即被拆除,对剩下的地基土进行了开挖,最后是逆向开挖和浇筑。该工程在2000年6月到10月间完成。

表4 马德里地铁中用到的补偿性注浆

位置	日期	注浆孔			隧道			注浆
		方向	面积 (m ²)	最大 长度 (m)	直径 (m)	施工 方法	体积 损失 (%)	步骤 阶段
8号线和10号线的连接处	11/96-05/97	与竖井水平的方向	2880	55.1	10.5	马德里法	0.5	同步
7号线第四段 Ram 6 n G 6 mez de la Serna 大街	60/97-09/97	与表面倾斜	322	30	9.38	EPB	0.25	同步
7号线第四段 Santiago de Compostela 大街	06/98-09/98	与竖井水平的方向	1050	50	9.38	EPB	0.5	同步
7号线第三段 Guzm 6 n el Bueno 站	01/98-04/98	与美术馆近水平的方向	2632	60.8	9.38	EPB	-	观测
4号线第二段 Santa Susana 街	01/98-10/98	与竖井水平的方向	504	40	9.38	EPB	0.25	同步
1号线延伸至 Vallecas 段	04/98-10/98	近似垂直	700	22	10.5	马德里法	-	观测

10号线 Tribunal站	03/00- 11/00	近似与竖 井水 平的方向	2571	52.5	10.5	马德 里法	-	观测
10号线至支线 1A段 Sanchidrián街	09/00- 01/01		875	29	9.38	EPB	0.08	同步
8号线 Mar de Crista 到 Nuevos Ministerios 段	01/01- 05-01	水平、近似 与竖井水 平、与表面 倾斜的方 向	4187	63.5	9.38	EPB	0.2-0. 6	同步
支线到 M ó stoles 第二、三段	06/01- 12/01	水平、近似 与竖井水 平方向	4757	52	9.38	EPB	0.1-0. 4	同步

补偿注浆的注浆孔设在竖井内,并且与水平面成 10° 的倾角。该工程中进行了前期注浆处理,注浆量为84,525升,取注浆密度为25到 62.5l/m^2 。该阶段的地表最大隆起值在1.05到1.89mm之间。该阶段之后,决定采用慢速开挖推进的施工方法,使用观测注浆法。当变形超过2.5mm沉降上限,开始注浆。然而从前处理阶段结束到新车站施工完成时实测的最大沉降值在0.86到1.33mm之间,所以不需要采取另外的处理措施。在该例子中该方法可以称为应急措施而非缓和措施。但是,如果有更大的沉降发生时(超过2.5mm),则需要立即就地采取所有必要的处理措施以避免对建筑的损坏。

5.2.2 马德里地铁南支线,莫斯托莱斯(M ó stoles)的第二和第三段

马德里西南部地铁支线是马德里地铁最近扩建工程的一部分,其目的是将马德里外围区域并入到中心城区内,同时也为这些郊区提供一条便捷的交通路线。地铁穿过莫斯托莱斯(M ó stoles)郊区的一个镇中心,地铁隧道经过的5个区域被认为需要采取特殊处理方法以保护穿越区域上部的建筑。包括住宅区、学校、幼儿园和一家大型康复中心在内的建筑将受到隧道开挖的影响。表5总结了这些建筑和注浆孔在该区域内的详细规划,以及所设置的用于补偿注浆处理的袖套管接口的总长度。

表5 地铁南支线补偿性注浆区域的总结

名称	地铁区间	面积(m^2)	长度(m)
幼儿园	3+060-3+082	263	450
康复中心	2+780-2+952	2170	4170.5
阿罗约莫里诺思大街	2+494-2+534	548	308
戈雅大街	1+250-1+288	858	506
阿隆索·卡诺学校	0+447-0+489	918	644
	总计	4757	3378.5

该区域的地质组成条件是:地表为欠压实填土薄层,下面主要是连续的硬质砂性粘土层,同时夹杂着一些粘性砂土层。

在2001年6月到12月期间进行了钻探、前期注浆处理、同步注浆处理以及观测注浆处理等工作,总的注浆体积为 278.5m^3 ,下面介绍的工程实例是在第三个区域内阿罗约莫里诺思大街下进行的工程。

15个注浆孔与一个5m直径的圆形竖井呈水平布置,最大的注浆孔间距和注浆孔末端间

距为 3m。补偿注浆的标高距离建筑物基础底面和混凝土浇筑的隧道顶部都为 4m。在整个注浆过程中通过 12 个设置在建筑物外部和 2 个设置在建筑物内部的精确水准测量点对建筑物进行监测。

在前期处理阶段，注浆量为 25,248 升，平均注浆密度为 461m^2 。同步处理阶段和观测处理阶段的注浆量分别为 4,620 升和 1,630 升。

观测数据显示前期处理阶段结束时平均的隆起值为 2.8mm。

同步处理是隧道在被保护的建筑物下开挖了 65m 时才开始的。观测到的沉降值在 2.5mm 到 3.2mm 时进行了第一次注浆。当时隧道还没完全穿过建筑物，而产生的沉降值已经超过了预计值，所以注浆体积比设计值增加了一倍。离新建隧道中心线 21m 处的最大沉降值为 1.8mm，隧道顶部的最大沉降值为 6.3mm。这些值都是在采取了一些注浆措施后测得的，如果没有采取这些保护性的注浆措施沉降现象将会更严重。

在隧道机械经过时一些控制点的沉降值仍然超过了允许值，需要采取额外的注浆。在某几个控制点处注入了 50 到 80 升的浆液，产生了 1.2mm 到 1.5mm 的隆起，使得 15 个控制点的沉降值在 1mm 到 3.3mm 之间，平均值为 2mm。

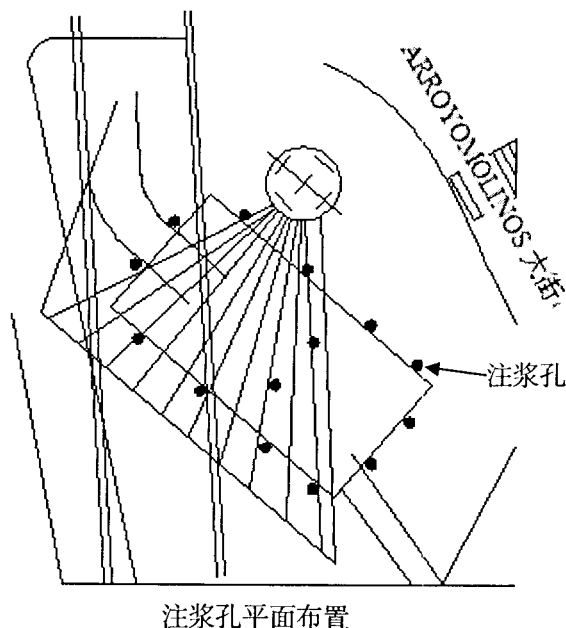


图 6 补偿性注浆孔的平面布置图

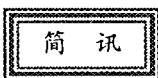
6 总结

因为安全性是所有建设工程中的主要目标之一，所以在地质条件复杂或需要特殊考虑附近的建筑物、道路和基础设施等区域内施工时，提出一些附加的措施来提高工程的安全性是可以接受的。可以看到各种注浆方法能在这些情况中得到广泛应用，在马德里市中心和郊外

地下交通系统的建设工程中遇到的一些具体问题中已经得到了成功的应用。

参考文献

- Warner, J. Compaction grouting. The first thirty years, *ASCE Specialty Conference on Grouting in Geotechnical Engineering*. New Orleans. February, 1982, pp. 694-707.
- Stilley, A.N., Compaction grouting for foundation stabilisation. *ASCE Specialty Conference on Grouting in Geotechnical Engineering*. New Orleans, February, 1982, pp.923-937.
- López Ruiz, A., Nuevas inyecciones químicas estructurales de base silicato en la Ingeniería Geotécnica. *Revista Informes de la Construcción del I.E.T.de la C y del C.*#341, June 1982, Spain.
- Baker, W.H., Cording, E.J. and Mac Pherson, N.H. 1983. *Compaction grouting to control movement during tunnelling Underground Space Vol. 7*, Pergamon Press Ltd.
- Chen, X.L., Liu, Y.H., Cao, W.H. and He, Z.F. 1998. Protection for the former observatory during construction of the Yan An Dong Lu tunnel. *Proc. World Tunnel Congress*. Sao Paulo, ed. Balkema, Vol. 2, 1083 — 1088.
- Moreira, J. and Flor, A. 1998. The Lisbon Metro-Strengthening of building standing above the tunnels in the city centre. *Proc. World Tunnel Congress*. Sao Paulo, ed. Balkema, Vol. 2, 1065-1070.
- Sola, P.R., Monroe, A.S. and López Ruiz, A. 2000. Compensation grouting in the London, Lisbon and Madrid Subways. *GEO-DENVER 2000*. ASCE. August 5-8. Colorado USA.
- González, C., Deformations around a tunnel in soft ground. PhD Thesis, Cantabria University, Spain, 2002.



《建筑基坑工程监测技术规范实施手册》

刘俊岩主编，征订号：18951，定价：58元，2010年6月出版

本手册是为了帮助建筑施工企业更好地按照住房和城乡建设部颁布的《建筑基坑工程检测技术规范》GB50497-2009的要求。做好基坑检测工作而编写的。本手册内容主要包括：规范编制概况、规范编制前的调研工作、规范内容详解、基坑工程测量基本知识及相关法律法规和政策。

本手册可供建筑企业工程技术人员、管理人员学习参考，也可作土建类专业学生的教学参考书。