

目 次

论 文

变截面劲性旋喷搅拌桩的开发与实现..... 杨俊杰, 孙涛, 刘胜梅 (3)

正交试验分析下的坑中坑对基坑支护结构的影响.....钱天平 (15)

宁波轨道交通盾构法隧道施工引起地表沉降的预测分析.....甘涛, 王文军, 龚晓南 (30)

北京地铁四号线马家堡站新技术应用.....马海燕, 芦海清(46)

关于地基承载力问题与稳定问题.....何广讷, 曲作源, 刘莹莹 (52)

CFG 桩施工中的常见事故与预防处理措施.....韦兴标, 欧阳博文, 邓勇(57)

译 文

土壤修复的混合土技术: 近期创新介绍.....刘正义, 杨彦豪 译; 李一雯 校(61)

# 变截面劲性旋喷搅拌桩的开发与实现

杨俊杰<sup>1</sup>, 孙涛<sup>2</sup>, 刘胜梅<sup>2</sup>

(1.中国海洋大学环境科学与工程学院, 青岛 266100; 2. 青岛市勘察测绘研究院, 青岛 266032)

**摘要:** 开发了变截面劲性旋喷搅拌桩。施工设备采用模块化设计思想, 实现了一机多用, 既可实现等截面劲性水泥土桩, 也可实现各种变截面劲性水泥土桩。旋喷技术的采用使变截面更容易实现, 而且施工机具和施工工艺相对简单; 旋喷和搅拌的结合以及水泥土桩和刚性桩的结合, 可以发挥两种工艺和两种材料的优势, 克服各自的缺点, 能够以相对经济的方式获得更大的桩径, 能够大大提高钻进能力, 具有更广泛的地层适应性; 采用了振动力强制插入劲性芯材, 对于小型、轻质芯材的插入也可顺利完成。实践证明, 变截面劲性旋喷搅拌桩在承受抗压、抗拔、抗弯荷载的工程中具有广阔的应用前景。

**关键词:** 变截面; 劲性旋喷搅拌桩; 施工设备; 施工工艺

## 1 引 言

水泥土桩工法作为一种经济、快速的地基处理方法在软土地基处理工程中被广泛采用。由于桩身是水泥与原位土的固结体, 故一般情况下其强度不高, 而且桩身强度随地层土质的变化而相应变化。因此, 水泥土桩竖向承载时的临界桩长<sup>[1-2]</sup>较小, 超过临界桩长后其较高的桩侧摩阻力得不到充分发挥。

在水泥土桩中插入混凝土构件或型钢等芯材后形成的复合桩克服了水泥土桩的上述缺点, 是一种更为经济合理的桩型。考虑芯材的多样性, 本文称这类桩为“劲性水泥土桩”。该桩型从日本的 SMW (Soil-Mixing Wall) 工法演变而来, 随后, 得到了国内外学者的广泛关注。目前, 已经从主要承受水平荷载的基坑支护工程发展到以承受竖向抗压或抗拔荷载为主的基础工程<sup>[1-8]</sup>。插入芯材后的水泥土桩桩身强度得到大幅度的提高, 但在地基土较为软弱, 对单桩竖向承载力要求较高的情况下, 桩侧摩阻往往成为提高单桩竖向承载力的制约因素。作为抗拔桩使用时, 问题尤为突出。

变截面桩或变径桩则是根据需要在桩身的不同位置扩大横断面, 形成桩身截面在桩长方向变化的特型桩。采用该桩型可通过较短的桩长获得较大的桩侧和桩端阻力, 从而获取更大的承载力<sup>[9-12]</sup>。在解决地下结构物抗浮问题时, 变截面桩具有明显优势。

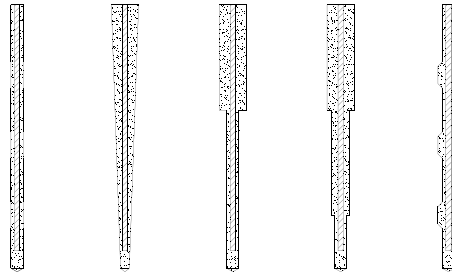
将变截面技术应用到劲性水泥土桩中形成的变截面劲性旋喷搅拌桩兼有变截面桩和劲性水泥土桩的优势, 在承受抗压、抗拔和抗弯荷载的工程中具有广阔的应用前景<sup>[13-19]</sup>。

目前, 变截面劲性旋喷搅拌桩施工设备在青岛市勘察测绘研究院研制成功, 这使得变截面劲性水泥土桩在实际工程中的应用成为可能。该施工设备采用模块化设计思想, 可以

收稿日期: 2012 年 2 月

第一作者简介: 杨俊杰, 男, 1962 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程的教学与科研工作。

一机多用,根据地层情况和承载需要实现等截面桩、串珠形(糖葫芦形)桩、锥形桩、钉形(T形)桩、多级扩径桩等桩型(图1)。



等截面桩 锥形 钉形 多级扩径形 串珠形  
图1 变截面劲性旋喷搅拌桩工法能够实现的桩型

本文重点介绍变截面劲性旋喷搅拌桩工法的施工设备、施工工艺、特点以及现场抗拔试验。所谓工法就是经过工程实践检验的技术先进的施工方法,其核心内容是施工设备和施工工艺,包括工法特点、适用范围、质量控制、安全措施、环保措施、效益分析和应用实例等<sup>[20]</sup>。

## 2 变截面劲性旋喷搅拌桩工法

### 2.1 施工设备

设备主要由水泥土桩施工模块和劲性芯材插入施工模块两部分组成。其中水泥土桩施工模块主要包括调速电机、方形旋喷钻杆和旋喷搅拌钻头,劲性芯材插入施工模块主要包括卷扬机和振动锤。图2,3是变截面劲性旋喷搅拌桩施工设备示意图和实物照片。

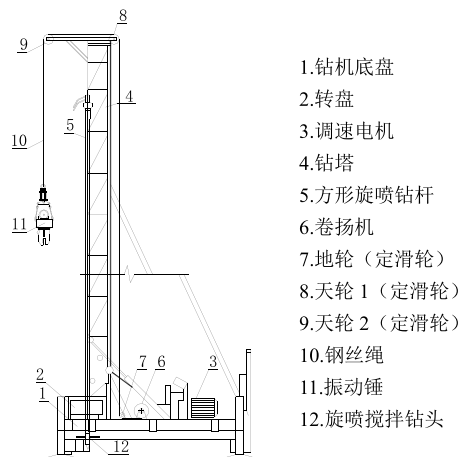


图2 变截面劲性旋喷搅拌桩施工设备示意图



图 3 变截面劲性旋喷搅拌桩施工设备实物照片

图 4 是水泥土桩施工模块中旋喷搅拌钻头的示意图。目前开发出两种旋喷搅拌钻头, 图 4 (a) 为钻杆喷射旋喷搅拌钻头, 图 4 (b) 为钻杆喷射结合叶片喷射旋喷搅拌钻头, 可根据需要灵活选用。

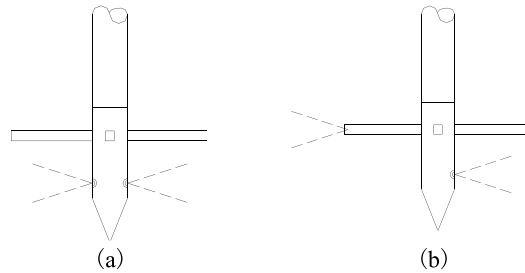


图 4 旋喷搅拌钻头示意图

关于变截面的实现方法, 目前一般采用机械式扩孔钻头扩孔 (钻扩或挤扩)、人工扩孔、爆破扩孔以及预制变截面桩打入或压入等方式。本设备采用旋喷和搅拌相结合的方法施工水泥土桩, 即主要利用深层搅拌技术 (也可辅以高压喷射技术) 形成主桩, 利用高压喷射方式实现变截面部分。变截面的实现方法有两种: 一种是相同喷射压力与提升速度时因地层的变化天然形成变截面; 另一种是通过调节提升速度或喷射压力人为控制形成变截面。

关于劲性芯材的插入方法, 国内一般借用 SMW 工法的施工方法, 即利用芯材的自重下沉来实现。但是, 对于小型、轻质芯材的插入较为困难, 往往无法满足设计要求。本设备采用了振动加筋的思路, 在普通国产单轴深层搅拌桩机的基础上加装了振动锤, 利用振动力强制插入芯材。对于小型、轻质芯材的插入也可顺利完成。

## 2.2 施工工艺

劲性水泥土桩的施工可借用 SMW 工法的施工工艺<sup>[3]</sup>。近年来我国岩土工程师开发出了多种具有鲜明中国特色的施工工艺。其中,刘金砺采用先施工搅拌桩再在搅拌桩上施工长螺旋钻孔灌注桩的施工工艺<sup>[21]</sup>;何世鸣等人则采用先在地面将水泥土搅拌后再灌入地下的施工工艺,解决了水泥土桩桩身强度不均匀的问题<sup>[22]</sup>;山东大学提出在施工过程中,水泥土搅拌桩和混凝土桩芯同时生成,即劲性材料内芯在水泥土施工的同时现场浇制一次性形成水泥土复合桩的施工工艺<sup>[23]</sup>。

该工法仍然采用先施工水泥土桩再及时插入劲性芯材的施工工艺,其施工工艺流程见图5。

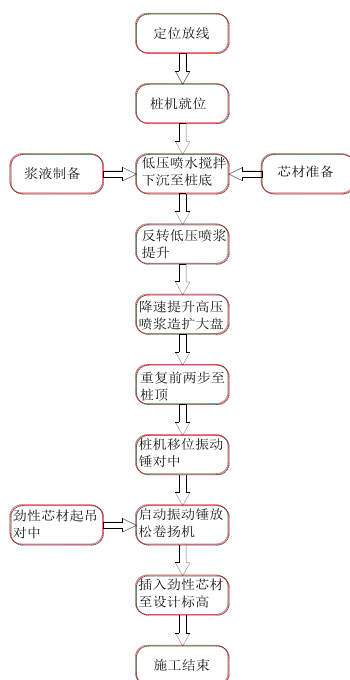


图5 变截面劲性旋喷搅拌桩工法施工工艺流程图

首先使变截面劲性旋喷搅拌桩施工设备就位,然后低压搅拌下沉至设计深度,反转低压喷浆提升,至设计扩大盘位置后降低提升速度并采用高压喷浆方式进行扩大盘施工,重复上两步直至提升至设计桩顶。随后,桩机移位使振动锤中心对准桩中心。此时,水泥土桩中心为极软的水泥浆区,在水泥初凝前,极软的水泥土桩中心区为劲性材料的插入创造了条件。将劲性芯材吊起,戴上振动锤桩帽并调整好垂直度。然后,启动振动锤,同时放松卷扬机钢丝绳,边振动边缓慢沉入劲性芯材,直至达到设计标高为止。

### 2.3 工艺试验

为测试变截面劲性旋喷搅拌桩施工设备的性能及其工艺的可行性,实施了现场工艺试验。工艺试验包括旋喷搅拌桩工艺试验和劲性芯材插入工艺试验。

#### 2.3.1 旋喷搅拌桩工艺试验

试验场地选在青岛某大厦基坑工程施工现场。试验深度内地层为粉质粘土,其主要物

理性质如表 1 所示。

表 1 粉质粘土主要物理力学指标

含水率 / %	天然重度 / kN/m <sup>3</sup>	孔隙比	塑性指数	液性指数	内摩擦角 / °	黏聚力 / kPa
24.5	19.7	0.686	14.9	0.695	13.97	25.5

通过采用图 4 (a) 的钻杆喷射旋喷搅拌钻头, 和图 4 (b) 的钻杆喷射结合叶片喷射旋喷搅拌钻头的现场工艺试验, 检验并对比两种不同工艺的施工可行性及成桩效果。

两种工艺试验均采用相同的技术参数, 即采用单管法旋喷工艺, 方型高喷钻杆  $\square$  114mm; 设计搅拌钻头直径 500mm, 喷射压力 30MPa, 提升速度 20cm/min; 试桩长度为 5000mm; 采用普通硅酸盐水泥, 水灰比 1: 1, 水泥用量 200kg/m; 钻进时喷射清水全速钻进, 钻进困难时加大喷射压力, 提升时喷射水泥浆。

两种工艺试验均进展顺利, 试桩完成 15 天后进行了现场开挖 (图 6)。

如图 6(a) 所示, 采用图 4(a) 的钻杆喷射旋喷搅拌钻头, 其成桩的平均桩径为 700mm, 比设计搅拌钻头直径增加 200mm。

采用图 4 (b) 的钻杆喷射结合叶片喷射旋喷搅拌钻头的成桩实测平均桩径 950mm, 比设计搅拌钻头直径增加 450mm (图 6 (b))。



(a) 采用图 4 (a) 钻头的试桩情况



(b) 采用图 4 (b) 钻头的试桩情况

图 6 两种旋喷搅拌钻头的的试桩情况 (试桩完成 15 天后)

试验结果表明, 两种工艺形成的水泥石桩桩体均匀, 桩型良好, 两种工艺在实践中均是可行的。图 4 (a) 的钻杆喷射旋喷搅拌钻头制作加工简单且耐用。但是, 采用图 4 (b) 的钻杆喷射结合叶片喷射旋喷搅拌钻头的施工工艺, 其返浆量相对较小, 可以获得更大的桩径, 是一种更为经济合理的工艺。

### 2.3.2 劲性芯材插入工艺试验

试验地点在青岛高新区某管沟支护工程施工现场。试验深度内地层情况如表 2 所示, 其中, 淤泥质土层厚度 6.0m, 粉质粘土层 4.0m。

表2 试验深度内土层主要物理力学指标

指标 土层	含水率 /%	天然重度 / (kN/m <sup>3</sup> )	孔隙比	塑性 指数	液性 指数	内摩擦角 / (°)	黏聚力 / kPa
淤泥 质土	36.5	18.61	0.993	1.078	0.695	5.289	4.743
粉质 粘土	25.9	20.29	0.681	16.221	0.625	11.283	21.367

水泥土搅拌桩成桩直径 600mm，长度 7000mm。芯材为 PHC-AB400(95)-7b 型预制管桩，其长度为 7000mm，根据现场地层情况，插入深度设计为 6500mm。

芯材插入工艺试验照片如图 7 所示，施工进展顺利。



图7 芯材插入工艺试验照片

在该工程正式施工中，设计水泥土桩直径为 600mm，插入芯材为 10 号工字钢。工程实践表明，采用该施工设备可轻松将工字钢插至水泥土桩桩底，插入过程在一分钟内完成。工字钢插入后，水泥土返出量很少。

## 2.4 工法特点

变截面劲性旋喷搅拌桩工法具有以下特点：

- (1) 旋喷技术的采用使变截面技术更容易实现，而且施工机具和施工工艺相对简单；
- (2) 旋喷和搅拌技术相结合，能够以相对经济的方式获得更大的桩径；
- (3) 旋喷和搅拌技术相结合，能够大大提高钻进能力，具有更广泛的地层适应性；
- (4) 劲性芯材的插入提高了水泥土的强度。一方面，劲性芯材的插入相当于将水泥土压缩了芯材大小的体积，且产生的压力可将部分水泥土浆压入渗透到周围土体中；另一方面，振动插桩工艺对水泥土起到了很好的密实作用；
- (5) 利用振动力强制加劲，能够优质高效地插入自重较轻的劲性芯材，如纤维增强聚合物（FRP）、毛竹等。

### 3 现场抗拔试验<sup>[19,24]</sup>

变截面劲性旋喷搅拌桩工法同样可进行直径较小的抗拔桩, 即抗浮锚杆的施工。采用该工法施工的抗浮锚杆不仅可优化截面几何特征而且可显著改善锚土界面特性, 在抗浮工程中具有广阔的应用前景。

以下介绍青岛某高层公寓地下室抗浮工程施工现场进行的锚杆抗拔承载力试验概况。

#### 3.1 现场工程地质条件

锚杆锚固在第 9 层(青岛市标准层序)细粒土质粗砾砂中。该层褐黄色, 饱和, 中密~密实, 颗粒成份以长石、石英为主, 级配良, 颗粒磨圆度中等, 呈次棱角状, 含 10~20% 左右细粒土, 局部相变为粉细砂。地基承载力特征值  $f_{ak}=300\text{kPa}$ , 变形模量  $E_0=25.0\text{MPa}$ , 内摩擦角标准值  $\phi_k$  水上为  $37^\circ$ , 水下为  $32^\circ$ , 标准贯入击数平均值为 31.2, 重型动力触探击数平均值为 13.61。

#### 3.2 现场试验方案

基于变截面工艺性试验结果, 设计了 3 组(每组 3 个平行样)现场足尺锚杆基本试验, 如表 3 所示。

A、B 组锚杆配筋为 2 根 III 级 32 钢筋, C 组锚杆配筋为 3 根 III 级 32 钢筋。试验锚杆纵横间距大于 2000mm, 为变截面部位直径的 6 倍以上, 可以认为能够避免抗拔试验对相邻锚杆的影响。注浆采用纯水泥浆, 水泥为普通硅酸盐水泥, 强度为 42.5MPa。

A 组采用传统泥浆护壁工艺, 锚杆设计长度为 5000mm; B、C 组采用新工艺, 为更好地说明抗拔效果, 锚杆设计长度较 A 组短 1000mm, 均为 4000mm。与 A 组相比, B 组的锚土界面特性得到改善, C 组则在改善锚土界面特性的基础上采用变截面施工工艺改变了锚固体的几何形状。

表 3 现场试验方案

分组	等截面/变截面	直径/mm	长度/mm	工艺/工法
A	等截面	200	5000	传统泥浆护壁
B	等截面	200	4000	新工艺 (改善界面特性)
C	变截面	上半部分 200; 下半部分 300	上半部分 2500; 下半部分 1500	新工艺(改善界面特性+变截面)

锚杆施工是在基坑开挖及垫层施工结束后进行的。图 8 和图 9 分别是 A 组和 B、C 组的锚杆施工场景。

#### 3.3 试验实施

锚杆施工完成 28 天后, 进行了现场抗拔试验。加载装置使用 2 台规格、型号完全相同的 500kN 油压千斤顶, 采用天然地基提供支座反力。荷载测量采用量程为 500kN 压力传感器, 位移测量使用机械式百分表。传力机构由特制钢横梁制成。数据采集系统 JQC-302



静力载荷测试仪。试验装置如图 10 所示，试验参照 CECS22:2005 进行，采用分级循环加荷。



图 8 A 组锚杆施工实景



图 9 B、C 组锚杆施工实景

### 3.4 试验结果及分析

#### 3.4.1 锚土界面特性及变截面对荷载-位移的影响

试验得到的部分荷载-位移曲线如图 11, 12, 13 所示。图 11 和图 12 分别为采用传统泥浆护壁工艺和采用新工法改善了界面特性的等截面锚杆的抗拔试验结果。界面特性的改善对极限承载力的影响极其显著,但是,在荷载水平较低时,对荷载-位移的影响并不显著。图 13 为在改善锚土界面特性的基础上采用了变截面工艺施工的锚杆的荷载-位移曲线。由于变截面提高了侧阻力,与上述两种情况(图 11 和图 12)相比不仅极限承载力大大提高,而且相同荷载对应的位移显著减小。即使在荷载水平较低的情况下,如第二个循环 256kN 荷载对应的位移只有 1.46mm,与 A2、B2(图 11、12)相比分别减小了 34%、54%。为便于比较,图 14 给出了 A2、B2、C2 的每个循环最大荷载与其位移的关系曲线。由图 14 可以清楚地看出,荷载相同时,C2 的位移远小于 A2、B2。

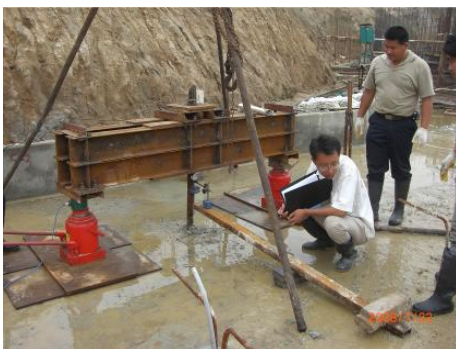


图 10 锚杆抗拔试验装置

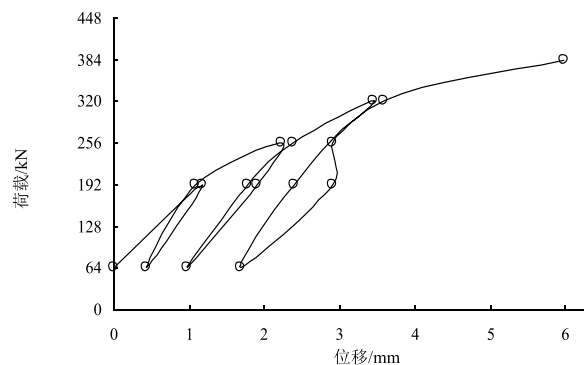


图 11 锚杆 A2 荷载-位移曲线

基于上述荷载-位移曲线, 得到荷载与弹性位移及荷载与塑性位移的关系曲线如图 15 所示。由图 15 可知, 单纯改善界面特性对弹性位移和塑性位移的影响不显著; 但是, 变截面的采用可以同时减小弹性位移和塑性位移。

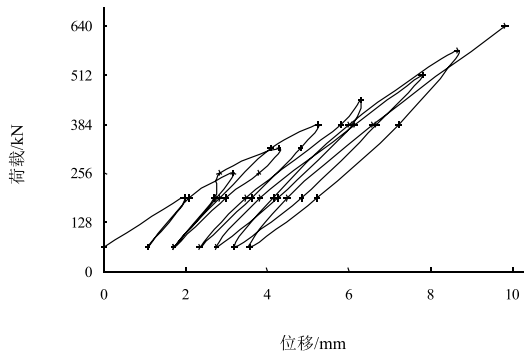


图 12 锚杆 B2 荷载-位移曲线

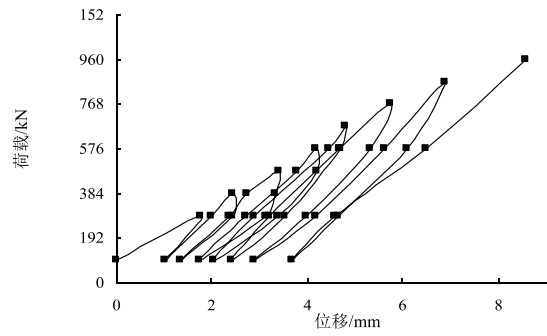


图 13 锚杆 C2 荷载-位移曲线

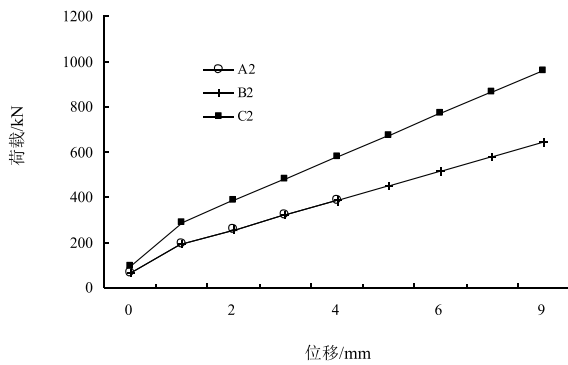


图 14 锚杆 A2、B2、C2 荷载-位移曲线

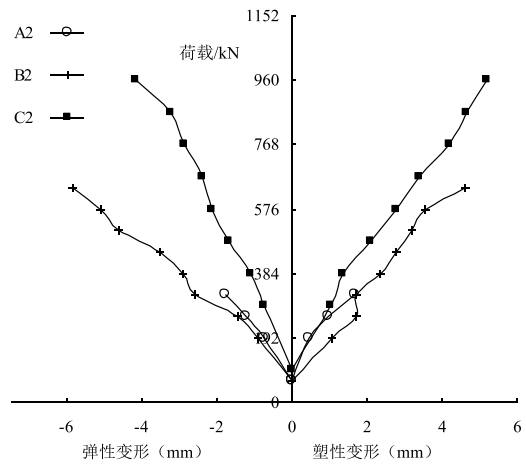


图 15 锚杆 A2、B2、C2 荷载-弹性-塑性位移曲线

### 3.4.2 锚土界面特性及变截面对抗拔承载力的影响

基于试验得到的荷载-位移曲线 (如图 11、12、13) 及岩土锚杆(索)技术规程 CECS22:2005 所提供的破坏判别标准, 得到抗拔承载力极限值及其粘结强度标准值等试验结果如表 4 所示。其中, 粘结强度标准值为锚杆的单位侧面积的抗拔承载力极限值, 在一定程度上反映了单位承载力的成本。由表 4 可知, 改善锚土界面特性和采用变截面工艺改变几何形状均可显著提高锚杆的抗拔承载力。这是因为改善锚土界面特性提高了锚杆的

侧摩阻力；采用变截面工艺增加了端承力。改善锚土界面特性和采用变截面工艺后，锚杆

粘结强度标准值分别提高至传统泥浆护壁工艺的3倍和3.5倍（折算值），而实际单位造价仅分别增加约20%和30%，预计总造价降低50%以上，经济效益显著。此外，采用可变截面劲性水泥土桩工法进行施工，施工效率可提高至传统泥浆护壁工艺的10~20倍。

表4 抗浮锚杆基本试验成果表

锚杆 编号	抗拔承载力 极限值/kN	粘结强度 标准值/kPa	破坏形式
A1	320		锚固体拔出
A2	320	81.5	锚固体拔出
A3	256		钢筋拔出
B1	640		钢筋屈服破坏
B2	640	≥254.8	锚固体拔出
B3	640		锚固体拔出
C1	960		钢筋屈服破坏
C2	960	≥305.7(折算值)	钢筋屈服破坏
C3	960		钢筋屈服破坏

## 4 结论

变截面劲性旋喷搅拌桩的工艺试验结果及现场抗拔试验结果表明：

（1）施工设备采用模块化设计思想，施工机具和施工工艺相对简单。可以实现一机多用，既可实现等截面劲性水泥土桩，也可实现变截面劲性水泥土桩。

（2）实现了旋喷和搅拌的结合，水泥土桩和刚性桩的结合，可以发挥两种工艺和两种材料的优势，克服各自的缺点。能够以相对经济的方式获得更大的桩径；能够大大提高钻进能力，具有更广泛的地层适应性。

（3）利用振动力强制加劲，能够优质高效地插入自重较轻的劲性芯材，如纤维增强聚合物（FRP）、毛竹等。特别是复合新材料技术的发展和应用于该工法的发展带来了新的机遇。

（4）采用变截面工艺大大提高了侧阻力，与传统泥浆护壁工艺和单纯改善锚土界面特性工艺相比，不仅有效提高了极限承载力，而且相同荷载对应的位移显著减小。锚土界面特性的改善对极限承载力的影响极其显著。

（5）在荷载水平较低时，单纯改善界面特性对弹性位移和塑性位移的影响不显著；但是，即使在荷载水平较低时，变截面的采用也可以同时减小弹性位移和塑性位移。

（6）改善锚土界面特性和采用变截面工艺均可显著提高锚杆的粘结强度标准值。采用变截面劲性水泥土桩工法及其施工设备进行施工，施工效率可提高至传统泥浆护壁工艺的10~20倍。

开发的变截面劲性旋喷搅拌桩工法, 在承受抗压、抗拔、抗弯荷载的工程中具有广阔的应用前景。有关变截面劲性旋喷搅拌桩的承载机理请参见文献[19]。

### 参考文献:

- [1] 段继伟, 龚晓南, 曾国熙. 水泥土搅拌桩的荷载传递规律[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(4):1-7.
- [2] 董平. 砼芯水泥土搅拌桩荷载传递机理研究[博士学位论文 D]. 广州:中国科学院广州地球化学研究所, 2004.
- [3] 史佩栋, 高大钊, 桂业琨. 高层建筑基础工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000, 759-768.
- [4] 凌光容, 安海玉, 谢岱宗, 王恩远. 劲性搅拌桩的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(2), 92-96.
- [5] 付宝亮. 劲性搅拌桩竖向承载力的试验研究与数值分析[硕士学位论文 D]. 天津:天津大学, 2005.
- [6] 李进军. 劲性搅拌桩荷载传递规律的试验研究[硕士学位论文 D]. 天津:天津大学, 2006.
- [7] 柳博鹏. 劲性搅拌桩分别在竖向和水平荷载作用下承载性能的试验研究[硕士学位论文 D]. 天津:天津大学, 2006.
- [8] 成立芹. 刚芯水泥土搅拌桩的对比试验研究[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版), 2003, 149-152.
- [9] 钱德玲. 变截面桩与土的相互作用机理[M]. 合肥:合肥工业大学出版社, 2003.
- [10] 郑浩, 刘汉龙, 雷玉华,等. 高喷插芯组合桩水平承载特性大尺寸模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011(1): 217~223.
- [11] 刘松玉, 朱志铎, 席培胜,等. 钉形搅拌桩与常规搅拌桩加固软土地基的对比研究[J]. 岩土工程学报, 2009(7): 1059~1068.
- [12] 郑刚, 龚晓南, 谢永利. 地基处理[C]. 第十一届土力学及岩土工程学术会议, 兰州, 2011.
- [13] 孙涛. 深层搅拌桩加筋施工设备:中国, 专利号 ZL00215786.1[P]. 2000-8-3.
- [14] 孙涛. 可作高喷灌浆桩机使用的深层搅拌桩机:中国, 专利号 ZL01236131.3[P]. 2001-3-25.
- [15] 孙涛. 加筋水泥土变截面复合桩:中国, 专利号 ZL02268698.3[P]. 2002-8-8.
- [16] 孙涛. 加筋水泥土变截面复合桩施工设备:中国, 专利号 ZL02268919.2[P]. 2002-8-9.
- [17] 刘红军, 陈友媛, 孙涛, 郑建国. 深层搅拌桩加筋施工技术及其工程应用探讨[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(S), 1730-1733.
- [18] T. Sun, J-J. Yang, S-H. Lv, and S-M. Liu. Development and Realization of a New Construction Method of Reinforced Cement-soil Piles, Recent developments of geotechnical engineering, Proceedings of the Fourth Japan-China Geotechnical Symposium, Editors : Kazuhito Komiya and Yang-Ping Yao, 2010.411-416.
- [19] 孙涛. 变截面劲性水泥土旋喷搅拌桩关键技术与承载机理研究[博士学位论文 D]. 青岛:中国海洋大学, 2011.
- [20] 中华人民共和国建设部. 工程建设工法管理办法. 建质[2005]145 号, 2005-8-31
- [21] 刘金砺. 干作业复合灌注桩:中国, 申请号 CN98117432.9 [P]. 1998-8-21.
- [22] 何世鸣 等. 一种新型水泥土桩及施工方法:中国, 申请号 200510082950.4 [P]. 2005-7-7.
- [23] 韩玉铭. 新型水泥土复合桩成型机的研制与开发[硕士学位论文 D]. 山东:山东大学, 2005.
- [24] 孙涛, 杨俊杰, 安庆军, 吴刚. 土层抗浮锚杆承载力关键影响因素现场试验研究[J], 中国海洋大学学报, 2011. 41(11):18-22.

## Development and realization of the section -variable reinforced jet-grouting & mixing pile

YANG Jun-jie<sup>1</sup>, SUN Tao<sup>2</sup>, LIU Sheng-mei<sup>2</sup>

(1. College of Environmental Science and engineering, Ocean University of China, Qingdao, 266100, China;

2. Qingdao Geotechnical Investigation and Surveying Research Institute, Qingdao, 266032, China)

**Abstract:** A section -variable reinforced jet-grouting & mixing pile is developed. The idea of modularization design is adopted in the construction equipment, so it is a multifunctional drill can not only produce equal-section reinforced cement-soil pile but also produce various section-variable ones. With the jet grouting technology, a variable cross-section pile is more easily achieved, and the construction machinery and construction process is relatively simple. With the combination of jet grouting and deep-mixing method, as well as the cement-soil pile and rigid piles, we can play all of their advantages and overcome their shortcomings. So it is a relatively economical way to obtain a larger pile diameter, and its drilling capacity and formation adaptability can be greatly enhanced at the same time. The insertion construction of small or lightweight core material can also be successfully completed with vibrating force. Engineering practice shows that the section -variable reinforced jet-grouting & mixing pile has broad application prospects in the project of withstanding compression, pulling and bending load etc.

**Key words:** Section-variable; reinforced jet-grouting & mixing pile; construction equipment; construction progress

(上接第 44 页)

- [7] Clough, G. W and Schmidt, 13. Design and performance of excavations and tunnels in soft clay[M]. In Soft Clay Engineering(chapter 8), Elsevier, 1981, 569-634.
- [8] Lee, K. M. and Rowe, R. K. Subsidence due to tunnelling: Part II -Evaluation of a prediction technique[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, 29, S, 941-954.
- [9] Sagaseta, C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. Geotechnique, 1987, Vo1. 37No. 3. 301-320.
- [10] 刘建航, 候学渊. 盾构法隧道[M]. 中国铁道出版社, 1991.

(下接第 55 页)

# 正交试验分析下的坑中坑对基坑支护结构的影响

钱天平

(浙江大学 软土与环境工程教育部重点研究室, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 为深入研究坑中坑的坑壁到大基坑围护结构的距离、坑中坑开挖深度和坑中坑开挖宽度等参数对基坑围护结构的影响, 结合上海地区某基坑工程利用岩土工程有限元软件 PLAXIS 对坑中坑开挖进行全过程模拟, 并利用正交试验设计相关软件对影响支护结构最大水平位移的因素进行正交试验分析。结果表明: (1) 与无坑中坑开挖相比, 坑中坑的存在时的围护结构的水平位移、弯矩、支撑轴力都较大; (2) 坑中坑到外坑支护侧壁距离越近、坑中坑开挖范围越广、坑中坑开挖深度越深时, 坑中坑的开挖对基坑外围支护结构影响越大; (3) 坑中坑到外坑支护侧壁距离、坑中坑宽度、坑中坑开挖深度改变, 最大水平位移和最大弯矩发生位置会出现在不同深度; (4) 影响坑中坑局部变形以及大基坑围护结构变形的因素按极差值从大到小, 敏感性从高到低排序依次为: 坑中坑开挖深度  $h$  大于坑中坑位置  $d_1$  大于大基坑普遍开挖深度  $H$  大于坑中坑开挖宽度  $d_2$ 。其中坑中坑开挖深度和坑中坑位置是显著因素, 且交互作用最强。

**关键词:** 坑中坑; 基坑开挖; 支护结构; 水平位移; 弯矩; 支撑轴力; 正交试验设计

## 1 引 言

随着工程建设的发展, 近年来基坑开挖数目越来越多, 开挖环境也日趋复杂。由于地基基础存在承台或者地下室功能等的需要, 如电梯井、集水井、设备基础等部位的存在导致坑底深度不相同, 从而形成坑中坑。坑中坑的挖深一般在 2~3m 左右, 也有比较深的坑中坑, 可达 4m。一般情况下, 这些坑中坑处于该地区第二、三层土层, 即大多数是淤泥质粘土层或淤泥层中, 土质都相对比较差, 所以在基坑支护中, 坑中坑的存在对于基坑围护的影响不宜忽视。不少工程就是由于对于坑中坑的忽视而出现一些工程问题, 轻则导致基坑位移偏大, 对周边环境造成不良影响, 重则导致基坑失稳<sup>[1]</sup>。近几年坑中坑问题的疏忽、处理不得当等导致的工程事故不胜枚举。事故后原因分析, 很大一部分原因就是因为没有考虑坑中坑对支护结构的影响造成的。再者国内外关于坑中坑的研究甚少, 相关文献数量也极其有限。现行的基坑工程设计规范<sup>[2-3]</sup>中并未给出坑中坑的相关设计原则, 设计人员仅凭个人经验确定其影响范围。

目前对坑中坑的研究, 绝大部分是对坑中坑的施工和围护进行简单陈述, 并未涉及到坑中坑的相关理论等比较深入的问题。龚晓南教授曾结合上海某基坑工程事故, 在《地基处理》杂志上撰文<sup>[4]</sup>呼吁应该重视坑中坑对基坑围护稳定的影响, 并在《关于基坑的几点思考》<sup>[5]</sup>这篇文章里面把坑中坑问题分为两种类型; 吴铭炳<sup>[6]</sup>对软土地基坑中坑支护设计

收稿日期: 2012.3

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51078377;50879076)

作者简介: 钱天平(1987-), 男, 安徽安庆人, 浙江大学硕士研究生, 主要从事基坑工程及坑中坑研究; E-mail:20912073@zju.edu.cn

计算深度的取值进行了探讨。金立坚<sup>[7]</sup>等对坑中坑围护结构的检测数据进行了简单分析,认为随着深坑的开挖,深坑侧的土压力的增加使深浅坑之间的围护结构被动土压力增大的情况并没有出现。申明亮<sup>[8]</sup>等对坑中坑基坑应力场进行了参数化分析。其余还有一些相关文献主要介绍了坑中坑基坑的施工方法,围护结构的选择,以及施工中遇到的一些问题等。并没有深入分析这些问题的原因,更没有上升到理论层次进行研究。因此,坑中坑这一问题的研究应该被给予重视,是摆在广大科研工作者面前的亟待解决的难题。

本文拟结合上海地区某基坑工程设计方案的相关数据,采用有限元软件 PLAXIS 分析坑中坑位置  $d_1$ 、坑中坑开挖深度  $h$  和坑中坑开挖宽度  $d_2$ 、大基坑开挖深度  $H$  的改变对整个支护结构产生的影响,并且首次利用正交试验设计对坑中坑变形以及大基坑支护结构变形的影响因素进行正交试验分析,为今后坑中坑的提供理论研究依据。

## 2 工程概况

上海地区某高层建筑,基坑形状近似矩形,纵向全长为 95m,宽度为 40m。本基坑围护结构采用桩径为 950mm,桩长为 23m 的钻孔灌注桩;另存在两道钢筋混凝土支撑,支撑位置在深度为 2m、8m 处。

土层分布情况及物理力学性质如表 1 所示。

表 1 各土层物理力学参数

层序	土层名称	厚度/m	$\gamma' / \text{KN} \cdot \text{m}^{-3}$	$c_{cu} / \text{kPa}$	$\varphi_{cu} / ^\circ$	$K_0$
①	填土	2	18.2	12.0	12.0	0.5
②	粉质黏土	2	18.3	26.0	14.7	0.47
③	淤泥质粉质黏土	6	17.2	4.0	15.0	0.48
④	淤泥质黏土	11	16.8	8.0	12.3	0.53
⑤	淤泥质粉质黏土	-	17.5	19.0	12.7	0.51

## 3 计算模型及工况

### 3.1 土体本构模型

由于基坑开挖过程中土体内部会形成一定范围的塑性区,本文采用 Mohr-Coulomb 模型<sup>[9-10]</sup>模拟土体的力学性质。Mohr-Coulomb 模型是理想弹塑性模型,具有固定屈服面。固定屈服面指的是由模型参数完全定义的屈服面,不受(塑性)应变的影响。对于由屈服面内的点所表示的应力状态,其行为是完全弹性的且所有应变都是可逆的。

对于基坑设计,一般情况下, Mohr-Coulomb 模型就能够模拟土体。因为这个模型得出的位移会相对比较保守,而且地下连续墙的弯矩也是相对保守的。

### 3.2 计算模型

为了分析坑中坑的存在对支护结构的影响, 通过 PLAXIS 软件<sup>[11]</sup>建立计算模型。由于几何模型是对称的, 所以选取基坑的一半进行分析。在有限元计算中, 采用 15 结点三角形单元模拟土体。建模时, 围护桩等效为地下连续墙进行分析, 计算得到地下连续墙厚度  $h$  为 0.75m, 再利用 Plate 板单元模拟挡土墙; 挡土墙两侧与土的接触面用无厚度接触面单元模拟; 横向支撑可以看作弹性杆件, 用 Anchor 结构模拟。支护结构与横向支撑的计算数据见表 2 和表 3。

表 2 支护结构计算参数表

参数	名称	数值	单位
轴向刚度	$EA$	$5.0 \times 10^6$	kN/m
抗弯刚度	$EI$	$2.4 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup> /m
等效厚度	$D$	0.75	m

表 3 横向支撑计算参数表

参数	名称	数值	单位
轴向刚度	$EA$	$2.0 \times 10^6$	kN
支撑间距	$L_s$	4	m
最大内力	最大压应力	$1.0 \times 10^6$	kN
	最大拉应力	$1.0 \times 10^5$	kN

网格划分精度选择中等粗糙程度, 并对地下连续墙及基坑底部附近的网格进行加密, 这样既能减少计算时间, 又能得到较为理想的计算结果。在基坑的模拟分析中, 支护结构 (如挡土墙) 与土体间的接触行为用 Goodman<sup>[12]</sup>接触面单元来模拟, 具体方法是: 当  $|\tau| < \sigma_n \tan \phi_i + c_i$  时, 接触面处于弹性状态阶段; 当  $|\tau| > \sigma_n \tan \phi_i + c_i$  时, 接触面处于塑性状态阶段。边界条件: 模型左右两侧水平向约束, 模型底面水平向和垂直向约束, 同时假定围护墙底部水平向约束。

本次基坑开挖深度为 11m, 开挖宽度为 40m。根据国内外的实测资料和经验, 开挖的水平影响范围约为  $3h \sim 5h$  ( $h$  为开挖深度)。为了消除边界条件对计算结果的影响, 模型的高度取 35m, 模型宽度取 70m。围护结构外围 10m 范围取 20kPa 超载模拟建筑施工机械等的影响。由于该工程是在基坑降水后施工的, 所以在模拟过程中不考虑孔隙水压的影响。具体模型见图 1。



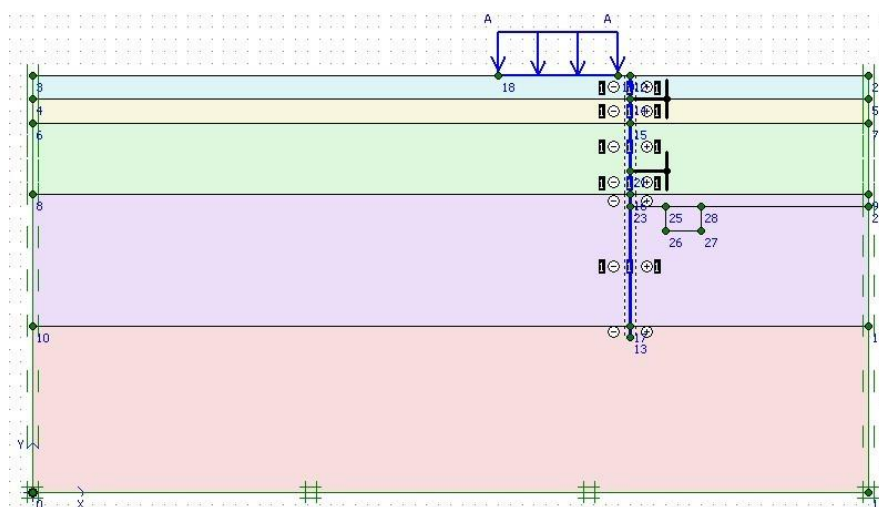


图 1 基坑开挖数值模型

### 3.3 计算工况

本模型的具体计算工况如下：

工况 1，开挖第 1 层土体至第 1 道支撑位置处（即深度为 2m 处），浇筑第 1 道混凝土支撑。

工况 2，待第 1 道混凝土支撑达到要求强度后，继续开挖土层至第 2 道支撑位置处（即深度为 8m 处），浇筑第 2 道混凝土支撑。

工况 3，待第 2 道混凝土支撑达到要求强度后，继续开挖土层至基坑坑底（即深度为 11m 处）。

工况 4-1，继工况 3 后，在基坑坑底继续开挖坑中坑，且坑中坑开挖位置从距离支护结构 2m 处到 16m 是不断变化的。从而得到坑中坑开挖位置对支护结构的影响。

工况 4-2，继工况 3 后，在基坑坑底继续开挖坑中坑，且坑中坑大小从开挖深度和开挖宽度两个方面不断变化的。坑中坑大小变化时，开挖深度和宽度中的一个量保持不变。从而得到坑中坑开挖大小对支护结构的影响。

## 4 计算结果分析

### 4.1 坑中坑开挖位置对支护结构影响分析

本次模拟的坑中坑宽度为 3m，深度为 2m。为了只模拟坑中坑开挖位置对支护结构影响，坑中坑大小在模拟过程中保持不变。模拟步骤如工况 4-1 所示，选取坑中坑到外坑支护侧壁距离为无坑中坑、2m、4m、6m、10m 几种情况进行分析讨论。支护结构水平位移、弯矩、支撑轴力随坑中坑位置变化情况见图 2、图 3、图 4、和表 4。

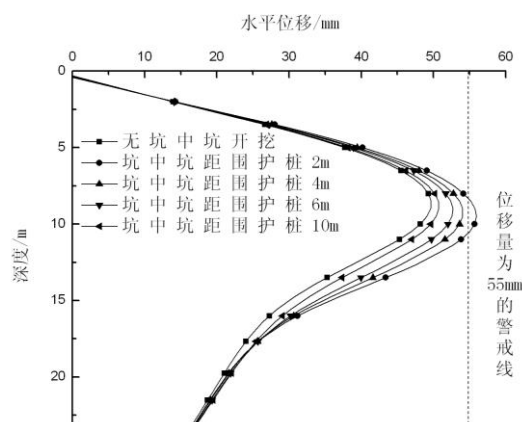


图 2 支护结构水平位移随坑中坑位置改变关系曲线

由图 2 可知: 有坑中坑开挖相比无坑中坑开挖时, 支护结构水平位移较大, 且坑中坑距支护结构侧壁越近时, 坑中坑对支护结构水平位移影响越大。无坑中坑时, 支护结构最大水平位移为 49.66mm; 当坑中坑距支护结构侧壁 2m 时, 支护结构最大水平位移为 55.94mm。随着坑中坑到支护结构侧壁距离的增大, 支护结构最大水平位移越来越小直至接近无坑中坑时的情况。由这点可以看出, 对于基坑工程中电梯井的位置, 安放在基坑中间比基坑周围有利。支护结构最大水平位移发生位置会随着坑中坑位置变化而变化, 当距离支护结构越近时, 支护结构最大水平位移会向更深位置发展。

有资料统计<sup>[13]</sup>, 软土地区由于基坑开挖产生的支护桩水平位移量一般在  $0.002H \sim 0.009H$  ( $H$  为基坑开挖深度)。规范<sup>[14]</sup>提出, 当基坑工程安全等级为二级 (基坑开挖深度为 7m~12m) 时, 最大水平位移量不超过  $0.005 H$ 。本次模型开挖深度为 11m, 故水平位移不宜超过 55mm, 如图 2 的警戒线所示。警戒线近似与内坑距围护桩 4m 情况的水平位移线相切, 警戒线左边较右边相对安全。当坑中坑位置为距围护桩小于 4m 的时候, 此时最大水平位移接近规范设计安全要求量 55mm, 偏于不安全, 这也反映了基坑开挖对支护结构安全有影响。本例的坑中坑模型是 3m×2m 的小坑, 都存在如此影响。当坑中坑较大的时候, 影响更加明显。

同时这一结果也符合潘卫成的理论<sup>[15]</sup>。潘提出的坑中坑影响范围  $B_0 = 2.5h_0 \times \tan(45^\circ - \varphi/2)$ , 这里  $h_0$  是坑中坑开挖深度,  $\varphi$  是坑中坑开挖层摩擦角。当坑中坑开挖层是淤泥质土时 ( $\varphi = 8^\circ \sim 12^\circ$ ), 坑中坑影响范围是  $2.1h_0$ ; 当开挖层是淤泥时, 坑中坑影响范围增至  $3h_0$ 。即坑中坑距离大基坑边为 2~3 倍坑中坑的挖深时, 对大基坑的支护结构将会产生较大的影响。本次坑中坑开挖层是淤泥质土, 开挖深度为 2m, 由潘的理论得出的坑中坑影响范围是 4.2m, 本次模拟得出的结果是 4.0m, 与潘的理论非常接近。

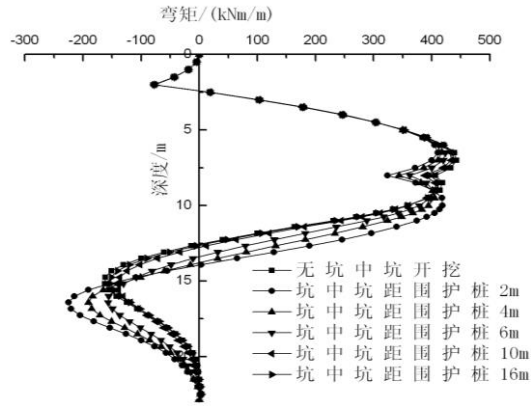


图3 支护结构弯矩随坑中坑位置改变关系曲线

由图3可知：坑中坑位置改变对支护结构深处的弯矩影响较浅处大，且当坑中坑距离支护结构侧壁越近时，弯矩曲线有下移趋势。

表4 支撑轴力变化示意表

轴力/kN/m	无坑中坑	2m	4m	6m	10m	16m
第一道支撑	-281.9	-289.6	-285.2	-284.6	-283.1	-283.5
第二道支撑	-108.8	-232.2	-197.4	-169.4	-131.9	-121.6

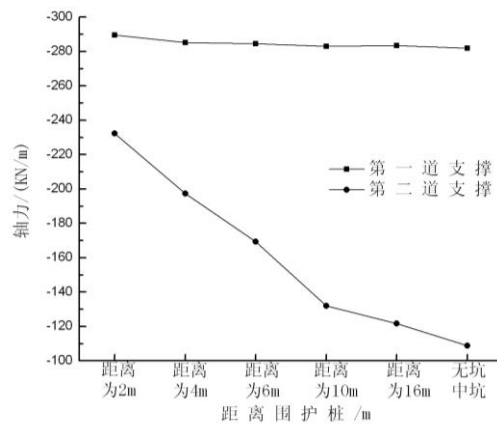


图4 支护轴力变化示意图

由表4、图4可知：坑中坑位置变化对第一道横向支撑影响不大，但对第二道支撑影响较大。当坑中坑距离支护结构侧壁越近时，坑中坑的影响越大。当位置在4m以内，第二道支撑轴力增大至原来轴力的两倍。故在坑中坑位置不同时，应对支撑轴力进行优化设计。

#### 4.2 坑中坑开挖大小对支护结构影响分析

在坑中坑开挖大小对支护结构影响分析中, 模型固定坑中坑位置不变(距离支护结构侧壁 2m), 从坑中坑开挖深度、宽度两个参数改变坑中坑大小, 具体步骤见工况 4-2。

##### (1) 坑中坑开挖深度对支护结构的影响

在模拟坑中坑开挖深度对支护结构影响全过程中, 坑中坑宽度一直保持 3m 不变。坑中坑深度选无坑中坑、1m、2m、3m、4m 这几种情况进行分析讨论。支护结构水平位移、弯矩、支撑轴力随坑中坑位置变化情况见图 5、图 6、图 7、和表 5。

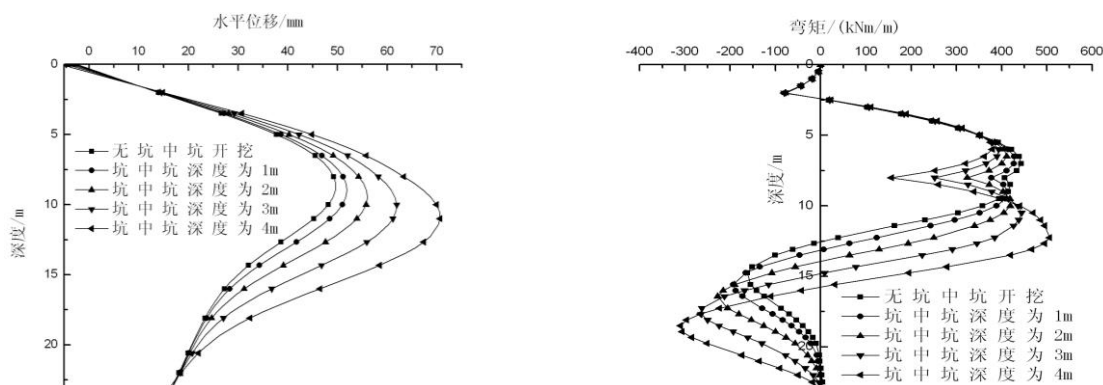


图 5 支护结构水平位移随坑中坑深度改变关系曲线 图 6 支护结构弯矩随坑中坑深度改变关系曲线

由图 5 可知: 坑中坑深度改变对支护结构水平位移影响相当大, 且影响情况比坑中坑位置大很多。当坑中坑深度为 4m 时的支护结构最大水平位移为 70.64mm, 比无坑中坑开挖情况下的 49.62mm 增大了 42.4%。且此时的最大水平位移早已远远超过了设计要求 55mm。随着坑中坑深度的越来越大, 支护结构水平位移的增加幅度也越来越大。

由图 6 可知: 坑中坑深度改变对支护结构弯矩的影响较坑中坑位置大, 且随着坑中坑深度越来越大, 弯矩曲线的下移趋势和幅度也越来越大。无坑中坑开挖时, 墙身最大正弯矩是 443kN·m/m, 最大负弯矩是-162.5 kN·m/m。当坑中坑深度增至 4m 时, 墙身最大正弯矩是 506kN·m/m, 最大负弯矩是-306.4kN·m/m。不同坑中坑开挖深度的最大弯矩发生位置也不一样, 坑中坑深度为 4m 时的发生位置比无坑中坑开挖时下移了 5.25m。

表 5 支撑轴力变化示意表

轴力/(kN/m)	无坑中坑	1m	2m	3m	4m
第一道支撑	-281.9	-284.2	-290.4	-297.4	-304.6
第二道支撑	-108.8	-154.8	-233.0	-332.3	-460.6

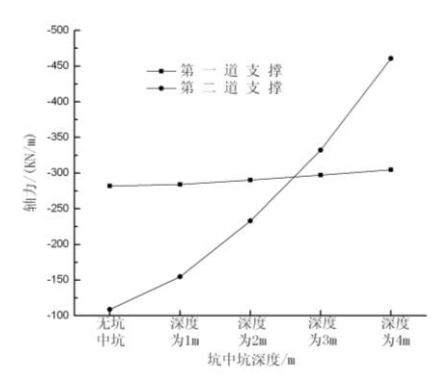


图7 支护轴力变化示意图

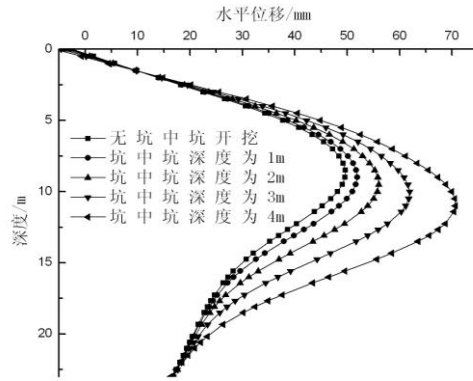


图8 支护结构水平位移随坑中坑深度改变关系曲线

由图7、表5可知：坑中坑深度变化对第一、二道横向支撑均存在影响。尤其对于第二道支撑，影响特别明显，坑中坑深度为4m时的支撑轴力(-406.6kN/m)是无坑中坑开挖时(-108.8kN/m)的4倍之多。坑中坑深度为4m时的第一道支撑轴力也比无坑中坑开挖时增加了27.4%。从这点可以看出，当坑中坑开挖深度较大时，横向支撑的位置可以适当向下移动从而能够更好地发挥作用。

#### (2) 坑中坑开挖宽度对支护结构的影响

在模拟坑中坑开挖宽度对支护结构影响全过程中，坑中坑深度一直保持2m不变。坑中坑宽度选无坑中坑、3m、6m、10m、18m这几种情况进行分析讨论。支护结构水平位移、弯矩、支撑轴力随坑中坑宽度变化情况见图8、图9、图10、和表6。

表6 支撑轴力变化示意表

轴力/(kN/m)	无坑中坑	3m	6m	10m	18m
第一道支撑	-281.9	-290.0	-290.5	-292.1	-296.7
第二道支撑	-108.8	-232.7	-246.9	-259.8	-279.1

由表6可知：坑中坑宽度的改变对围护结构第一道支撑轴力影响很小。宽度为18m时的第一道支撑轴力(-296.7kN/m)和3m时的轴力(-290.0kN/m)近似相等，可以忽略其影响。但坑中坑宽度对第二道支撑轴力存在一定影响，坑中坑宽度为18m时的轴力(-279.1kN/m)比3m时的轴力(-232.7kN/m)增大近20%。

由图8、图9、图10、和表6可知：当坑中坑宽度为2m时的支护结构水平位移、弯矩、支撑轴力竟和宽度为18m时差不多，这说明坑中坑宽度改变对支护结构存在影响，但影响远比坑中坑位置、深度小。虽然在图中，有坑中坑开挖时的支护结构水平位移、弯矩、第二道支撑轴力较无坑中坑时大，那是因为此时的增加量很大一部分是来源于坑中坑深度

和位置的影响。但是坑中坑宽度对支护结构深层部位还是存在一定的影响, 尤其是对围护结构第二道支撑轴力的影响, 在基坑支护中不能完全忽视。

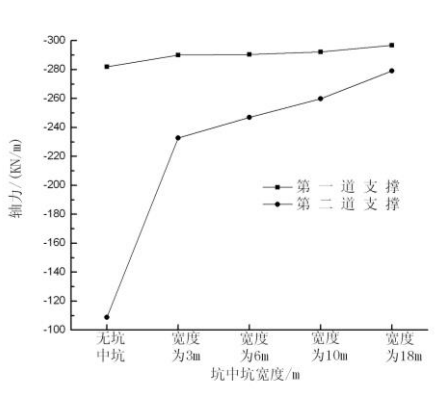


图 9 支护轴力变化示意图

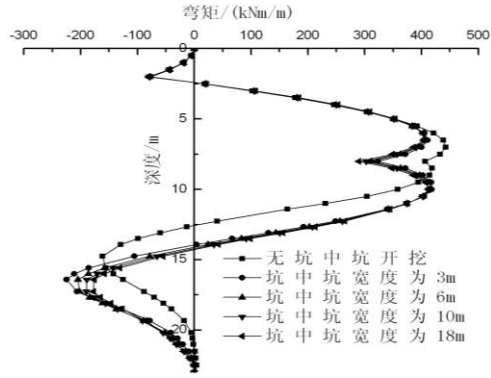


图 10 支护结构弯矩随坑中坑宽度改变关系图

### 5 坑中坑对基坑支护结构的影响因素正交分析

坑中坑对基坑支护结构产生的影响因素包括: 坑中坑的位置、坑中坑的宽度、坑中坑的深度、大基坑自身的开挖深度、大基坑底部土层和坑中坑深度范围内土层的性状等因素。可见坑中坑对基坑支护结构的影响问题实际上是一个多因素搭配的试验问题。如果对上述的所有因素的各种情况进行完全组合的话, 需要的试验次数相当多。为了考察坑中坑的位置、宽度、深度对基坑支护结构的影响 (鉴于土层性状的复杂性, 本文先不作考虑), 如图 11 所示, 本文根据坑中坑影响因素的个数及各因素的水平数采取正交试验的方法代替全面试验进行研究。正交试验将大大减少了试验的次数, 同时还能保证因素之间的搭配均衡。

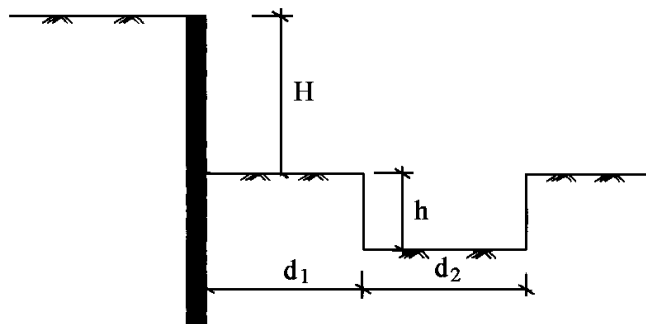


图 11 坑中坑模型

#### 5.1 指标与因素

本问题将选择支护结构最大水平位移作为考察指标。对于要考察的影响因素, 根据实际工程中的重要性, 主要因素可选基坑开挖深度  $H$ , 坑中坑位置即坑中坑到支护结构的距离  $d_1$ 、坑中坑开挖深度  $h$  和坑中坑开挖宽度  $d_2$ 。

## 5.2 正交表与因素水平

本次正交试验的影响因素与水平如表 7 所示。采用 L16<sub>4</sub><sup>5</sup> 正交表, 即 5 因素 4 水平 16 次试验的正交表, 当因素少于 5 个时, 正交表空列将用于误差评估项。运用正交试验设计相关软件 Orthogonality Experiment Assistant II 进行正交试验分析, 本次试验中的各因素及水平的组合详见表 8。

表 7 因素与水平数

因素名称及符号	水平			
	1	2	3	4
基坑普遍开挖深 $H/m$	9	10	11	12
坑中坑位置 $d_1/m$	2	4	6	10
坑中坑深度 $h/m$	1	2	3	4
坑中坑宽度 $d_2/m$	3	6	10	18

表 8 正交试验设计表

因素	基坑开挖深度 $H/m$	坑中坑位置 $d_1/m$	坑中坑深度 $h/m$	坑中坑宽度 $d_2/m$
试验 1	9	2	1	3
试验 2	9	4	2	6
试验 3	9	6	3	10
试验 4	9	10	4	18
试验 5	10	2	2	10
试验 6	10	4	1	18
试验 7	10	6	4	3
试验 8	10	10	3	6
试验 9	11	2	3	18
试验 10	11	4	4	10
试验 11	11	6	1	6
试验 12	11	10	2	3
试验 13	12	2	4	6
试验 14	12	4	3	3
试验 15	12	6	2	18
试验 16	12	10	1	10

## 4.3 支护结构最大水平位移影响因素正交分析

表 10 和图 12 分别为影响支护结构最大水平位移的各因素极差分析结果和效应曲线, 其中试验结果一栏中的数值表示存在坑中坑时支护结构的最大位移增量与无坑中坑时的百分比。

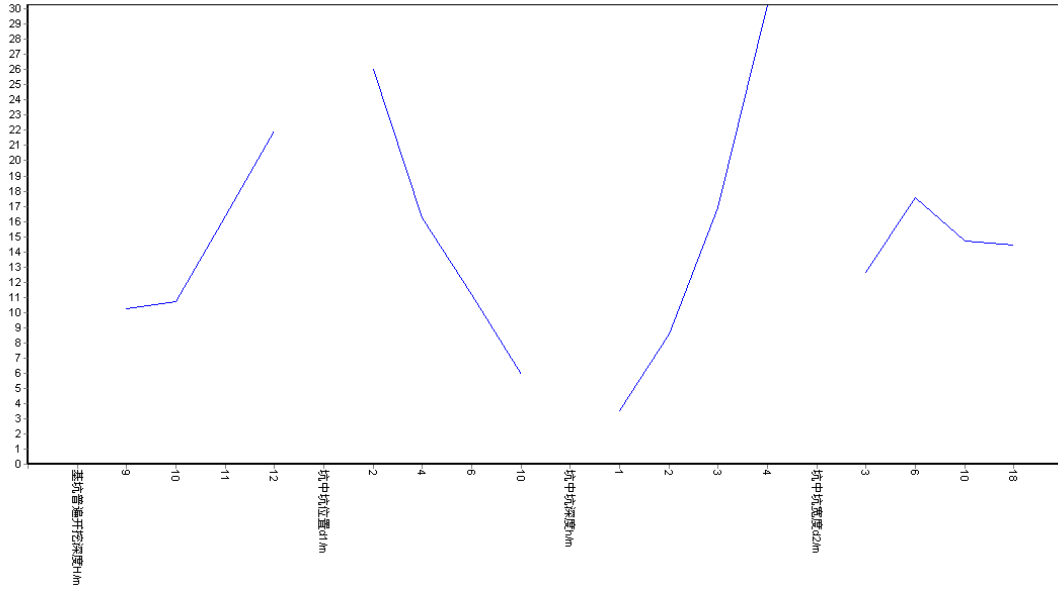


图 12 各影响因素极差分析效应曲线

影响因素极差分析效应曲线散步范围越大, 说明该因素敏感性越强, 对指标影响越大。由图 12 可见, 影响支护结构的因素按极差值从大到小排序, 可得出其敏感性从高到底依次为: 坑中坑开挖深度  $h >$  坑中坑位置  $d_1 >$  基坑普遍开挖深度  $H >$  坑中坑开挖宽度  $d_2$ 。

表 9  $\alpha=0.05$ , 误差自由度为 3 的显著性分析表

因素	偏差平方和	自由度	F比	F临界值	显著性
基坑普遍开挖深度 $H/m$	367.481	3	1.222	9.280	
坑中坑位置 $d_1/m$	883.446	3	2.938	9.280	*
坑中坑深度 $h/m$	1638.455	3	5.448	9.280	*
坑中坑宽度 $d_2/m$	48.795	3	0.162	9.280	
误差	300.72	3			



表 10 支护结构最大水平位移影响因素直观分析表

因素	基坑开挖深度 $H$	坑中坑位置 $d_1$	坑中坑深度 $h$	坑中坑宽 $d_2$	试验结果%
试验 1	1	1	1	1	7.19
试验 2	1	2	2	2	8.05
试验 3	1	3	3	3	11.65
试验 4	1	4	4	4	14.01
试验 5	2	1	2	3	13.19
试验 6	2	2	1	4	3.55
试验 7	2	3	4	1	20.33
试验 8	2	4	3	2	5.78
试验 9	3	1	3	4	29.3
试验 10	3	2	4	3	32.3
试验 11	3	3	1	2	1.85
试验 12	3	4	2	1	2.17
试验 13	4	1	4	2	54.49
试验 14	4	2	3	1	21.00
试验 15	4	3	2	4	10.82
试验 16	4	4	1	3	1.64
均值 1	10.225	26.043	3.558	12.672	14.022
均值 2	10.712	16.225	8.558	17.543	14.830
均值 3	16.405	11.161	16.933	14.695	17.965
均值 4	21.988	5.900	30.282	14.420	12.512
极差	11.763	20.143	26.724	4.871	5.453

表 9 为利用方差分析得到的各因素显著性评价结果。当  $\alpha=0.05$ ，即可靠度为 95% 时，对支护结构最大水平位移的各因素中，坑中坑开挖深度  $h$  和坑中坑位置  $d_1$  最为显著。

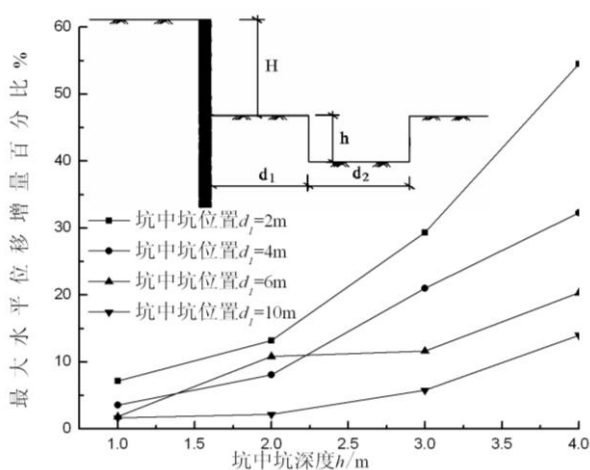


图 13 坑中坑深度与支护结构最大水平位移增量百分比

利用正交试验可以得出各影响因素间存在交互作用, 不是相互独立的。图 13 和图 14 为坑中坑深度  $h$  与坑中坑位置  $d_1$  的交互作用曲线图。由图可见, 支护结构最大水平位移增量百分比随着坑中坑深度  $h$  的增加而增大, 当  $d_1$  较小时 ( $d_1=2\text{m}, 3\text{m}$ ), 即坑中坑离支护结构较近时, 此特性尤为明显; 支护结构最大水平位移增量百分比随着坑中坑位置  $d_1$  的增加而减小, 当坑中坑  $h$  较大时, 此特性尤为明显。由此可见, 当  $h$  较大、 $d_1$  较小时, 坑中坑深度  $h$  与坑中坑位置  $d_1$  的交互作用较强。如采取正交表进行最优化设计时, 应该首要考虑此两个交互作用较强因素。

值得一提的是, 在图 13 中出现了如图所示的交点, 主要是由于大基坑普遍开挖深度、坑中坑开挖宽的影响。

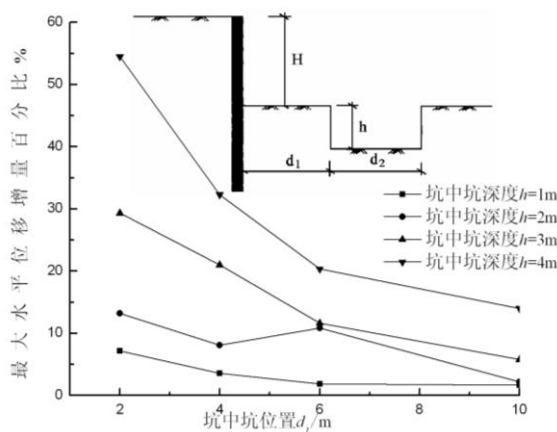


图 14 坑中坑位置与支护结构最大水平位移增量百分比

## 6 结论

本文利用 PLAXIS 对上海某基坑工程中的坑中坑进行了分析, 利用正交试验对影响支护结构最大水平位移的因素进行了探讨, 研究表明:

(1) 坑中坑的开挖对支护结构存在相当影响, 有坑中坑开挖相比无坑中坑开挖, 支护结构水平位移、弯矩以及支撑轴力较大。随着坑中坑位置、坑中坑开挖宽度、开挖深度的改变, 支护结构最大水平位移、墙身最大弯矩发生位置会出现在不同深度。在基坑工程中, 坑中坑存在的影响不能忽视, 对于基坑计算深度的选取也要慎重, 尤其对于重要基坑工程。

(2) 对于坑中坑位置、坑中坑开挖宽度、坑中坑开挖深度这三个参数, 坑中坑开挖深度的改变对支护结构的影响最大, 坑中坑位置次之, 坑中坑开挖宽度影响最小。同时坑中坑位置、深度、宽度对支护结构的影响是相互牵连的, 在基坑围护中要综合考虑。

(3) 当坑中坑到支护结构侧壁距离越近、坑中坑开挖宽度越广、坑中坑开挖深度越深时, 坑中坑对基坑支护结构影响越大。另外, 坑中坑的影响还与土层情况、基坑普遍开挖深度、支护结构支护深度等因素存在一定关系。

(4)坑中坑距离大基坑边为2~3倍坑中坑的挖深时,对大基坑的支护结构将会产生较大的影响,不同土质的坑中坑开挖层,影响情况不同。当坑中坑开挖层是淤泥质土时,坑中坑影响范围是2倍坑中坑开挖深度左右;当开挖层是淤泥时,坑中坑影响范围增至3倍坑中坑开挖深度。这就涉及到用多宽的土可以压住围护墙,也就是土的宽度超过多少时可以不考虑坑中坑的影响了。由这点可以看出,对于基坑工程中电梯井的位置,安放在基坑中间比基坑周围对基坑支护结构有利。

(5)正交分析试验结果表明,影响坑中坑局部变形以及大基坑围护结构变形的因素按极差值从大到小排序,可得出其敏感性从高到低依次为:坑中坑开挖深度 $h$ >坑中坑位置 $d_1$ >大基坑普遍开挖深度 $H$ >坑中坑开挖宽度 $d_2$ 。其中坑中坑开挖深度和坑中坑位置是显著因素,且交互作用最强。

本文理论的建立是基于以下假设的:工程是在基坑降水后施工,模拟过程中不考虑孔隙水压,忽略地下水的影响,这点是值得改进的。此外,本文的工作主要是建立在大量文献的阅读和一些现场试验数据的基础上的,尚需要室内试验和今后的现场试验的验证。这些内容将是进一步研究的主要内容。

#### 参考文献:

- [1] 徐为民,屠毓敏. 某工程坑中坑塌滑原因分析及加固设计[J]. 岩土力学, 2010, 31(5):1555-1563.
- [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] 龚晓南,高有潮. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [4] 龚晓南. 墙后卸载与土压力计算[J]. 地基处理, 1995, 6(2): 42-43.
- [5] 龚晓南. 关于基坑工程的几点思考[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 99-102.
- [6] 吴铭炳,林大丰,戴一鸣,等. 坑中坑基坑支护设计与监测[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增): 1569-1572.
- [7] 金立坚,王志刚. “坑中坑”——高低跨深浅坑异形区间隧道的基坑施工技术[J]. 建筑施工, 2005, 27(9):5-7.
- [8] 申明亮,廖少明,周小华,等. 坑中坑基坑应力场的参数化分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增): 187-191.
- [9] Mohr O. Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den bruch eines materials[J]. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1900, 44:1524-1530.
- [10] Mohr O. Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustands eines Korper-elementes [M]. Zivilingenieur:[s.n.], 1882, 113-142.
- [11] R.B.J. Brinkgreve, W.Broere. Reference Manual[M]. The Netherlands: Delft University of Technology & PLAXIS bv.
- [12] Goodman R E, Taylor R L, Brekke T L. A model for the mechanics of jointed rock[J].J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div., ASCE 1968, 99(5):637-660.

- [13] 刘兴旺, 吴世明. 软土地区基坑开挖变形性状研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4):456-460.
- [14] DG/TJ08-61-2010 基坑工程技术规范[S]. 上海, 2010.
- DG/TJ08-61-2010 Technical Code for Excavation Engineering[S]. Shanghai, 2010.
- [15] 潘卫成. 坑中坑的支护及对大基坑支护的影响. 第九届全国地基处理学术讨论会论文集[C]. 2006.

## Effects of pit-in-pit on supporting structure of foundation pit under orthogonal experiment analysis

QIAN Tian-ping

(MOE Key Laboratory of Soil and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

**Abstract:** In order to study the supporting structure under different distances between inner pit-in-pit and foundation pit, excavation widths and depths of pit-in-pit, PLAXIS was adopted to simulate the whole process of pit-in-pit excavation in a foundation pit of Shanghai. And the factors which influence maximum lateral displacements of supporting structure were analyzed using orthogonal experimental design software. The following analytical results are drawn. (1) Supporting structure lateral displacements, bending moments and supporting force of lateral brace are bigger than the situation with no pit-in-pit excavation. (2) The influence will increase with distance between inner pit-in-pit and foundation pit becoming closer, or general excavation depth, depth and width of pit-in-pit becoming bigger. (3) With these three Parameters changed, the location of maximum lateral displacements and maximum bending moments of supporting structure will occur in different depths. (4) The factors that influence deformation of pit-in-pit and supporting structure of foundation pit are sorted with range value and sensitivity descending: depth of pit-in-pit, position of pit-in-pit, general excavation depth of external foundation pit, width of pit-in-pit. Depth and position of pit-in-pit are significant factors, they have the strongest interactions.

**Key words:** pit-in-pit; excavation of foundation pit; supporting structure; lateral displacements; bending moments; supporting force; orthogonal experimental design

# 宁波轨道交通盾构法隧道施工引起地表沉降的预测分析\*

甘涛<sup>1</sup>, 王文军<sup>2</sup>

(1 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学宁波理工学院, 浙江 宁波 315100)

**摘要:** 基于宁波轨道交通首条盾构法隧道的沉降监测数据, 运用 origin8.0 软件进行拟合, 得出适合宁波地区盾构隧道经验预测公式的重要参数地层损失率  $V_l$  和沉降槽宽度  $i$  的确定。运用理论推导得出宁波地区瞬时地表沉降和长期地表沉降预测公式。该预测公式对于指导宁波轨道交通后续工程地表沉降的预测和国内相似地区的沉降预测有着重要的指导意义。

**关键词:** 盾构法隧道; 地表沉降; 地层损失率; 沉降槽宽度; 经验公式

## 1 引言

盾构法是修建城市地铁开挖隧道较为常用的方法。在我国长江三角洲地区, 软粘土广泛分布, 软粘土有着高压缩性、高流变特性等特点。在其中修建隧道很容易给周围土体造成扰动, 改变土体的性状, 诱发周围地层移动, 造成地表沉降。对此类地区进行较为准确的沉降预测进而制定相应的沉降防控措施对于保护城市道路、建筑物、地下管线有着重要的意义。目前在地表沉降预测方面所用的方法主要有: 经验公式法、模型实验法、数值模拟法、理论分析法、人工神经网络法等。经验公式方法概念简单, 只要确定了公式的参数就可以很方便地得到地面沉降槽曲线。最早是 Peck 在 1969 年在总结隧道地表沉降的实测数据, 提出的横向沉降预测公式:

$$S(x) = S_{\max} \times \exp\left[-\frac{x^2}{2i^2}\right] \quad (1)$$

$$S_{\max} = \frac{V_l}{\sqrt{2\pi}i} \quad (2)$$

其中:  $x$ —距盾构轴线水平距离 (m);

$S_{\max}$ —曲线的对称点处 (即隧道中心线的正上方) 所发生的最大沉降;

$i$ —沉降槽宽度 (m);

$V_l$ —地层损失率 ( $\text{m}^3/\text{m}$ )。

Peck 公式提出以后, 国内国际很多学者对其进行修正。国内应用较多的是同济大学刘建航和侯学渊 (1991) 提出考虑扰动土体再固结的地表沉降预测公式:

收稿日期: 2012年2月

宁波市社会发展科研项目 (编号: 2011 C 50051); 宁波市自然科学基金项目 (编号: 2010 A 610085)

$$\delta_v(x,t) = \frac{v_l + H\overline{K}_x t}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (3)$$

$$T = \frac{\sqrt{2\pi P}}{EK_x} \quad (4)$$

$$0 < t \leq T$$

式中:  $\overline{K}_x$ —隧道顶部土体加权平均的渗透系数 (m/天);

$\delta_v$ —固结沉降量;

$P$ —隧道顶部超孔隙水压力的平均值;

$E$ —土骨架的平均压缩模量;

$H$ —埋深 (H);

$T$ —固结完成时间。

Peck 公式有两个重要参数: 沉降槽宽度  $i$  和地层损失  $V_l$ 。这两个参数会随着土体工程特性的不同而在不同的地域类型中存在很大的差异, 套用其它地区的经验参数预测宁波地区盾构法隧道施工地表沉降有着较大的随意性, 为了确定宁波地区盾构法隧道施工中的这两个参数, 主要通过通过对宁波地区一号线一期工程的盾构法隧道施工地表沉降规律进行分析总结, 得出宁波地区的沉降预测参数 ( $i$  和  $V_l$ )。

## 2 宁波轨道交通地层损失率和沉降槽宽度的确定

### 2.1 地层损失 $V_l$ 修正

地层损失是盾构施工中实际开挖土体体积与竣工隧道体积之差。周围土体在弥补地层损失中发生地层移动。地层损失率以占盾构理论排土体积的百分比表示。圆形盾构理论出土体积为盾构截面面积。地层损失率  $V_l(\%) = V_l/V$ , 其中  $V_l$  为地层损失,  $V$  为盾构隧道单位长度的理论体积。Peck 假定施工引起的地面沉降是在不排水情况下的, 所有沉降槽的体积应该等于地层损失的体积, 假定地层损失在隧道长度上均匀分布, 地面沉降的横向分布为正态分布曲线。根据其定义, 采用格子法确定宁波盾构法隧道地层损失  $V_l$ , 进而确定地层损失率。在沉降曲线上打上格子 (每个格子面积为  $0.0002\text{m}^2$ ), 通过数格子法测算地层损失率, 相关的计算图形如图 1-图 11 所示:

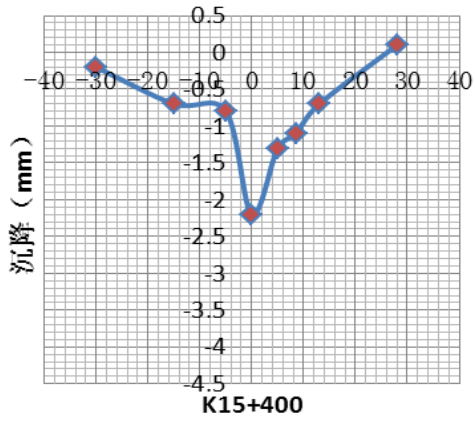


图1 k15+400 断面地层损失格子图

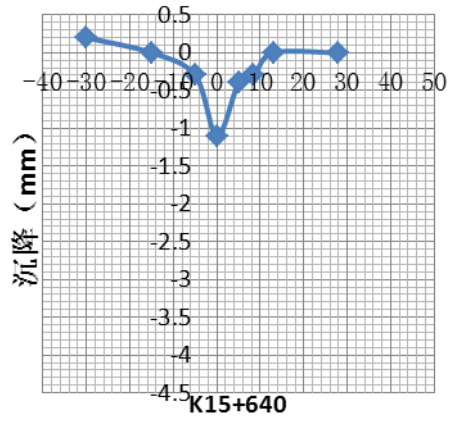


图2 k15+640 断面地层损失格子图

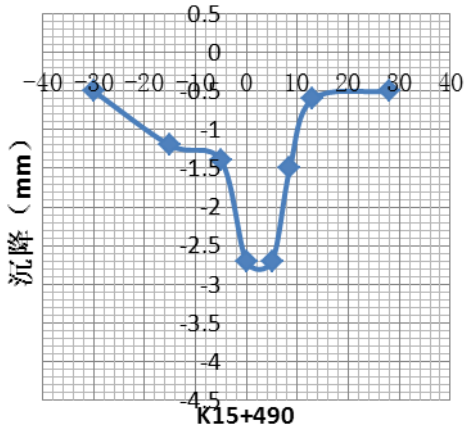


图3 k15+490 断面地层损失格子图

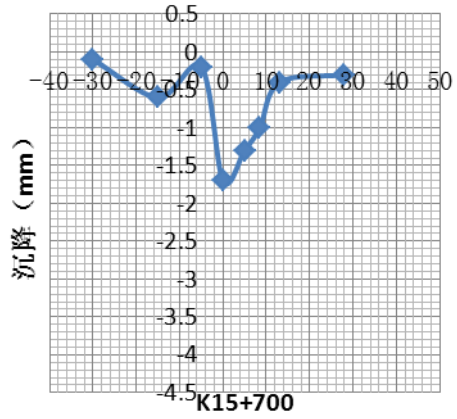


图4 k15+700 断面地层损失格子图

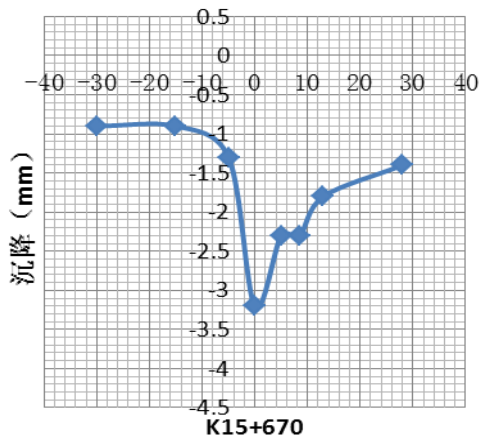


图5 k15+670 断面地层损失格子图

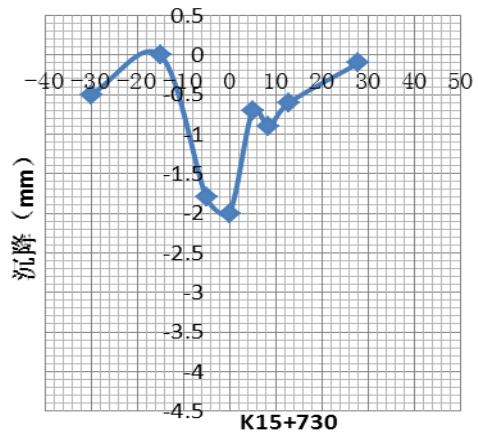


图6 k15+730 断面地层损失格子图

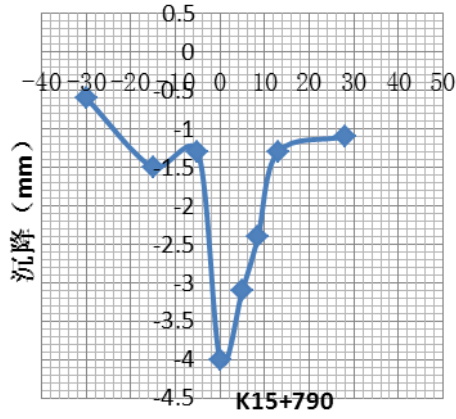


图 7 k15+790 断面地层损失格子图

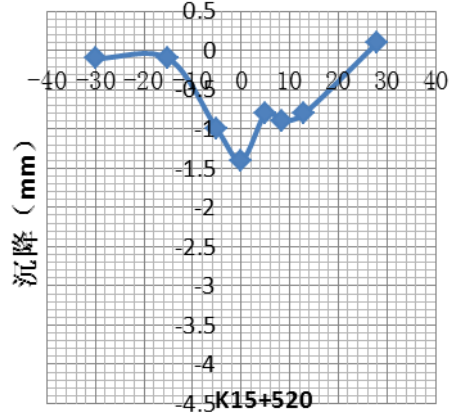


图 8 k15+520 断面地层损失格子图

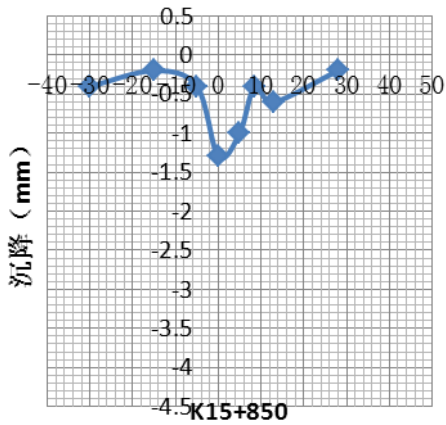


图 9 k15+850 断面地层损失格子图

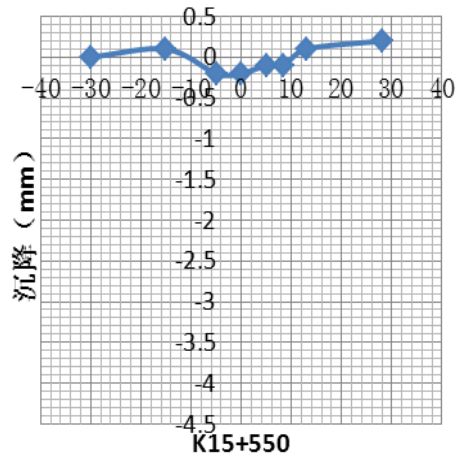


图 10 k15+550 断面地层损失格子图

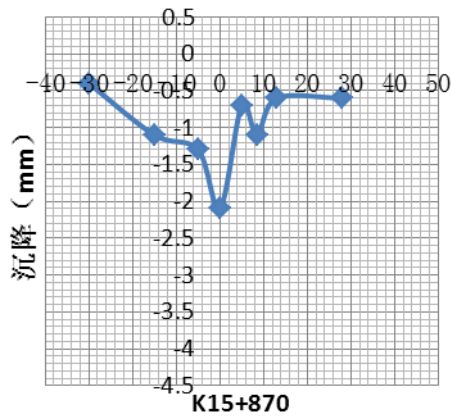


图 11 k15+870 断面地层损失格子图



根据图 1-图 11 的结果，地层损失如表 1 所示：

表 1 (a) 监测断面地层损失表

监测断面	K15+400	K15+490	K15+520	K15+640	K15+700
满格数	180	325	180	34	145
半格数	46	62	68	16	60
合计	206	356	216	42	175
地层损失×100%	0.13%	0.22%	0.13%	0.03%	0.11%

表 1 (b) 监测断面地层损失表

监测断面	K15+730	K15+790	K15+850	K15+870	K15+670
满格数	178	455	129	252	472
半格数	96	86	54	74	128
合计	226	498	156	289	536
地层损失×100%	0.14%	0.31%	0.01%	0.18%	0.33%

用合计格子数乘 0.0002 m<sup>2</sup>，然后再除以盾构外径（盾构外径为 6.4mm）切割面的面积得地层损失。

剔除某些异常地层损失点的影响，沉降槽宽度与覆土厚度，除杂填土外的覆土厚度，主要软土层的厚度的关系如下，拟合结果来源于 origin8.0。上述图表的拟合结果如式 5、6、7 所示。

1) 沉降槽与覆土关系

$$N = -95H + 1544 \quad (5)$$

其中，修正系数 R<sup>2</sup> 为 0.7，H 为覆土厚度(m)。

2) 沉降槽与覆土厚度（除杂填土外）关系曲线

$$N = -77H_f + 1067 \quad (6)$$

其中，修正系数 R<sup>2</sup> 为 0.35，H<sub>f</sub> 为除杂填土外的覆土厚度(m)。

3) 沉降槽与主要软土层关系曲线

$$N = -90H_r + 1319 \quad (7)$$

其中，修正系数 R<sup>2</sup> 为 0.54，H<sub>r</sub> 为主要软土层厚度(m)。

表 2 地层损失与主要软土层厚度, 覆土厚度 (除杂填土), 覆土厚度关系表

断面	主要软土层 ( $H_f/m$ )	覆土厚度 ( $H_f/m$ )	覆土厚度 ( $H/m$ )	地层损失 (N)
K15+400 断面	12.3	12.9	14.3	206
K15+490 断面	13.3	14.3	15.1	356
K15+520 断面	12	13.3	15.1	214
K15+640 断面	11.6	13.1	14.9	42
K15+670 断面	12	12.8	14.6	536
K15+700 断面	10.3	11.5	13.9	175
K15+730 断面	10	11.5	13.2	226
K15+790 断面	8.9	9.9	11.4	498
K15+850 断面	6.8	7.7	9.9	156
K15+870 断面	6.1	8.1	9.7	289

通过此分析结果选取修正系数最大的公式 5 来预测地层损失, 由于数据有限, 这些数据并不能完全反应宁波地区的盾构法隧道的情况。由以上区间段的统计分析, 宁波地区地层损失范围在 0.1%~0.33%之间, 这一点和其它地区的地层损失有很大的不同, 国内软土地区以上海地区为例地层损失在 1%~2%之间。在宁波轨道交通盾构法隧道施工中, 地表沉降值较小, 甚至在某些区段出现地表隆起现象, 这与一般地区地表变化不太一致; 宁波地区地层损失之所以这么小可能与宁波软土的流塑性和注浆是否及时等施工参数有关, 参照其它地区经验, 本文建议宁波地区地层损失取值在 0.5%~2%之间。

## 2.2 沉降槽宽度 $i$ 的修正

为了修正沉降槽宽度, 我们采用几个断面的损失沉降槽监测数据进行分析, 以了解宁波轨道交通沉降槽宽度与相关参数的关系。

沉降槽宽度与主要软土层厚度、覆土厚度 (除杂填土)、覆土厚度的关系见表 3。

前人研究表明沉降槽宽度  $i$ , 与开挖半径  $R$  和盾构轴线埋  $Z$  深存在以下关系:

$$\frac{i}{R} = K \left( \frac{Z}{2R} \right)^n \quad (8)$$

$K$ ,  $n$  为待定系数, 两边同时取对数:

$$\ln i = n \ln z - n \ln(2R) + \ln K + \ln R$$

令  $\ln z = x$ ,  $\ln i = y$ ,  $n=a1$ ,  $-n \ln(2R) + \ln K + \ln R = b1$

根据实测监测数据, 沉降槽宽度与盾构轴线埋深的关系见表 4。

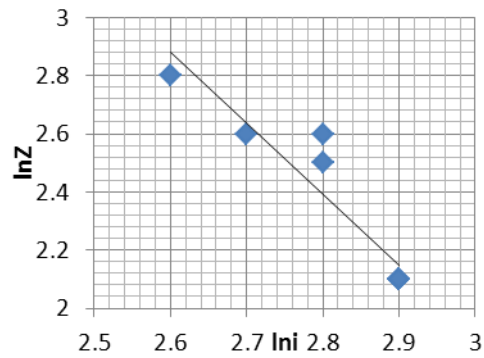
表 3 短期沉降槽宽度

断面	主要软土层厚度 ( $H_1/m$ )	覆土厚度 ( $H_2/m$ )	覆土厚度 ( $H_3/m$ )	沉降槽宽度 (m)
K15+400 断面	12.3	12.9	14.3	8
K15+490 断面	13.3	14.3	15.1	8
K15+640 断面	11.6	13.1	14.9	8
K15+670 断面	12	12.8	14.6	8
K15+700 断面	10.3	11.5	13.9	12
K15+730 断面	10	11.5	13.2	14
K15+790 断面	8.9	9.9	11.4	13
K15+850 断面	6.8	7.7	9.9	16

表 4 实测监测数据，沉降槽宽度与盾构轴线埋深的关系表

	$i$	$\ln i$	$Z$ (轴线埋深)	$\ln z$
FSZ4	8	2.1	17.5	2.9
FSJ4	8	2.1	18.3	2.9
FSZ12	8	2.1	18.1	2.9
FSJ6	8	2.1	17.8	2.9
FSZ13	12	2.5	17.1	2.8
FSZ14	14	2.6	16.4	2.8
FSZ15	13	2.6	14.6	2.7
FSZ16	16	2.8	13.1	2.6

$\ln i$  与  $\ln z$  对应关系如图 12 所示:

图 12  $\ln i$  与  $\ln z$  关系图

宁波轨道交通盾构法隧道施工沉降槽宽度  $i$ , 开挖半径  $R$  和盾构轴线埋  $Z$  深存在式 9 对应的关系:

$$\frac{i}{R} = 38 \left( \frac{Z}{2R} \right)^{-2.4} \quad (9)$$

### 3 宁波软土盾构法隧道施工地表沉降预测公式

#### 3.1 瞬时地表沉降预测公式

Peck 公式不一定适合宁波地区, 假定宁波地区盾构法隧道瞬时地表沉降预测公式:

$$\delta_v(x,t) = \frac{v_l}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-b \frac{x^2}{i^2}\right) \quad (10)$$

其中  $a$ ,  $b$  为待定系数。

对公式两边取绝对值后取对数, 式 10 变形为

$$\ln|\delta_v| = \ln|v_l| - \ln|\sqrt{2\pi i}| - \frac{b}{i^2} x^2 \quad (11)$$

令  $Y = \ln|\delta_v| + \ln|\sqrt{2\pi i}|$ ,  $b_0 = \ln|v_l|$ ,  $a_0 = -\frac{b}{i^2}$ ,  $X = x^2$

则上式可变形为

$$Y = a_0 + b_0 \quad (12)$$

表 5 实测数据对应的  $Y$ ,  $X$  值表 (断面距轴线距离取平方值)

$X^2$	900	225	25	0	25	.25	169	784
K15+4 0 0 断面	-5.52	-4.27	-4.13	-3.12	-3.65	-3.81	-4.27	-6.21
K15+6 4 0 断面	-5.52	-8.51	-5.11	-3.81	-4.83	-5.11	-8.51	-8.51
K15+7 0 0 断面	-5.81	-4.01	-5.11	-2.97	-3.24	-3.5	-4.42	-4.71
K15+7 3 0 断面	-4.04	-7.96	-2.76	-2.66	-3.71	-3.46	-3.86	-5.65
K15+7 9 0 断面	-3.93	-3.02	-3.16	-2.04	-2.29	-2.55	-3.16	-3.33

采用 origin8.0 软件进行线性拟合, 拟合结果如表 6 所示:

表6 origin8.0 拟合结果

断面	斜率	截距	调整系数 R <sup>2</sup>
K15+400 断面	-0.003	-3.65	0.840
K15+640 断面	-0.002	-5.67	0.006
K15+700 断面	-0.002	-3.69	0.42
K15+730 断面	-0.002	3.79	-0.025
K15+790 断面	-0.001	-2.56	0.57

选择调整系数最大的拟合结果，即拟合结果为  $Y=-0.003X-3.65$

将拟合斜率和截距值代入  $a_0 = -\frac{b}{i^2}$ ，得  $b=0.2$ ，此时单位长度地层损失为： $V_f=0.026m^3$

上述计算结果中， $a$  决定着最大沉降； $b$  值决定着曲线的形状。宁波轨道交通瞬时地表沉降预测公式如式 13 所示：

$$\delta_v(x,t) = \frac{v_l}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-0.2 \frac{x^2}{i^2}\right) \quad (13)$$

### 3.2 宁波软土盾构法隧道施工地表沉降预测公式

(1) 含参数的长期地表沉降预测公式

宁波地区盾构法隧道地表沉降经验预测公式为式 14：

$$\delta_v(x,t) = \frac{v_l}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-b \frac{x^2}{i^2}\right) \quad (14)$$

假定宁波地区盾构法隧道地表沉降预测公式如下式所示（距离中心线  $x$  (m) 处  $t$  (天) 的固结沉降量公式)：

$$\delta_v(x,t) = \frac{v_l + H\overline{K}_x t}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-b \frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (15)$$

$$T = \frac{\sqrt{2\pi P}}{EK_x} \quad (16)$$

$0 < t \leq T$  式 15 即为考虑固结的宁波轨道交通盾构法隧道地表沉降预测的 Peck 修正公式， $b$  为待定系数。

(2) 沉降预测公式中  $b$  的确定

长期地表沉降预测公式如式 15 所示, 对其两边同时取对数变形为:

$$\ln|\delta_v(x,t)| = \ln\left(\frac{v_l + H\overline{K_x t}}{\sqrt{2\pi i}}\right) - b\frac{x^2}{i^2} \quad (17)$$

$$\text{令 } Y = \ln|\delta_v(x,t)|, \quad X=x^2, \quad B = \ln\left(\frac{v_l + H\overline{K_x t}}{\sqrt{2\pi i}}\right), \quad A = -b\frac{x^2}{i^2}$$

式 17 可变形为

$$Y = AX + B \quad (18)$$

用实测地表沉降监测数据来反推  $A$ ,  $B$  值。

表 7 (a) 典型断面沉降监测值 (mm)

$X/m$	sd41 断面 83 天	FSZ12 断面 20 天	FSZ13 断面 22 天	FSZ14 断面 42 天	SD41 断面 56 天
-30	-0.9	-0.7	-1.2	-1	-0.9
-15	-1.4	-1.9	-1.7	-1.5	-1.4
-5	-6.4	-3.9	-2	-5.3	-6.4
0	-30.8	-10.3	-4.8	-7.4	-21.5
5	-5.8	-4.7	-3.9	-5.1	-5.8
8.5	-3.2	-3.8	-3.4	-2.7	-3.2
13.5	-1.1	-3.2	-2.1	-1.9	-1.1
28	-1.2	-1.4	-0.8	-0.2	-1.2

表 7 (b) 典型断面沉降监测值 (mm)

$X/m$	sd66 断面 49 天	sd91 断面 10 天	sd91 断面 20 天	sd91 断面 40 天	SD116 断面 10 天
-30	-0.1	-2.5	-2.5	-2.5	-0.5
-15	-0.1	-2.6	-2.6	-2.6	-1.2
-5	-3.1	-11	-11	-11	-1.9
0	-22.1	-15.4	-17.3	-29.1	-2.7
5	-3.6	-12.3	-12.3	-12.3	-2
8.5	-12.2	-7.4	-7.4	-7.4	-1.3
13.5	-0.6	-3.6	-3.6	-3.6	-1.2
28	-3.9	-4	-4	-4	-0.9

表 7 (c) 典型断面沉降监测值 (mm)

$X/m$	sd166 断面 20 天	sd166 断面 40 天	sd66 断面 78 天	Sd141 断面 30 天	SD25 断面 85 天
-30	-0.5	-0.5	-0.1	-0.1	-1.9
-15	-1.2	-1.2	-1	-0.1	-0.5
-5	-1.9	-1.9	-3.1	-0.7	-10.3
0	-2.7	-13.2	-30.4	-18.1	-36.7
5	-2	-2	-3.6	-6.1	-7.4
8.5	-1.3	-1.3	-3.6	-2.9	-3.4
13.5	-1.2	-1.2	-0.6	-0.5	-1.9
28	-0.9	-0.9	-3.9	-0.6	-1.1

对上述沉降监测数值都乘以-0.001, 然后取自然对数, 使用 origin8.0 进行线性拟合, 拟合后的  $A$ ,  $B$  值见表 8。

表 8 (a) 断面沉降 origin8.0 拟合结果取对数

	sd41 断面 83 天	FSZ12 断面 20 天	FSZ13 断面 22 天	FSZ14 断面 42 天	SD41 断面 56 天
$A$	-0.00232	-0.00204	-0.00144	-0.00275	-0.00221
$B$	-5.18	-5.29	-5.75	-5.43	-5.25
$b$	0.77	-0.21	-0.19	-0.44	-0.76
$V_i$	0.1834	0.1022	0.0666	0.0941	0.1947
地层损失率%	0.57%	0.32%	0.21%	0.29%	0.32%

表 8 (b) 断面沉降 origin8.0 拟合结果取对数

	sd66 断面 49 天	sd91 断面 10 天	sd91 断面 20 天	sd91 断面 40 天	SD116 断面 10 天
$A$	-0.00283	-0.00144	-0.00147	-0.00163	-0.0013
$B$	-5.6	-4.73	-4.71	-4.6	-6.28
$b$	-0.75	0.32	0.33	0.37	0.22
$V_i$	0.104	0.3198	0.3142	0.3289	0.0507
地层损失率%	0.32%	1%	0.98%	1.02%	0.16%

表 8 (c) 断面沉降 origin8.0 拟合结果取对数

	sd166 断面 20 天	sd166 断面 40 天	sd66 断面 78 天	sd141 断面 30 天	SD25 断面 85 天
<i>A</i>	-0.0013	-0.00179	-0.00278	-0.00321	-0.00212
<i>B</i>	-6.28	-5.94	-5.43	-6.07	-5.09
<i>b</i>	0.22	0.31	0.76	0.44	0.84
$V_i$	0.04	0.0434	0.0757	0.0335	0.2348
地层损失率%	0.12%	0.13%	0.24%	0.1%	0.73%

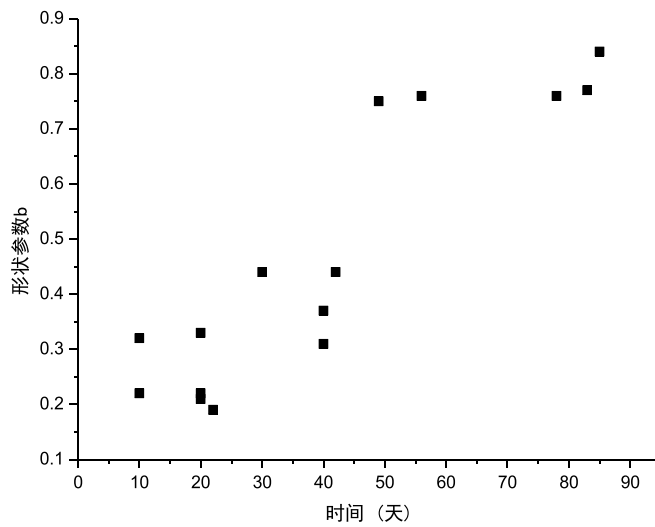


图 13 沉降参数 *b* 与时间 (天) 关系图

从图 13 可以看出, 随着 *b* (*b* 值是决定主要沉降区范围的参数, *b* 越大主要沉降区越小; *b* 越小, 主要沉降区越大) 值随时间会不断变化, 基本可分为三个区间段:

- (1) 在最初的 20 天内, 参数值 *b* 在 0.2 附近波动;
- (2) 在 20 到 50 天, 参数值 *b* 可认为近似呈线性变化, 变化规律如  $y=0.0183x-0.16$  所示;
- (3) 50 天后的参数变化规律近似呈线性规律变化, 参数值 *b* 在 0.75 附近波动。

根据地层损失率的反推结果, 将宁波轨道交通地层损失率初步定为在 2% 内。

宁波轨道交通盾构法隧道施工的地表沉降预测公式为式 19:

$$\delta_v(x,t) = \frac{v_i}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-b \frac{x^2}{i^2}\right) \tag{19}$$



$$T = \frac{\sqrt{2\pi P}}{EK_x} \quad (20)$$

$$0 < t \leq T$$

其中： $v_f$ —地层损失率；  
 $i$ —沉降槽宽度；  
 $H$ —覆土厚度；  
 $\overline{K_x}$ —覆土加权平均渗透系数；  
 $t$ —沉降时间；  
 $b$ —沉降形状修正系数。

在最初的 20 天内，参数值  $b$  在 0.2 附近波动；在 20 到 50 天，参数值  $b$  可认为近似呈线性变化，变化规律如  $y=0.0183x-0.1667$  所示，其中  $x$  为时间，单位以天计算；50 天后的参数变化规律近似呈线性规律变化，参数值  $b$  在 0.75 附近波动。

### (3) 宁波软土盾构法隧道地表沉降经验预测公式的验证

以某断面为例，埋深 10.4m，将其渗透系数加权平均值换算为每天的渗透系数值大小为  $84672 \times 0.00000001 \text{m/天}$ ，地层损失率取为 1%。

根据修正预测公式计算沉降槽宽度为 6.22m，选取该断面瞬时沉降监测值，10 天，40 天，60 天的监测数据如表 9 所示：

表 9 沉降实测值(mm)

距离对称轴距离 (m)	瞬时沉降	10 天地表沉降	40 天地表沉降	60 天地表沉降
-30	-0.1	-0.2	-0.2	-0.2
-15	-0.2	-0.4	-0.5	-0.5
-5	-1.8	-6.5	-10.3	-10.3
0	-2.8	-7.3	-22.5	-31.3
5	-0.9	-5.5	-7.4	-7.4
8.5	-0.2	-2.8	-3.4	-3.4
13.5	-0.1	-1.6	-1.9	-1.9
28	-0.1	-0.6	-1.1	-1.1

通过曲线系数  $b$  的计算公式，计算  $b$  值如下：

瞬时地表沉降曲线和 10 天地表沉降曲线  $b$  值为 0.2，40 天地表沉降曲线  $b$  值为 0.57，60 天地表沉降曲线  $b$  值为 0.7。

沉降预测值计算值如表 10 所示。

表 10 沉降预测值(mm)

距离对称轴距离 (m)	瞬时沉降	10 天地表沉降	40 天地表沉降	60 天地表沉降
-30	-0.02	-0.08	0	0
-15	-0.74	-2.51	-0.91	-0.46
-5	-2.09	-7.05	-17.28	-22.34
0	-2.37	-8.02	-24.97	-36.27
5	-2.09	-7.05	-17.28	-22.34
8.5	-1.63	-5.52	-8.61	-8.94
13.5	-0.93	-3.13	-1.7	-1.06
28	-0.04	-0.14	0	0

实测值与预测值对比图如图 14-图 17 所示。

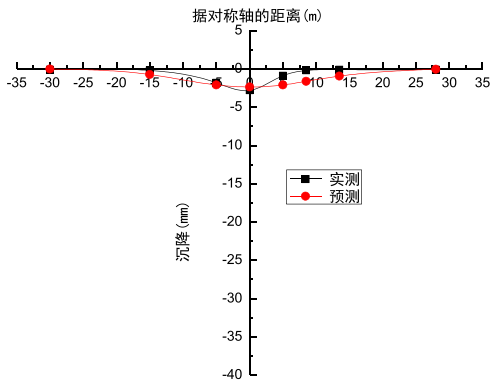


图 14 瞬时沉降监测值与预测值对比图

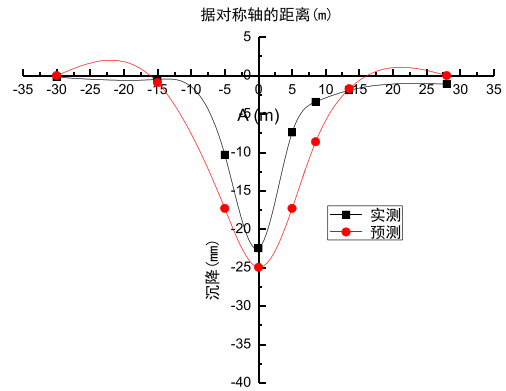


图 15 40 天沉降监测值与预测值对比图

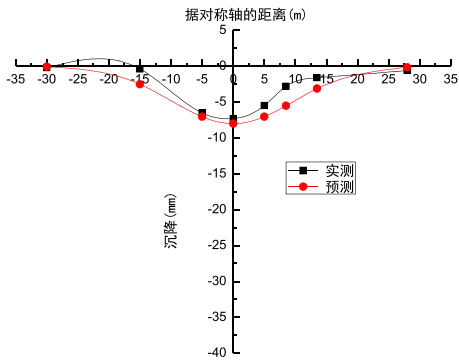


图 16 10 天沉降监测值与预测值对比图

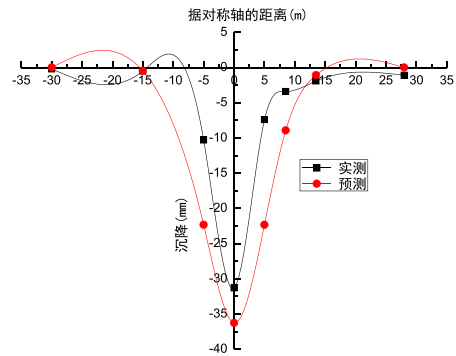


图 17 60 天沉降监测值与预测值对比图

通过预测值与实测值的对比发现：

(1) 预测公式对于宁波轨道交通盾构法隧道地表沉降各阶段的预测中与实测值都很接近(沉降槽宽度和最大地表沉降预测值与实测较为吻合);

(2) 沉降预测曲线将实测曲线包括在内, 预测值偏保守, 能保证根据预测值做出的预防措施更为有效合理;

(3) 在地表隆起方面, 一方面: 实际预测中沉降都是负值, 接近 0, 预测拟合曲线出现隆起是软件自身为了平滑曲线造成的, 实际是没有隆起的(可采用在隆起区域增加沉降预测点的方法消除隆起); 另一方面: 隆起点的位置和实测有偏差, 预测地表出现少许隆起(2mm 左右), 在误差容许范围之内。

由以上分析可知, 预测公式可用于宁波轨道交通盾构法隧道施工的地表沉降预测。同时在相关软土地区地表沉降预测中可借鉴本章提出的地表沉降预测公式。

## 4 结论

基于宁波轨道交通盾构法隧道地表沉降的实测数据, 通过软件你发现和发现如下规律:

(1) 地层损失方面, 宁波地区的地层损失率和上海地区较为接近, 在 2%内;

(2) 沉降槽宽度方面, 宁波地区和国内其它地区差异稍大, 通过 origin8.0 拟合得出宁波轨道交通盾构法隧道施工沉降槽计算公式:

(3) 提出宁波轨道交通盾构法隧道施工瞬时地表沉降和长期沉降计算公式, 其中长期地表沉降的形状与国内预测公式中的  $b$  值为定值同, 可能和宁波软土流塑性较大有关, 在国内相关地区的地表沉降预测中可借鉴此公式。

## 参考文献

- [1] Peck R.B, Deep excavations and tunneling in soft ground, State of the Art Report. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1969, 225-290.
- [2] Atewell P.B., Yeates J. and Selby A.R. Soil movements induced by tunneling and the effects on pipelines and structures, Blackie and Son, London, 1986.
- [3] P. B. Attewell, A. R. Selby. Tunneling in compressible soils: large and structural implications. Tunnelling and underground space technology, ground movements, 1989, 4 (4), 481-487.
- [4] M.P.O'Reilly, B.M.New. Settlements above tunnels in the UK-their magnitude and prediction, Tunnelling'82, 1982. 173-181.
- [5] O'Reilly, M.P., New, B.M.. Settlements above tunnels in the United Kingdom-their: prediction[A]. Proc. Tunnelling 82[C], Institution of Mining and Metallurgy, London, 1982, 173-181.
- [6] Mair, R.J. Taylor, R.N., and Bracegirdle, A. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays[J]. Geotechnique. 1993, 43 (2) 315-320. (下接第 14 页)

- [8] Lee, K. M. and Rowe, R. K. Subsidence due to tunnelling: Part II -Evaluation of a prediction technique[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, 29, S, 941-954.
- [9] Sagaseta, C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. Geotechnique, 1987, Vol. 37No. 3. 301-320.
- [10] 刘建航, 候学渊. 盾构法隧道[M]. 中国铁道出版社, 1991.

## Analysis on the Law of Ground Settlement with Shield Driven Method in Ningbo Area

GAN TAO<sup>1</sup>, WANG WEN -jun<sup>2</sup>

(1 Zhejiang Sci-Tech University, Zhejiang , Hangzhou , 310058 ,

2 Ningbo Institute of Technology, Zhejiang University, Zhejiang, Ningbo, 315100.)

**Abstract:** Based on the measured data of the first line of Ningbo rail transit, the software of origin 8.0 is used to fit measured data in the paper. From the fitting curves, the rate of ground loss( $V_i$ ) and width of setting tank( $i$ ) in Ningbo area are both obtained. This paper also put forward the short-term and the long-term prediction formula to predict ground settlement in Ningbo area. these prediction formulas are of guiding significance not only to the

follow-up construction in Ningbo area, but also of certain reference function to similar regions in China.

**Key words:** Shield driven method ,Ground settlement, Rate of ground loss( $V_i$ ), Width of setting tank( $i$ ), Prediction formula

# 北京地铁四号线马家堡站新技术应用

马海燕<sup>1</sup>, 芦海清<sup>2</sup>

(1. 北京城乡建设集团紫荆市政分公司, 北京 100054; 2. 中建三局建设工程股份有限公司)

**摘要:** 北京地铁四号线马家堡站在建设部推广的十项新技术中有策划、有组织、有投入地应用了多项新技术取得了显著的质量效果, 获得了巨大的经济效益, 本文重点介绍冷轧带肋钢筋焊接网及粗直径钢筋直螺纹连接技术在工程中的应用。

**关键词:** 四号线; 新技术; 应用

## 1 引言

北京地铁四号线是一条贯穿北京市区南北的轨道交通线路, 地理位置特殊, 线路穿越丰台、宣武、西城、海淀四区, 危险源众多, 风险等级大, 地铁工程自身的特点决定了新技术应用的必然性。马家堡站采用了多项“四新”技术, 通过开展“科技示范工程”活动, 提高了广大管理人员的创新意识, 调动了员工的积极性和创造性, 取得了可喜成果。



图1 地铁四号线马家堡站

## 2 工程概况

北京地铁四号线马家堡站(见图1)位于马家堡西路,马草河南侧16m,沿马家堡西路南北走向布置。车站全长230.5m,总建筑面积约11618.3m<sup>2</sup>。车站为地下2层单柱双跨(局部为双柱)框架结构,其中公共区及设备区采用单柱双跨形式,南端设备管理用房区部分采用双柱三跨形式,底板埋深约17.5m,顶板覆土约3.5m。车站双跨(含3跨)标准宽度为18.9m,单跨标准宽度为13.0m,采用钻孔灌注桩+钢支撑支护明挖法施工。马家堡站附属结构包括风道和出入口结构,共有出入口、风道和消防疏散通道6部分,其中出入口共3个,风道及风亭共2座,均为明挖、暗挖结合工艺施工;设置在东侧的一个消防疏散通道采用暗挖法施工。

### 3 新技术应用

本工程在建设部推广的十项新技术中,应用了其中八大项,共12小项,本文主要介绍冷轧带肋钢筋焊接网及粗直径钢筋直螺纹连接技术的应用。

#### 3.1 冷轧带肋钢筋焊接网的应用技术。

焊接网(见图2)实行工厂化生产,利用优质的冷轧带肋钢筋,根据设计提供的网片编号、直径、间距和行业标准的要求,通过智能化生产线制造而成,焊接前后钢筋的力学性能几乎没有变化,焊接网的优点有:

1) 网目间距尺寸、钢筋数量准确,克服了传统人工绑扎时由人工摆放钢筋造成间距尺寸误差大、绑扎质量出现漏扎、缺扣的现象。

2) 焊接网刚度大、弹性好、焊点强度高、抗剪性能好,荷载可均匀分布于整个混凝土结构上。在本工程的应用中我们采用了加密有保护层的焊制马凳,使整个面网平面基本上控制在同一标高上,克服了原来绑扎I级圆钢产生的强度低、平面刚度差、施工中易被施工人员踩踏变形和位移,使载面有效高度发生变化,影响结构的承载能力和面筋保护过小等现象。

3) 焊接网片由于采用纵、横钢筋点焊成网状结构,达到共同均匀受力起粘结锚的目的,加上断面的横肋变形、增强了与混凝土的握裹力,有效地防止了混凝土裂缝的产生,提高了钢筋混凝土的内在质量。

焊网用作钢筋混凝土构件配筋与使用散支钢筋(即人工绑扎钢筋)相比有以下优点:

1) 节约钢材: 钢材节约可达33%。

2) 施工速度快: 冷轧带肋钢筋焊接网用于现浇混凝土结构的施工,可使钢筋下料、布设、绑扎等大量的现场作业工作量转到专业化工厂内用机械完成,有利于产品工厂化程度的提高。降低现场钢筋安装的劳动强度,采用钢筋焊接网,可以减少劳动力50%~70%,在基本相同的条件下,安装焊网消耗的工时数约为安装散支钢筋的30%,平均每吨少用14~17小时。

3) 施工质量好: 通常冷轧带肋钢筋焊接特别适用于大体积砼工程,采用人工绑扎散支钢筋时,其配筋数量、间距以及保护层厚度往往不容易符合设计图纸的要求,配筋质量检验和不合格部分的纠正也费时、费工。而焊网的网孔尺寸规整,纵横向间距准确,网片刚度大,弹性好,施工时受操作人员踩踏和机械的作用发生变形的可能性较小,砼保护层易于保证;因此,使用钢筋焊网有利于提高混凝土工程的施工质量。



图2 焊接网

4) 构件质量好: 焊接网的受力钢筋和分布筋可采用较小直径, 配之以较密的钢筋间距, 焊接网的纵筋与横筋形成网状结构共同起粘接锚固作用; 同时冷轧带肋钢筋表面带肋, 与混凝土的粘结强度相当于光面钢筋的 3 倍以上, 有利于防止砼裂缝的产生与发展; 混凝土构件的抗裂性能提高 75%左右, 构件挠度减小 8%。

5) 明显的综合经济效益: 节材 33%左右, 缩短钢筋工程工期 70%, 由此带来许多间接效益, 如甲方的投资回收期缩短, 施工方大型设备租赁费、现场搭设临时设施的简化, 间接费、人工费都直接下降, 从而获得明显的经济效益。

6) 明显的社会效益: 缩短了施工周期, 减少对环境的污染; 施工质量和构件质量的提高, 结构安全性也随之提高; 节省钢材是对环保的一大贡献。

焊接网将原来的现场制作的全部工序及 90%以上的绑扎成型工序全部进行了工厂化生产, 除保证钢筋制作、绑扎的质量外, 还大大缩短了工程的施工周期, 而且解决了施工场地狭小和调直钢筋时所产生的噪音污染等问题, 促进了现场文明施工。

### 3.2 大直径钢筋直螺纹连接技术

钢筋滚压直螺纹连接技术(见图 3)是在钢筋母材的端头上采用冷压滚丝的方法加工制造的通过专用滚丝机将钢筋端头部分压圆并随即将压圆的钢筋端头滚出螺纹和套筒通过螺纹连接形成的钢筋机械接头。

滚压直螺纹接头是通过金属材料塑性变形后冷作硬化增强金属材料强度, 使接头和母材等强, 利用连接套筒对接钢筋, 在施工现场用普通扳手拧紧即可对接。

该技术是在钢筋焊接连接、套筒挤压连接和锥螺纹连接等技术基础上的一大进步, 具有接头强度高、与母材等强、连接速度快、性能稳定、应用范围广、操作方便、用料省等特点, 有很高的推广价值和实用价值。钢筋等强滚压直螺纹接头适用于一切抗震设防和非抗震设防

的混凝土结构工程的钢筋连接。

本工程钢筋连接主要采取滚轧等强剥肋直螺纹连接工艺,根据设计要求大于  $\Phi 22$  的钢筋均采用等强直螺纹连接工艺,其套筒种类有:  $\Phi 22$ 、 $\Phi 25$ 、 $\Phi 28$ 。整个工程大约有 9.2 万个接头。(其中  $\Phi 22$ 、22000 个;  $\Phi 25$ 、42000 个;  $\Phi 28$ 、32000 个)。主要操作要点如下:

1) 钢筋预加工施工程序: 钢筋除锈、调直→下料→磨光毛刺→将钢筋端头送入套丝机卡盘开口内→车出直形丝头→测量和检验丝头质量→合格的按规定力矩值拧上直螺纹连接套→在两端分别拧上塑料保护盖和保护帽→编号、分类、堆放备用。

2) 钢筋端部应先调直再下料,切口端面应与钢筋轴线垂直,不得有马蹄形或挠曲,不得用气割下料或处理端口。

3) 滚压机的滚压头采用冷却水溶性切削冷却液,不得使用油类冷却液套丝。钢筋丝纹与连接套的丝纹必须完好无损,如发现丝纹表面有杂质,应予清除。

4) 经自检合格后钢筋丝头,应立即套上防护帽或与之相连接的连接套,在连接套另一端安上塑料防护帽保护。

5) 安装时首先把连接套的一端安装在基本钢筋的端头上用管钳扳手将其拧紧到位,然后导向对中夹紧连接套,将待接钢筋通过导向夹钳中孔对中,拧入连接套内拧紧到位,完成连接,卸下工具随时检验,不合格的立即纠正,合格的在连接套上涂上已检的符号。

6) 现场安装程序: 钢筋就位→回收待连接钢筋上的密封盖和保护帽→用手拧上钢筋,使首尾对接入连接套→按直螺纹连接的力矩值用管钳扳手扭紧钢筋接头→用油漆在接好的钢筋上标记→质检人员按规定力矩值检查钢筋连接质量,力矩扳手发出响声为合格接头→作钢筋接头的抽检记录→随机见证取样作接头性能检验。



图 3 钢筋连接技术



大量采用了滚轧直螺纹套筒钢筋连接技术，其连接方法操作简单，接头可靠，对中性好等优点，大大提高了施工速度和施工质量。

- 1) 接头强度高，接头强度大于钢筋母材强度。
- 2) 性能稳定，接头性能不受扭紧力矩影响。
- 3) 连接速度快，直螺纹连接套筒比锥螺纹套筒短 40%左右，且丝扣螺距大，不必使用扭力扳手，施工方便。
- 4) 应用范围广，对弯折钢筋、固定钢筋、钢筋笼等不能转动钢筋的场合，可不受限制，使用方便。
- 5) 经济效益好，直螺纹接头比套筒挤压接头省钢材 70%左右，比锥螺纹接头省钢材 35%左右。
- 6) 便于管理，省去用扭力扳手检测这道工序，对工人素质及检测工具的依赖性明显减小。

## 4 结论

本文介绍了北京地铁四号线马家堡站新技术的应用情况，通过新科技示范工程建设，有如下体会。

### 1) 向管理要效益、向技术要效益

要想高质量、高效益、高速度的完成一项工程，必须依靠科学技术的手段；把科技示范工程与创优工程、安全文明施工等项目管理活动结合在一起，推动科技示范工程向更高层次发展；同时在施工过程中，通过新技术的应用和施工工艺的不断改进，保证质量、工期、效益等项目管理目标的实现，并带动工程质量、施工管理和效益的全面提高。

### 2) 新技术的推广应用要积极建立产、学、研互动平台

工程项目应与建筑技术科研单位、设计院及有关厂家建立长期战略合作关系，互相取长补短，实现信息沟通、共同研发。同时项目还可以通过“走出去、请进来”等思路，去外单位现场观摩学习、邀请专家组织开展多种形式的专题培训、研讨会议，拓宽技术人员知识面，提高技术人员的业务钻研能力。

### 3) 推广应用新技术应结合工程实际情况，有针对性的选择

工程项目是应用新技术的载体和平台。新技术的应用也应以承建合同为依据，结合设计图及工程实际情况，制定一个切实可行的实施计划和保证措施。切不可盲目推广，否则事与原违。

### 4) 新技术推广应用完善落实相关管理制度及推广流程

建立新技术推广组织机构，落实责任制；制定详细推广计划，才能保证新技术推广任务的完成。同时要认真做好科技成果推广应用过程中的资料收集，及时总结工作，总结利弊得失，以利于该项技术更加完善。系统总结各项目应用新技术情况，并建立强大的信息数据库，实现公司各技术人员共享。

### 5) 新技术应用应取得相关单位的必要支持和配合

新技术推广应用是一项复杂的系统工程,从项目前期策划、设计、施工,至项目投入使用等各过程都对新技术的推广应用均有重大影响。施工单位在新技术推广过程中应积极取得建设单位、设计单位和监理公司等相关单位的配合和支持。

### 参考文献:

- [1] 曲慧. 建筑业十项新技术之防水技术[J]. 施工技术, 2011. 43-46.
- [2] 马美娟, 杨富春, 崔惠钦等. 建筑业 10 项新技术之信息化应用技术[J]. 施工技术, 2011. 54-59.
- [3] 金宝. 小断面通道进入大断面主洞垂直交叉口 CRD 法与上挑洞法施工比较[J]. 隧道建设, 2010. 701-705.
- [4] 曲海峰. 扁平特大断面隧道修筑及研究概述[J]. 隧道建设, 2009. 166-171.
- [5] 李立. 地铁区间隧道穿越建筑物基础的保护方案探讨[J]. 隧道建设, 2008. 720-723.
- [6] 高海宏. 复杂条件下大跨公路隧道施工中的关键技术[J]. 隧道建设, 2008. 51-55.
- [7] 叶哲人. 浅谈建筑工程施工新技术的应用[J]. 中国城市经济, 2010. 181-181.
- [8] 徐立松. 建筑节能新技术新材料的应用[J]. 科技资讯, 2009. 59-59.
- [9] 范庆国. 建筑工程施工新技术应用案例[M]. 中国建筑工业出版社, 2007.
- [10] 李海岭. 最新桥涵隧道工程设计施工验收养护规范与质量验评标准及新技术应用手册[M]. 科大电子出版社, 2005.

## New Technology Application In Majiapu Station ,Beijing Subway Line 4

MA Haiyan <sup>1</sup>, LU Haiqing <sup>2</sup>

(1 Zijing municipal engineering branch of Beijing Urban and Rural Construction Group

2 China Construction Third Engineering Bureau Co. ,Ltd.)

**Abstract:** The new technologies promoted by the ministry of housing and urban-rural development had been well considered in Majiapu station in Beijing subway line 4. This paper highlighted the application of cold-rolled ribbed welded steel fabrics and vertically rolled spiral reinforcement connection technologies. Remarkable quality effect and great economic benefits had been obtained from the implements.

**Key words:** Subway line 4, new technology, application

**编者按：**本刊在第22卷第2期《一题一议》栏中刊登了龚晓南“承载力问题与稳定问题”一文，在第22卷第3期刊登了曹洋“地基承载力与稳定问题”一文。下文是作者何广讷就此问题，对不同荷载类型下的地基承载力和稳定性的概念、确定方法进行了讨论。欢迎各位同行对这两个问题提出自己的看法，继续展开更加深入的讨论。

## 关于地基承载力问题与稳定问题

何广讷<sup>1</sup>，曲作源<sup>2</sup>，刘莹莹<sup>2</sup>

(1 大连理工大学 2 大连金波土木工程有限公司)

**摘要：**地基承载力与稳定问题是岩土工程的基本问题，深入地理解和认识其基本概念，非常必要。开展这方面的探讨很有意义。

**关键词：**地基承载力；地基稳定性；土坡稳定性；柔性荷载

### 1 引言

地基承载力与稳定问题属岩土工程的基本问题，至关重要。一旦发生失稳破坏不仅所建工程遭受到极大的破坏和严重的经济损失，甚至有造成人员伤亡的灾难。故长期以来一直是工程人员普遍关心的问题。对它们基本概念的理解和认识进行深入地探讨是很有意义和必要的。

### 2 岩土工程稳定性的基本概念

稳定是所有岩土工程的基本要求。它包括地基的稳定性、边坡（人工边坡与自然边坡）的稳定性，如岸坡、路堤以及土坝坝坡和它们的整体稳定等等。稳定性是岩土工程首先要考虑的问题，是评价其是否安全可靠，也就是判断在其自身荷载与外加荷载作用下确保不发生上述各类型的失稳破坏，并有足够的安全度。是属土体强度的问题，与土的强度指标、土的内摩擦角 $\varphi$ 、凝聚力 $C$ 或十字板抗剪强度等密切相关。

### 3 建筑物地基的稳定性与承载力

地基的稳定性是指地基在基础传至的全部荷载（包括既有垂直荷载又有水平荷载形成的倾斜荷载）作用下，基底土体抵抗剪切破坏的稳定安全程度。

由于地基土体的剪切破坏，常使建筑物发生灾难性的危害，在任何情况下都不允许发生，必须有足够的安全度。因此，地基的承载力是地基的稳定性满足规定的（工程要求的）稳定安全度所对应的地基荷载。

#### 3.1 地基承载力的确定

地基承载力（承载力特征值）可由载荷试验或其它原位测试、公式计算并结合工程实践经验等方法综合确定。

对于承受竖向荷载的基础一般以载荷试验为主进行综合分析确定。如《建筑地基基础设计规范》。

对于承受斜向荷载的基础，则多以汉森公式计算的极限荷载除以相应的安全系数后的结果为主，结合工程经验综合分析确定，例如港口地基规范就是按这一方法确定地基的承载力。

### 3.2 关于计算法求地基承载力的途径

众所周知计算确定地基承载力的途径有弹塑性法与刚塑性法。

弹塑性法是鉴于地基属很大范围的土体，当承受的荷载达到临塑荷载时，仅在基底面的两边点刚刚出现塑性平衡（极限平衡），相对地基整体失稳具有很大的安全度。而且即使地基中已出现一定范围的塑性变形区，只要地基的大部分土体还是稳定的，地基仍具有较大的安全度。工程经验表明，地基中塑性变形区的深度达  $1/3 \sim 1/4$  的基宽时，从稳定的角度来说地基仍属安全。此时所对应的荷载称为临界荷载，以其作为地基的承载力。

刚塑性法是设法求得地基的极限荷载，也就是使地基刚发生整体剪切破坏时所承受的荷载，可以理论推求或由现场试验确定。求得极限荷载后，除以使地基具有足够稳定的安全系数，即为地基的承载力。

### 3.3 地基承载力的内涵

综上所述，不论从计算途径的出发点、依据和目的都是从稳定的角度保证在所求得的承载力作用下地基具有足够的安全稳定性，而不保证满足地基的允许变形。属稳定问题的范畴。至于地基的变形则与地基土体的变形特性（压缩模量  $E_s$ 、柏松比  $\mu$ ）；荷载应力的分布、有效压缩变形的深度等有关。应基于这些方面针对具体条件分析计算。绝非上述由稳定角度求得的承载力所能保证的。即使是载荷试验测得特征值，虽限定在地基压力变形关系不超过比例界限点的线性段内，欲以此满足允许变形要求。但由于载荷板面积一般都较小，试验影响的深度较浅，它只能反映载荷板下一定深度范围内土的变形性质。而实际基础的面积一般都比载荷板的面积大，尤其是高层建筑的花基、箱基以及水工、港工建筑的大型基础，其荷载应力影响很深，甚至可达 30m 或更深范围内土的变形性。因此，直接以载荷试验测得的所谓允许承载力是无法反映真实基础下地基的变形，当然也就不能保证地基的允许变形。

目前《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002）已将原先由载荷试验按规定所测得的所谓允许承载力改称为承载力特征值是合理的。对于变形控制的情况尚应进行相应的地基变形计算分析。

### 3.4 关于地基承载力的称谓

地基承载力的各种称谓是随着人们认识的进展而改变，故不同时期不仅有不同的称谓，也有相应地内涵。以下按《建筑地基基础设计规范》系统中的称谓阐明如下：

地基承载力是最基本的，它表示地基在外荷载下基底土体能满足规定的稳定安全度所对应的地基荷载，是仅仅从稳定安全出发，属土体的强度范畴。

地基允许承载力是人们认识到地基在外荷载作用下，即使具有足够的稳定安全度，也将产生一定的变形（沉降、沉降差与倾斜），其值过大会给上部建筑带来损伤，如裂缝、倾斜，甚至影响其使用功能。因此，地基的允许承载力是指地基所承受的荷载不仅要满足

规定的稳定安全度,还应满足在该荷载作用下地基的变形不超过规定的限值。为此,由荷载试验确定允许承载力时,其值必须在所测得的地基压力变形关系的线性变形阶段内,不超过比例界限点。正如上述荷载试验虽然这样处理但是也不能保证满足地基的允许变形。故规范中已不提允许承载力而改称为承载力特征值,只能将它认为是安全稳定中的一个限制标准。

地基承载力基本值与标准值始出于《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)中附录五土(岩)的承载力标准值。由于表中承载力的基本值是基于各地荷载试验资料,经回归分析拟合经验方程编制的。从经验方程的方差与指示指标的变异系数和试样品数,误差的传递等考虑,必须对承载力基本值进行修正方可获得规定信度的承载力标准值。

地基承载力特征值是《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)提出的。鉴于我国幅员广大,土质条件各异,很难用几张承载力表格概括全国规律。故用查表法确定地基承载力既不能全面反映实际情况,也不适应当前要求,因此删除了承载力的查表法,而以在工程场地由荷载试验测得所谓的允许承载力改称为承载特征值。

修正后地基承载力的特征值也就是地基承载力设计值。由于地基承载力特征值是基于特定条件下的荷载试验测定的。往往所设计的基础其宽度和埋深与规定的荷载试验的板宽、测位深度不同。众所周知,宽度和深度越大地基的承载力也越高。因此,为反映实际情况,需要将荷载试验测得的承载力特征值根据所建基础的宽度和埋深进行相应的宽深修正。修正后的承载力即为符合设计基础条件的修正后地基承载力特征值。

综上所述,地基承载力的各个术语,都具相应的背景和内涵。前述地基承载力特征值基本上是从稳定度考虑的,虽在荷载试验中规定由地基压力与变形关系的线性段内取值,但对变形控制的工程它并不能保证满足允许变形,还必须进行地基的变形计算分析。因此,基于上述方法确定的承载力特征值只能是属稳定范畴的承载力。而允许承载力应是设计要求的既能满足稳定安全度又满足允许变形的承载力,这不是荷载试验的特征值所能完全满足的。当所求的承载力特征值不能满足变形要求时则应进行相应的调整,或加大基础面积以减小荷载压力强度,或采用加强地基土体抗变形特性的地基处理措施或采用桩基等措施。

### 3.5 建筑物其它类型的稳定性

对于承受倾斜荷载作用基础下的地基例如挡土墙、岸壁、重力式码头、海洋采油平台、水闸以及挡水坝等建筑物的地基,若其承载力满足了规定的要求,保证了地基具有足够的稳定安全度。但当水平力 $P_H$ 与竖向力 $P_V$ 的合力 $P$ 的倾斜率 $tg\delta = P_H/P_V$ 大至一定程度后,建筑物就可能发生沿地基表层的整体水平滑动,或沿基础前趾的整体倾覆。此时就需要分别验算其抗滑稳定性与抗倾覆稳定性。

## 4 土坡的稳定性

土坡系指具有倾斜坡面的土体,由于土坡表面倾斜,在本身重量及外力作用下整个土体都有从高处向低处滑动的趋势,若土体内部某一面上的滑动力超过土体抵抗滑动的能力

即会发生滑坡。

#### 4.1 土坡的类型及其产生滑坡的原因

工程建设中常见的滑坡有两种类型：一是天然土坡由于水流冲刷、地壳运动或人类活动破坏了其原有的地质条件而产生滑坡，通常采用地质条件对比法衡量其稳定的程度。另一类是人工开挖或填筑的人工土坡，例如在天然土体中开挖渠道、基坑和路堑以及填筑路堤、土石坝等所形成的土坡，由于设计的坡度太陡或工作条件的变化改变了土体内部的应力状态，使某几个面上的剪应力达到土的抗剪强度，土的稳定平衡状态遭到破坏而发生滑坡。下面讨论的就是这一类人工土坡的稳定性问题。

#### 4.2 人工土坡（以下简称土坡）失稳的主导因素及其相应的形态

土坡失稳主要是由于土坡内部的应力平衡的状态，因某种原因而改变，使作用于土的某几个面或某个区域的剪应力达到土的抗剪强度，土的稳定平衡状态被破坏而失稳。

##### 4.2.1 土坡的滑动稳定性

土坡丧失原有的稳定，是一部分土体对另一部分土体滑移的现象。土坡的稳定性是受土坡的几何形态、土体的强度、荷载的情况以及地基的性状等因素的影响。故研究土坡的稳定性时，必须将土坡土体与地基两者的共同工作的情况一并考虑。

计算土坡稳定性的目的在于验算所拟定的土坡断面是否稳定、合理，或根据已知条件提出合理的土坡设计断面。

均质粘性土土坡发生滑坡时，其滑动面形状多为曲面形，并近似于圆柱面，目前多采用圆弧滑法如瑞典圆法、毕肖甫法等分析其在各种力作用下的稳定性。

对于由无粘性土如砂、砾石以及风化砾石等组成的土坡，其滑动面近似于平面，常用直线滑动法分析其稳定性。

##### 4.2.2 土坡的渗透稳定性

对于承受水位差的土工结构，例如土坝、岸壁、渠道边坡以及挡潮堤等，由于土工结构两侧水位的差别产生水在填筑的土体及其地基内的渗流。所产生的渗流（渗透）稳定问题，亦称渗流变形问题。

渗流变形或稳定问题是土体在渗流作用下发生变形或破坏的现象，具有流土和管涌两种基本形式。

流土是指在渗流作用下粘性和无粘性土某一范围内的土体发生移动的现象。流土仅发生于渗流的逸出处，当渗流力大于、等于逸出处土的浮重度时即可发生流土现象，如基坑开挖中出现的流砂现象。一般是求出其临界水力坡降再除以适当的安全系数。

管涌是指在渗流作用下，无粘性土体中的细小颗粒，通过粗颗粒的孔隙发生移动或被带走的现象。其发生的部位可在逸出处也可在土体内部。影响管涌的因素较为复杂，如填料的含量、不均匀系数、土的透水性、密实度以及地质条件等一系列因素相关。而且管涌现象的出现有相应的过程，从细粒开始浮动，被带走以至相关土体的破坏需要经过一定的历时阶段。经验表明砂砾土的允许水力坡降 $[i]=0.07\sim 0.1$ 。

##### 4.2.3 关于填土等柔性荷载下地基的承载力与稳定性问题

填土等土工结构例如路堤、土石坝、河、海堤等, 其下一般没有整体性的基础, 多为不同的散体填料, 仅在过于软塑的土体上铺设土工织物。地基上所承受的荷载应力与其上的荷载强度一一相应, 不同于刚性基础的基底压力分布。柔性荷载下地基表面的变形因无基础的制约而为曲面状。对这类堆填的土工结构一般不涉及地基的承载力问题, 而主要考虑上面所阐述的与其有关土坡稳定和整体稳定的问题。例如《公路路基设计规范》(JTG D30—2004) 中就明确指出: 不论是高填方路基、挖方路基、以及高边坡路堤与陡坡路堤等都以毕肖甫方法分析路堤堤身的稳定性和路堤与地基的整体稳定性。水工中的土石坝也不提承载力的问题, 而主要也是考虑坝坡及整体稳定以及渗流稳定问题。

基于以往路堤、土坝、岸坡等所发生的事实的调查表明其毁坏都分别为上述各种稳定破坏的类型。

目前已有高铁运营, 时速特快, 每小时可达 300 公里以上。这就不仅要求路基具有足够的稳定性, 且路基的变形也要求很严格, 尤其是不均匀变形更应得到控制。因此除了验算路基的稳定性还必须检验路基的变形。

## 4 结语

地基承载力问题和稳定问题虽属岩土工程中的基本问题, 但对它们基本概念的认识和体会往往不够确切, 影响正常的分析与判断。开展这方面广泛、深刻地探讨定会帮助我们获得更深刻、确切地认识。

(上接第 14 页)

## Analysis on the Law of Ground Settlement with Shield Driven Method in Ningbo Area

GAN TAO<sup>1</sup>, WANG WEN-jun<sup>2</sup>

(1 Zhejiang Sci-Tech University, Zhejiang, Hangzhou, 310058,

2 Ningbo Institute of Technology, Zhejiang University, Zhejiang, Ningbo, 315100.)

**Abstract:** Based on the measured data of the first line of Ningbo rail transit, the software of origin 8.0 is used to fit measured data in the paper. From the fitting curves, the rate of ground loss( $V$ ) and width of setting tank( $i$ ) in Ningbo area are both obtained. This paper also put forward the short-term and the long-term prediction formula to predict ground settlement in Ningbo area. these prediction formulas are of guiding significance not only to the follow-up construction in Ningbo area, but also of certain reference function to similar regions in China.

**Key words:** Shield driven method, Ground settlement, Rate of ground loss( $V$ ), Width of setting tank( $i$ ), Prediction formula

# CFG 桩施工中的常见事故与预防处理措施

韦兴标, 欧阳伯文, 邓勇

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西柳州 545006)

**摘要:** 本文结合近期完成的华润水泥(武宣、田阳)有限公司 4500t/d 熟料新型干法水泥生产线等 CFG 桩工程施工实际情况, 总结 CFG 桩施工经验, 介绍 CFG 桩施工中堵管、窜孔等常见事故与预防处理措施。

**关键词:** CFG 桩; 常见事故; 原因分析; 预防措施; 处理方法

## 1 前言

水泥粉煤灰碎石桩简称 CFG 桩, 是在碎石桩基础上加入一些石屑、粉煤灰和少量水泥, 加水拌和制成的一种具有一定的粘结强度的桩, 并 CFG 桩桩体、桩间土和褥垫层一起形成 CFG 桩复合地基, 共同承担上部建筑物载荷。与桩基础相比, CFG 桩桩体材料可掺入工业废料(粉煤灰)、无需配筋, 同时通过褥垫层作用可充分发挥桩间土的承载能力; CFG 桩复合地基加固软弱地基具有施工设备简单、可操作性强、质量容易控制、施工进度快、工期短、工程成本低等优点, 目前在软弱地基加固处理技术中已得到较广泛的应用。我院近期相继完成华润水泥(武宣)有限公司 4500t/d 熟料新型干法水泥生产线熟料库库壁及窑头地沟、华润水泥(田阳)有限公司 4500t/d 熟料新型干法水泥生产线熟料库、柳州市丰泽盛景广场 25#商住楼等 CFG 桩工程施工, 积累一定的施工经验, 同时发现 CFG 桩施工中的问题并提出相应的预防措施。

## 2 CFG 桩施工的主要机械设备

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工主要机械设备由长螺旋钻机、混凝土泵和强制式混凝土搅拌机, 其中长螺旋钻机是该工艺设备的核心部分, 目前长螺旋钻机依据成孔深度分为 12m、16m、18m、24m 和 30m 等机型, 施工前就根据设计桩长选择施工所需的设备; 长螺旋钻机数量有限时, 常用振动沉管机配合长螺旋钻机联合使用, 以满足现场施工实际需要。

## 3 CFG 桩施工中的常见事故与预防处理措施

### 3.1 钻孔无法钻至设计深度

在岩溶发育地区, 基岩面埋深不一, 有时相差很大。如华润水泥(武宣)有限公司



4500t/d 熟料新型干法水泥生产线熟料库库壁及窑头地沟 CFG 桩工程施工中, CFG 桩设计单孔深度为 9.0m, 且设计持力层为基岩。实际施工时, 部分桩孔深度约 7.0m 至基岩, 但业主、监理单位要求必须钻至设计孔深。后经业主、监理、设计、施工单位协商一致, 设计单位确认该 CFG 桩以持力层是基岩为终孔条件, 而非设计孔深。因此在设计图纸会审时, 必须形成一致意见, 避免影响施工进度。

### 3.2 堵管事故与预防处理措施

(1) 混合料配合比不合理: 当混合料中的细骨料、粉煤灰和水泥用量较少时, 混合料和易性差, 常发生堵管事故。因此 CFG 桩混合料必须严格按照试验室提供的配合比过磅投料, 并根据施工现场细骨料的实际情况适当调整。通常情况下, 粉煤灰的掺入量应控制在 60~80kg。

(2) 混合料搅拌质量问题: 在 CFG 桩施工过程中, 混合料由混凝土泵抽送, 通过刚性管、高强柔性管、弯头到达钻杆芯管内。在泵压作用下, 管内混合料借助水泥砂浆润滑层与管壁分离后以圆柱状通过管线, 因此现场搅拌必须确保混合料能顺利通过刚性管、高强柔性管、弯管及变径接头到达钻杆芯管内。混合料坍落度过大, 易产生泌水、离析, 水泥砂浆在管内浮在上面, 粗骨料沉在下面, 在泵压作用下, 水泥砂浆先流动, 骨料与水泥砂浆分离, 混合料与管壁间的摩擦力增加, 造成堵塞管。相反, 混合料坍落度太小, 在输送管内的流动性同样差, 亦易造成堵管。故混合料坍落度应控制在 16~22cm, 如混合料可泵性差, 可适量掺入泵送剂; 同时加强混合料搅拌质量管理, 确保混合料的和易性和流动性。

(3) 输送管清洗不彻底: 混合料输送管无论是刚性管还是高强柔性管等, 浇灌桩身混合料后, 必须清洗干净; 如不彻底清洗干净, 混合料易在管内结硬, 严重时会造成堵管。另外, 输送管接头连接不牢固, 密封圈破损, 亦会造成水泥砂浆漏失, 形成堵管。因此, 在安装输送管时, 必须检查管内是否存在结块; 密封圈是否破损, 如发现破损及时更换; 接头连接必须牢固。

(4) 设备缺陷: 弯头是连接钻杆与高强柔性管的重要部件, 泵送混合料时, 如弯头曲率半径不合理, 会造成堵管。另外, 一些厂家生产的钻机、钻头设计不合理, 密封性能差, 如在具承压水的粉砂层中成桩时, 粉砂经钻头会涌入钻芯管内, 有时会形成 30~70cm 的“砂塞”。此时泵入混合料, 砂塞堵塞钻头阀门, 混合料无法正常下落, 形成堵管。有时钻头阀门出现进水, 泵入混合料后会出现离析现象, 在钻头阀门处形成堵管。因此, 弯头的曲率半径应合理, 钻头阀门密封性能应当良好。

(5) 施工操作不当: 当钻孔钻至设计高程后, 开始泵送混合料, 管内空气从排气阀排出, 待钻杆芯管和输送管内充满混合料后, 应当及时提升钻杆, 使混合料在一定压力作用下灌注成桩。如管内充满混合料不及时提钻, 混凝土泵一直正常工作, 在泵压作用下, 水泥砂浆会从钻头处被挤出, 同样会在钻头阀门处形成干硬少浆的混合料堵塞, 造成堵管。

### 3.3 钻头阀门开启不灵活与预防处理措施

在施工过程中, 有时钻孔钻至设计深度后, 泵送混合料提钻时, 钻头阀门打不开, 混

合料无法下落浇灌成桩。造成钻头阀门打不开的主要原因有：

(1) 钻头阀门设计不合理，如钻头阀门盖板设计为内嵌式时，有时会被细砂、砾石等卡住，导致钻头阀门打不开。

(2) 当 CFG 桩桩端持力层为透水性好且地下水位较高的砂砾层或卵砾石层时，钻头阀门外面除土的侧向压力外，还存在较高的水压力。当阀门内混合料形成的压力小于阀门外压力时，钻头阀门无法开启。当提升钻杆芯管到一定高度时，即当阀门内混合料形成的压力大于阀门外压力时，阀门开启，混合料突然下落，这种情况在施工中时有发生，如柳州市金河湾四期 CFG 桩工程施工中出现此类现象，当时采用钻穿砂砾石层，进入硬塑状粘土层，阀门打不开现象明显减少。

预防与处理措施：1) 施钻前必须检查钻头阀门是否被细砂、砾石等卡住，是否开启灵活；2) 改进钻头阀门的结构型式；3) 调整桩长，使桩端穿过透水性的砂砾层或卵砾石层，进入硬塑状粘土层。

### 3.4 窜孔与预防处理措施

#### (1) 窜孔

在 CFG 桩施工过程中，施打完 1#桩后，接着施打相邻的 2#桩时，随着钻孔的加深，发现刚浇灌完、未结硬的 1#桩桩顶突然下落，有时桩顶突然下落量达 2~3m；当 2#桩泵入混合料后，能使 1#桩下落的桩顶开始回升，并随 2#桩泵入混合料的增加而缓慢回升，直到恢复至原来的桩顶高程，工程施工中俗称这种现象为“窜孔”。窜孔现象多发生在饱和状态下的淤泥或淤泥质土、粉土、细砂等土层中，且桩孔间距较小。产生窜孔现象的主要原因有：

- 1) 加固软弱地基土中存在淤泥或淤泥质土，结构松散的、饱和状态粉土、细砂；
- 2) 桩孔间距太小；
- 3) 钻进过程中叶片回转剪切使土体受到扰动，并产生土体液化。

#### (2) 窜孔的预防措施

1) 设计方面：对于可能窜孔的加固地基土，设计应当采取大桩距的设计方案，增大桩距的目的在于减少新施打的桩对已打桩的扰动，避免出现窜孔。

2) 完善钻头结构，提高钻进效率，缩短机械成孔、浇灌成桩的时间。

3) 采取隔桩或隔排跳打的施工方法，避免出现窜孔。

#### (3) 窜孔的处理方法

发生窜孔后一般采取以下方法进行处理：

1) 当提钻浇灌混合料至发生窜孔地段时，应当停止提钻，继续泵送混合料，直到窜孔桩混合料液面上升至原位为止。

2) 对于采取上述处理的窜孔桩，必须通过静载试验等有效的检测方法进行检测，进一步确认其桩身完整性和承载力，如不能满足设计承载力要求时，应当增加 CFG 桩的数量，直到满足设计要求为止。

### 3.5 断桩或缩颈与预防处理措施

在 CFG 桩施工中, 会发现桩径被挤扁或缩颈, 甚至断桩现象; 其主要原因与相应的预防措施为:

(1) 连续施打: 连续施打很可能造成桩径被挤扁或缩颈, 但较少会出现完全断开; 但在土质较硬时, 在已打完桩中间补打新桩时, 已打完桩很可能被振断或振裂。故为避免因连续施打造成的桩径被挤扁或缩颈, 应当采取隔桩跳打。

(2) 因混合料不足或拔管速度过快, 尤其是在淤泥或淤泥质土中, 易造成缩颈或断桩。预防措施: 在浇灌桩身混合料过程中, 应当保持连续; 同时应当严格控制拔管速度。拔管速度要均匀, 一般控制在 1.2~1.5m/min 左右, 尤其是在淤泥或淤泥质土中, 拔管速度应当放慢。

(3) 保护桩长不足造成的桩顶质量缺陷如缩颈或局部空洞。所谓的保护桩长是指成桩时预先设定加长的一段桩长, 基础施工时将其剔除, 以确保桩头质量。保护桩长越长, 桩的施工质量越容易保证, 但浪费的材料就越多。通常情况下, 设计桩顶高程距地面距离不大于 1.50m 时, 保护桩长可取 50~70cm, 上部用土封顶。如设计桩顶高程距地面距离较大时, 保护桩长可取 70~100cm, 上部用粒状材料封顶直至地面。

(4) 先提钻后泵料可能会造成缩颈或减少有效桩长, 影响 CFG 桩的承载力。当桩端为饱和粉砂或砾石层, 钻孔钻至设计孔深后, 先将钻管提升 30cm 左右后再送混合料泵。这样桩底细砂或泥浆等杂物迅速填充其空间, 泵送混合料后, 混合料很难将桩底填充的细砂或泥浆等杂物全部排走, 这样桩端易出现缩颈, 或桩端混合料很可能存在水泥砂浆与骨料离析现象, 影响 CFG 桩的承载力。预防措施: 必须先泵送混合料, 待刚性管、高强柔性管、弯管及钻杆芯管内的混合料满后, 方能提升钻管。

## 4 小结

本文结合近期完成的华润水泥(武宣、田阳)有限公司 4500t/d 熟料新型干法水泥生产线等 CFG 桩工程施工实际情况, 总结了 CFG 桩施工经验, 着重介绍了 CFG 桩施工中钻孔无法钻至设计深度、堵管、钻头阀门开启不灵活、窜孔缩颈或断桩等常见事故, 原因分析及预防处理措施。

译文

## 土壤修复的混合土技术：创新研究进展

Soil mix technology for land remediation: recent innovations

Al-Tabbaa, Barker and Evans, 选自Ground Improvement, Vol 164, No3, P127-137, 2011

译：刘正义，杨彦豪；校：李一雯

在过去的15年里，搅拌技术在土壤修复中应用越来越广泛。该技术主要用于低渗透性防渗墙和活性渗滤墙的稳定/固化处理和施工。该技术的多功能性和应用范围广的优点越来越明显。本文介绍了土体深层搅拌技术近期的设备开发和应用情况，其中包含了矩形排水板系统和开挖系统、处理方式（如化学氧化法）、添加剂（如改良土、沸石和活性氧化镁）。本文同时对应用这些创新技术的工程实例进行了分析研究。本文总结了混合土修复技术的现行研究和发 展计划，包括污染场地的现场试验并且使用了一些文章中讨论过的创新技术。同其他土壤修复技术相比，混合土技术本身所具有的优势很可能使该技术在今后污染土壤修复工程中成为首选。

### 1 简介

尽管早在二十世纪60年代日本和瑞典在岩土工程应用中就已经出现了混合土技术（SMT），但是直到80年代的美国和90年代的欧洲，该技术在环境岩土工程中所具有的潜力才得以突显，并从此开始出现一系列的土壤修复系统。到目前为止最常用的为：（a）建造低渗透性密封墙或防渗墙围堵污染区域，常使用膨润土泥浆水泥；（b）稳定/固化处理（S/S），通过混合胶凝粘结剂将土中的污染物进行物理或化学密封；（c）安装活性渗滤墙（PRBs），这种透水墙通过在原土壤中加入特殊的添加剂，如：沸石、有机土、零价铁和活性炭，拦截地下水流去除水中的污染物。关于这三种土壤修复方式的进一步介绍可以参考文献，如Conner(1990)、Gavaskaret等(1998)、Chien等(2005)、Al-Tabbaa和Stegemann(2005)和Roehl等(2005)。

这种工法最常用到的混合土工具为单轴或者多轴螺旋钻系统。使用时，混合土机械的施工现场上常常设置一个覆盖系统用来控制挥发性污染物和防止灰尘生成。过去15年里，英国许多标志性修复工程都证明了运用这种螺旋钻系统的效率较高。包括1995年的阿迪尔（Ardeer）现场工程（Barker等，1996；Sansom，2000）、1997年的西德雷顿（West Drayton）的一个现场工程（Evans 和 Al-Tabbaa，1999）、1999年爱丁堡普姆弗斯（Pumpherston）通现场工程（Bachy Soletanche，2000）、2000年诺丁汉洛锡安（Long Eaton）工程（Al-Tabbaa 和 Evans，2003）和2004年都柏林的约翰罗杰森先生（Sir John Rogerson）码头工程（Evans，

2005)。大部分的污染土分布于浅层土中,多在填土层或池塘和泻湖内,这种工况下采用混合土技术时常需要使用一系列搅拌和混合工具以及一些特殊机械。例如:2000年,伦敦雷顿斯通(Leytonstone)地区的一个工程就曾使用维特根集团专门制造的机械设备WR2500(O'Keefe Soil Remediation, 2001);2000年,法国布列塔尼(Brittany)市布雷斯特(Brest)地区的路基基槽工程中曾用到一种专门制造的带有双桨混合喷射系统的挖沟(Soletanche Bachy, 2000);另外一个工程实例是位于诺福克(Norfolk)郡的Caister-on-Sea地区,一个新建公路下面的泥灰稳定工程(Anon, 2009),该工程采用了Allu质量稳定系统(Allu, 2010),该系统包括液压鼓轮混合土工具和装有混合土工具的挖掘机。上述工程实例的进一步介绍可参考文献Al-Tabbaa等(2009a)。

采用混合土技术进行污染土修复不但经济效益好通用性高,而且还具有许多技术和环境上的优势,包括:技术和设备简单有效、施工速度快、适用于不同大小的场地和多种污染物、对场地外无需施工、风险低、废物排放少。作为土体处理领域中一项较新的技术,SMT的确缺少工程实例的证明,因而投资者的信心不足。为解决此问题,越来越多的商业项目开始采用此项技术,其中有较多都是重大的国际项目。尽管如此,目前仍然没有一种具有竞争性的可替代技术能够像SMT技术一样在当今环境法律约束下,在通用性、经济性、环境和社会效益上能与之媲美。另外,目前许多可用的污染土修复技术只能取得部分成功,并且只能针对特定的污染物。现在英国的SMT污染土修复标准费用低至45-65英镑/m<sup>3</sup>,处理费用低于许多常用的土壤修复技术。英国褐色土地和污染土开发的近期开销约为每年4.5-7亿英镑。直到欧盟垃圾掩埋法出台后,利用掩埋技术处理的严重污染土项目约占污染土修复项目总量的85%。然而为了降低成本,近段时间许多严重污染土都被以某种形式留在了原地。目前SMT约占土壤修复项目总数的5-6%,以可持续发展方式重建污染土地的压力也越来越大,这将导致土体掩埋技术的市场占有率大幅降低,SMT的市场占有率有望显著提高。

最近SMT的有关创新技术已经解决了一系列针对污染土的具体问题。例如许多待处理的场地都会限制所采用的技术和施工机械,这些限制常体现在场地的大小规模(许多污染场地都很小),有软弱土(许多污染物都存在于较浅的填土层)和/或难以进入污染区(比如污染区为地下建筑)及地下结构和设施(施工容易对下部结构造成影响)。基于上述种种限制,处理时常需要规模小、施工灵活的机械设备。因此,近期的修复工程中经常采用小型的SMT机和单钻系统,并且比大型钻和多钻系统更为成功。很多这种类型的机械都是特制的。

为了使土体得到有效的修复,第二个问题就是需要使修复添加剂和污染物直接接触。仅仅靠传统的注射、泵入、灌浆技术常常很难达到目的。SMT可以实现这种直接接触,因此混合土技术也被应用到其他土壤修复技术中去,如化学氧化法和生物降解法都考虑并应用了该技术。

需要考虑的第三个问题是污染土的不均匀性,因此修复过程应使被修复土体尽可能均匀。通过对连续墙部分或矩形板进行深沟搅拌解决了诸如螺旋钻搅拌体重叠区不均匀等问

题,以减少重叠区的隐患。另外,通常需要对相同的污染区再次进行修复和控制,这意味着需要多功能的混合土工具。

第四问题是污染土具有腐蚀性,导致常用的粘结剂,如硅酸盐水泥,出现破损以及耐久性受限的现象。为解决此问题正在研发一系列针对腐蚀环境保持较强耐久性的粘结剂。鉴于许多污染物具有不均匀性和腐蚀性,且许多场地的土壤和地下水同时受到污染,如今土壤修复不止使用一种粘结剂。因此近期研发的机械设备可以使用一系列不同的物理化学性质的粘结剂。

本文详细介绍了近期SMT在机械设备、处理方法、粘结剂方面取得的创新,并且总结概述了一个近期SMT在土壤修复方面取得显著进步的研究项目。

## 2 创新混合土技术的设备研发和应用

### 2.1 综述

混合土技术设备研发创新的研究进展主要体现在提高混合土效率和混合土体的均匀性及实现修复区结构配置的多功能性。近期进展包括矩形柱和面板系统及深沟挖掘系统。

### 2.2 矩形柱和面板相关设备

#### 2.2.1 综述

混合土技术已经研制出可以安装矩形柱或面板的工具和设备。该系统包括由日本清水公司(Watanabe等,1996)研发的螺旋钻系统。该系统可保证处理区完全稳定并且与相邻的处理区无重叠。它包括可以转动的水平和竖直搅动叶片;水平的叶片组成两个略重叠的圆柱体,竖直叶片可以切掉圆柱体外侧部分形成一个矩形截面。一系列接触面可以使处理区完全稳定,并可提供比相邻圆柱体产生的更大的抵抗水平荷载的反力。最近研发的另一个系统刀盘混土(CSM)工具,是根据用于地下连续墙施工的水力绞刀技术设计的

(Bauer/Bachy Soletanche, 2004; Mathieu等, 2006)。该系统包括两个可以竖向爬升的切割和搅拌鼓轮,通过它们可形成宽500~1000mm、长2~3m的竖向板(如图1所示)。最后材料的均匀性可以由固定于轮子之间的刀片来实现,这样既可以提高混合土时的剪切效应也可以保持工具的清洁。该系统适合修筑原位混合的防渗墙。前不久法国勒瓦德垃圾存储中心研究了一项关于CSM应用于土壤修复的案例(2009)。

#### 2.2.2 案例研究:2009年法国勒瓦德垃圾存储中心

作为法国勒瓦德(Lewarde)垃圾存储中心子项目的一部分,有必要使试图进入该区域的表层水转向,因此工程的目的是建造一个长600m渗透性小于 $5 \times 10^{-9}$  m/s的防渗墙,并将其密封在地下11m深的黏土层内(Soletanche Bachy, 2009)。之所以选择CSM技术不仅仅是因为它可以减少挖出的垃圾体积和相应的运输量,还因为它可以降低自然资源的消耗量。该过程包括水泥浆和土体的现场搅拌,且墙体在六个星期内完成,沿墙每米产生的废物体积少于 $1\text{m}^3$ 。经过28天的处理,利用现场和室内试验对其渗透性进行了测量,两种方法均表明其渗透性小于 $4 \times 10^{-9}$  m/s。与此同时,位于已投入使用的垃圾存储区附近

的一条排水沟也完工了,排水沟由包裹了土工布的排/滤水材料组成,利用一个挖掘机施工以保证土工布、排水材料、滤水材料三者同时埋入。



(a) CSM工具 (2004, Bauer/Bachy Soletanche)

(b) 压出的矩形面板

图1 Bauer/Bachy Soletanche刀盘混凝土 (CSM) 系统

## 2.3 开挖系统

### 2.3.1 综述

近年来,许多开挖系统已被发明和应用,它们通常都包含链条锯和混合部分。这包括切削-混合-注射(FMI)法,沟槽切削多重搅拌深墙(TDR)法和沟槽搅拌(Trenchmix)法。同深层螺旋钻法相比,挖槽法可形成一个连续墙,因此避免了处理区重叠的问题。此外,竖向搅拌使成层土的搅拌效率大大提高,进而有效增加了混合深度。

切削-混合-注射或FMI(Fräsch-Misch-Injektions-Verfahren)法是一种德国的方法(Sidla and Schoenberger, 2010),施工机械是一个履带式驱动机,包括驾驶室、动力系统和树形切削系统。树形切削系统朝着驾驶室方向且最高可与之倾斜成 $80^\circ$ 角,位于发动机后面并可以与运作方向垂直(Porbaha等, 2002)。它可以形成1m宽6m深和0.5m宽9m深由均质土壤-粘结剂材料组成的深带形沟(Kempfert, 2003; Porbaha等, 2002)。TDR法(Kamon, 2000)是另一种成沟方法,如图2所示,该机械最近已被用于建造膨润土隔墙;某试验成功建造了一个550mm厚14.2m深的防渗墙(Kamon等, 2006)。成沟方法的另一创新是电动搅拌器(Hosotani等, 2005),如图3所示,它利用0.8~1.9立方米的反铲挖掘机作为基础机械,并且具有一个附加功能,它是由一个利用压缩空气原理制成的加压泥浆输送系统实现的,利用空气压缩原理可以防止喷射口堵塞和降低搅拌叶片受到的荷载。这种机械可以建造1m宽10m深的墙。电动搅拌器已经被用于污染土的处理(Hosotani等, 2005),这其中也引入了高速喷射系统。

最后一种相同类型的成沟机械是沟槽搅拌(Trenchmix)法,它是由Bachy Soletanche根据Mastenbroek Ltd的机械(Bachy Soletanche, 2005)制造的,该机械利用一台底部装有

链条和搅拌刀片的排水挖掘机，工作时刀片可以垂直插入土中并随挖掘机水平运动（如图4所示）。该过程通常可以形成400mm厚10m深的连续墙，如图4所示。这种机械的其他优点包括：搅拌功率大、重量轻、轨道承受压力低、搅拌效率高和产量高。由于该机械比其他同类成沟机械体积小、重量轻，因此它更为适应混合土技术的应用环境（Soletanche Bachy, 2006）。利用该技术施工的工程包括2005年米尔顿凯恩的斯布莱奇工程，见后文详述，还有两处法国工程分别为2006年的Lége Cap-Ferret工程（Soletanche Bachy, 2007）和2008年的Céré La Ronde 工程（Soletanche Bachy, 2008），详见Al-Tabbaa等的文章（2009a）。



图2 沟槽切削多重搅拌深墙（TDR）系统（日本 TDR 协会提供）

### 2.3.2 案例分析：2005年弥尔顿（Milton）凯恩斯（Keynes）布市赖奇丽（Bletchley）地的铁路网工程

由于布赖奇丽（Bletchley）铁路网工程中位于浅部第四砾石含水层的地下水受到了柴油类自由相碳化合物的污染，修复工程需要建造一个包括板桩防渗墙和隔离沟的地下密封结构，其作用有：（a）阻止自由相污染物的不断运动；（b）从场地内外的含水层中拦截并恢复自由相的污染物；（c）利用一个可循环系统将处理过的水重新输送到含水层。隔离沟的修建分为四个阶段，其中第一阶段需要开挖并对高透水性砾石进行脱水处理。从实际情况和经济方面考虑，选择替代系统来代替临时脱水处理。为了达到这个目的，大家认为将隔离墙的隔离和提取功能分开会给工程带来很多好处。最后建议建造一个由土混合而成的挡墙，在其旁边是一个碎石填充的沟/提取连续井系统，用来代替板桩和隔离沟系统。采用沟槽搅拌法建造一个400mm厚，150m长，5.5m深的墙在英国尚属首例。组合墙设



计的无侧限抗压强度 (UCS) 大于100kPa, 渗透系数小于 $1 \times 10^{-7}$  m/s, 该系统之后又被转换到深排水模式, 用来修建排水沟和地下水抽取系统。



图3 (a) 电动搅拌系统



图3 (b) 电动搅拌系统中高压泥浆输送设备



图4 (a) 沟槽搅拌系统设备



图4 (b) 沟槽搅拌系统 (Bachy Soletanche, 2005)



图 4 (c) 沟槽搅拌系统成槽结果



图 5 2007 年桑顿工程现场采用 SMT 的化学氧化法

### 3 混合土修复技术的创新

#### 3.1 综述

混合土修复技术最近的创新是将其应用于其他土壤修复方法中，如化学氧化法和生物降解法，这两种方法在其他技术（如注射技术）中得到普遍应用。SMT 工法在这方面的优势是使修复添加剂和营养物质与污染物在土中的直接接触变得容易。这与通常的注射方法很不同，这些方法在很大程度上受到土层不均匀性的影响且在浅层土中一般不能正常发挥作用。然而，添加剂与 SMT 注射系统的兼容性需要实现。这种方法的应用实例之一是英国兰开夏郡（Thornton）桑顿（Lancashire）工程（2007），类似的应用也在美国的许多工程中得到验证。结合了喷射注浆与土壤混合功能的电动搅拌机系统在这些应用中工作良好。

#### 3.2 案例研究：2007 年英国兰开夏（Lancashire）郡桑顿（Lancashire）工程

在英国兰开夏郡的桑顿，Churngold 与 Bachy Soletanche 合作，通过单螺旋钻系统来实现化学氧化法处理氯苯，如图 5 所示。首先，通过大量试验来决定最佳处理方案的强度、剂量比率、桩中心、旋转和渗透速度以满足工程的特殊需要。接着是主要的工作，包括设置大约 2600 根桩，这些桩直径 750mm，平均深度 6.3m，位于一个 1.1m 到 3.0m 的处理网格内，网格的范围取决于污染程度和最初试验的结果。这些桩的深度从 4m 到 12m 不等，穿过包含着夹杂黏土带的砂砾土变层的冲积土，直达黏土隔水层。处理前后从井里抽取地下水样（一般在 2-3m 深），试验证明达到了处理目的。该工程使用两台打桩钻机并在十一周内完成了工作。此前属于 ICI 的这块场地，正被重建为一个废物回收处理车间。

### 4 混合土技术添加剂的创新

#### 4.1 综述

虽然一系列添加剂在采用 SMT 的活性渗滤墙 (PRB) 系统中已经得到了实践, 一系列新的具有高固定污染物能力的添加剂正在被研发, 例如改性黏土和沸石(4.2 和 4.3 部分)。无论混合粘结剂传递时的物理状态是粉末或是泥浆状, 如果其物理性质(如混合组成的粒度等)相似, 那么传递通常都是直接的。难点在于确定正确的混合组成成分和提高处理污染物的效率。对稳定/固化处理、防渗墙以及地基加固, 硅酸盐水泥是最常用的添加剂。然而生产硅酸盐水泥对环境会造成巨大影响, 为此许多全球倡议被提出; 其中一种建议是发展更环保的可持续型水泥, 如活性镁水泥(4.4 部分)。另外, 近几年许多其他变化已经影响到水泥基添加剂的选择和应用: (a) 在岩土和环境土工中它们的使用环境越来越多样化; (b) 它们正被越来越多的应用于如污染土地这样的恶劣环境; (c) 由于生产流程更加清楚, 工业副产品的结合越来越多, 其组成成分正不断变化; (d) 硅酸盐水泥会遇到特殊的耐久性问题, 尤其是在恶劣环境中。随着许多专用添加剂的研发, 近期的这些变化带动了很多普通硅酸盐水泥基混合添加剂的进一步发展。这种多元和新系列添加剂的物理化学性质意味着土壤混合技术系统必须足够强大来展示这一系列添加剂的效果。2005 年英国北安普顿郡的垃圾填埋场工程采用一种改性黏土/沸石混合物成功建造活性渗滤墙(M. Foweather, personal comm., 2009), 见下文详述(4.5 部分)。

#### 4.2 改性黏土

众所周知, 对于含有硅酸盐水泥的有机污染物, 很难将其稳定和固化, 因为许多有机物会阻碍水泥的水化过程。因此改性黏土加入了吸附能力较好(特别是对重金属和极性分子)的膨润土, 连同其他稳定添加剂, 如硅酸盐水泥, 一起加入污染物中用于去除有机物(LaGrega 等, 2001)。生产有机黏土时采用黏土晶体结构(Trauger, 1992)替代原本的无机阳离子(钠、钙、镁), 这种有机黏土带有有机阳离子链, 如季铵盐(de Paiva 等, 2008; Grim, 1968; LaGrega 等, 2001), 可产生不同的排列(de Paiva 等, 2008)和吸收有机化合物。柱撑黏土是改性黏土的另一种形式, 通过在晶片之间添加高分子金属改变黏土的化学结构和分子形态(Bergaya 等, 2006; Gil 等, 2008)。这种改进增加了表面积并且结构与加入沸石的相似。还有一种方法是结合有机金属与无机金属黏土的改性过程(Ma 和 Zhu, 2006; Srinivasan 和 Fogler, 1990)。这种改变增加了黏土对各样有机物和无机物的吸附能力, 取决于所采用的改性过程。许多研究已经证明了改性黏土在污染物处理上的有效性(e.g. Alther, 2002a; 2002b; Faschan, 1992; LaGrega 等, 2001; Montgomery 等, 1991)。改性黏土已经成功应用于上文提到的一些英国商业工程: 西德雷顿(West Drayton)工程(Evans 和 Al-Tabbaa, 1999), 诺丁汉奎伊顿(Long Eaton)工程(Al-Tabbaa 和 Evans, 2003)和都柏林的约翰罗杰森先生(Sir John Rogerson)码头工程(Evans, 2005)。

#### 4.3 沸石

沸石可自然产生水化铝硅酸盐, 其特征为开放的刚性分子三维结构(Bowman, 2002), 这种结构包含具有大表面积(数百 meq/kg)和较高的阳离子交换能力(数百 meq/kg)的通道和空腔, 使沸石可处理多种污染物, 尤其对氨水和重金属非常有效(Dyer, 1988)。沸石的商业应用范围很广, 包括催化裂化, 水软化的商用清洁剂, 废水处理, 改善土壤包括土体 pH

值、含水量和异味(Dyer, 1988)。沸石表现出相对较高的渗透性,适合作为渗流通道,因此被研究和应用于地下水处理系统,例如活性渗滤墙和土中污染物的固化(Erdema等, 2004; Mozgawa和Bajda, 2005; Oste等, 2002; Park等, 2002)。由于添加沸石后比单独添加硅酸盐水泥能提供高强度和延长使用寿命,已开始将沸石与硅酸盐水泥结合使用(Janotka和Stevula, 1998; Janotka等, 2003)。对沸石在以水泥为基体的土体深层搅拌法中的力学性能、渗透性、耐久性的效果进行了测试试验(Osman, 2007; Osman和Al-Tabbaa, 2006)。这个试验证明作为水泥的替代品, 10-15%的沸石添加剂可使无侧限抗压强度提高40%,虽然它是开放性结构,但这样的沸石水泥使渗透性降低了半个数量级。硅酸盐沸石水泥稳定黏土的耐硫酸钠、硫酸能力显著提高。改性沸石通过改善界面化学特性使其也可吸收阴离子和非极性有机物(e.g. Bowman, 2002; Bowman等, 2001; Scherer等, 2000),但在土壤修复中还没得到应用。

#### 4.4 活性氧化镁

近期开始研究在水泥内加入活性氧化镁(Harrison, 2003, 2004),根据其主要针对于建筑产品的预期应用(Liska和Al-Tabbaa, 2008, 2009; Liska等, 2011a; 2011b),在可持续性和技术方面有一系列优势(Dyer, 2003; Harrison, 2003; Pearce, 2002)。活性氧化镁的制作温度比硅酸盐水泥(-700°C)更低,煅烧温度太高(大约1400°C)时会形成重烧镁砂,重烧镁砂的反应较慢会导致水化和裂化反应延缓,产生含有氧化镁杂质的硅酸盐水泥,绝不能将两者混淆。在不同等级和反应生成的氧化镁应用于一系列产业,如耐火材料、化学品、农业、建筑和环境。活性氧化镁目前主要从菱镁矿、含镁的富盐水或海水中提取(Shand, 2006)。氧化镁和其他镁化合物已应用于工业废水处理(e.g. Lin等, 2005; Reyes, 2005)。然而,活性氧化镁在修复工程中的应用最近才开始(e.g. Iyengar, 2008; Iyengar and Al-Tabbaa, 2008)。已证明活性氧化镁有固定重金属的能力且效果远好于硅酸盐水泥,有时能提高两个数量级,这主要取决于氧化镁水化时水镁石的形成,水镁石是分层的并且可以使污染物留在层内,除此之外使溶液pH更低更稳定从而降低金属的溶解度。不管在水泥还是石灰中,水镁石与氢氧化钙相比具有较低的活性、流动性和溶解性,因此,在恶劣环境中具有较高的耐久性能且能提供更高的强度(Jegandan等, 2010; Liska, 2009)。活性氧化镁在土壤修复中还没得到商业应用。

#### 4.5 案例研究: 2005年英国北安普顿郡(Northampton)的垃圾填埋场工程

英国北安普顿郡的垃圾填埋场工程是目前为止英国最大的SMT屏障墙,较早的两座垃圾填埋场(Sixfields和Harvey Reeves Road)采用SMT技术来拦截和处理含有铵态氮、重金属、硫酸盐、氯化物、铁和锰等污染物的受污染地下水(M. Fowweather, personal comm. 2009)。面临的一个挑战是Sixfields垃圾填埋场中屏障墙的一部分正好位于一片被北安普顿郡野生动物基金会(NWT)管理的环境敏感地带,工程与基金会保持紧密联系以确保干扰最小。每个垃圾填埋场的屏障系统都包括低渗透性的防渗墙,该防渗墙可改变地下水流动路径使其通过可渗透反应墙部分产生低污染等级的地下水以满足环境部门的要求。被动的屏障墙通过一台以连续螺旋钻方式运作的打桩钻机将硅酸盐水泥/膨润土泥浆与土体混

合, 建造由直径 900mm 的重叠桩形成的连续墙。总共设有 1152 根桩, 深度达到 14.5m。可渗透反应墙部分由两排相连的土柱组成, 土柱由加入为每个垃圾填埋场专门设计可处理所有污染物的化学添加剂的膨润土/沸石泥浆与土壤混合而成。创新点是在防渗墙材料中加入沸石, 用于处理较高含氮量的污染物。总共设置 2200 根桩, 深度达到 12m。混合土柱总长度为 36000m, 合同标价 240 万英镑, 工期持续 26 周。

## 5 SMiRT 项目的研究和发展

为积极推动上文提及的一些创新, 英国于 2007 年开始了 SMiRT (土壤混合修复技术) 项目用以推进土壤混合技术在土壤修复中的应用。其具体目标是通过应用先进质量保证体系和新材料测试技术发展进行综合修复、地基加固的创新型 SMT 系统, 使其在技术和经济性方面得到显著提高。实现项目目标需完成以下几项任务: 设备和软件的发展验证、可处理性研究、现场试验、现场情况的监测和测试、现场样本的室内试验、投资方的咨询活动和项目成果的宣传(Al-Tabbaa 等, 2009b)。

目前大部分 SMT 设备设计成可传送干或湿的粘结剂, 是两种不同的系统。湿式混合通常应用于土壤修复, 干式混合时泥浆粘结剂在低压下泵送, 通常用于地基加固, 利用空气压缩传递干式粘结剂。干式粘结剂需要较高的混合能, 而湿式粘结剂系统通常可以处理更困难的土壤状况。发展可应用于两种情况的单一集成系统是创新、是 SMT 的重大技术进步, 并将大大节约成本。最接近实用的系统是基于螺旋钻 SMT 系统的改性干混法, 主要是在干混前进行预湿(Eriksson et al., 2005; Gunther et al., 2004)。作为 SMiRT 项目的组成部分, SMT 系统包括 Bachy Soletanche 的沟槽搅拌法(上文 2.3 部分), 可追溯到 2002 年的鲍尔三轴螺旋系统(图 6(a)、(b))以及可以采用单轴系统应用湿式和干式粘结剂的 Allu 质量稳定系统(图 6(c)、(d))。

尽管已经开始采用由打桩控制系统改进的系统, SMT 的质量保证软件在英国还是相对较新, 商业应用有限。因此 SMiRT 项目正在为 SMT 发展、验证和使用先进的质量保证体系。

计划于 2011 年中期在西约克郡的前化工厂开展全面的现场试验, 大量的活性渗滤墙、稳定/固化以及地基加固处理要在试验中进行。同时也包括地下水井点监测、原位测试和用于各种室内试验的试样现场取样工作。

到目前为止, 利用普通土样和现场土样进行了大量的室内试验研究, 试验采用了各种粘结剂和添加剂测试其在上文三种处理类型中的应用情况。水泥质混合物由一系列不同比例的物质组成, 包括作为控制剂的硅酸盐水泥, 粉煤灰, 研磨的高炉渣, 作为工业副产品的水泥窑灰, 活性氧化镁, 沸石和一系列改性黏土, 用沸石作为创新材料用来评估地基加固和稳定/固化应用, 而沸石和改性沸石, 改性黏土和两种的结合用来评估它们作为 PRB 材料的有效性。其他方面也进行了对比包括袋装和散装, 粉末和颗粒添加剂, 湿式和干式添加剂。采用一系列试验对各方面性能包括坍落度、强度、刚度、耐久性、批处理、流过滤去性和吸附/解吸附作用进行了评估。相应的技术性能将与相应添加剂的成本结合来进行

实际对比。该项目活动的进一步发展可查询项目网站 [www.smirt.org.uk](http://www.smirt.org.uk)。



(a) 三轴螺旋系统(鲍尔)



(b) 三轴螺旋系统(鲍尔)



(c) Allu 质量稳定系统(生态机构)



(d) Allu 质量稳定系统(生态机构)

图 6 SMiRT 现场试验测试两种 SMT 系统

## 6 结论

最近开始采用 SMT 修复受污染土地, 特别是应用于稳定/固化处理和设置低渗透性及活性渗滤墙, 并且越来越流行。与许多污染场地有关的具体问题意味着 SMT 与其他修复技术相比体现了一系列优势并引发最近的创新。最近的设备研发包括应用于矩形桩和面板的设备, 消除了相邻处理区域之间的重叠区, 例如 Shimizu 的螺旋系统和 CSM 系统, 以及用来建造连续墙的开挖系统, 如切割混合注浆系统, TRD 系统, 电动搅拌机系统以及沟槽搅拌系统。2009 年法国勒瓦德 (Lewarde) 垃圾存储中心工程和 2005 年弥尔顿 (Milton) 凯恩斯 (Keynes) 布市赖奇丽 (Bletchley) 地区的铁路网工程展现了这些系统在土壤修复中的成功应用。2007 年在英国兰开夏郡 (Lancashire) 桑顿 (Thornton) 的现场化学氧化法应用展示了处理上的创新。材料的创新使用体现在沸石和改性黏土在活性渗滤墙中的应用 (如 2005 年北安普顿 (Northampton) 的垃圾填埋场工程) 和工业副产品、废弃材料以及其他创新材料 (如应用于稳定/固化处理的活性氧化镁) 的使用。为进一步发展这些创新, 正在进行的 SMiRT 项目利用创新的 SMT 设备进行了一系列现场试验, 针对综合修复和地基加固测试了大量的传统和新型粘结剂及安装技术。本文重点介绍了 SMT 系统的多功能和通用性, 其适用范围正不断扩大, 一系列创新也接踵而至。

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