

文章编号: 1000-7598-(2004) 04-0657-06

城市地铁隧道施工对管线的影响研究

吴 波^{1,2,3}, 高 波³, 索晓明¹, 刘维宁², 史玉新¹

(1. 铁道第三勘察设计院, 天津 300142; 2. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044;
3. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘 要: 结合深圳地铁大剧院—科学馆区间隧道非降水施工对管线的影响问题, 阐明了该工程的施工方案, 给出了管线安全性的评价标准。在此基础上, 首先利用土工离心模型试验, 模拟了隧道开挖对管线的影响, 然后, 利用三维弹性有限元法模拟了隧道施工过程中管线的动态响应。通过离心模型试验、数值模拟分析、现场量测的地表沉降值的对比分析可知, 三者的数据基本吻合, 论证了分析结果的合理性和可靠性, 并对施工期间管线的安全性做出了评价, 为该工程顺利实施提供了理论依据和指导作用, 并取得了一些有意义的成果。

关 键 词: 区间隧道; 地下管线; 离心机模型试验; 数值模拟; 现场量测
中图分类号: U 45 **文献标识码:** A

Study on influence of metro tunnel excavation on buried pipelines

WU Bo^{1,2,3}, GAO Bo³, SUO Xiao-ming¹, LIU Wei-ning², SHI Yu-xin¹

(1. The 3rd Survey & Design Institute, Tianjin 300142, China; 2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;
3. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Combined with the practical engineering problem of Dajuyuan-Kexueguan interval tunnel excavation of Shenzhen metro by non-water lowering with adjacent pipeline, the construction scheme is illustrated; and evaluation standards of buried pipelines are given. Firstly, the effect of interval tunnel excavation on the buried pipelines is simulated by means of centrifugal model test. Secondly, the 3-D FEM coupling analysis model of tunnel supporting-soil-underground pipeline is established. Deformation and internal force of buried pipeline are analyzed specially by numerical simulation of tunnel excavation and also the safety of the pipeline is forecasted. The rationality and reliability are proved by comparing the results of centrifugal model test, numerical simulation and in-site measurement. Theoretical base and guidance are provided for real engineering and some meaningful results are achieved.

Key words: interval tunnel; buried pipeline; centrifugal model test; numerical simulation; in-site measurement

1 引 言

城市地铁工程开挖对近邻管线的影响是地铁工程中的重点和难点, 如何在开挖过程中防止坍塌, 并有效地控制开挖引起的地面沉降, 以保护工程沿线地下管线的安全, 已成为城市地铁工程中亟待解决的一项重要课题。解决这个问题关键首先是在施工前要能正确的预测管线的受力和变形^[1~5], 然后综合考虑管线的使用功能、埋设年代、材质、构造、接头形式等诸因素, 借助已有的控制标准对管线的安全性做出评价, 定量掌握地铁施工对管线的影响程度^[6, 7], 以便在施工中做出比较合理的技术

决策和应变措施。

本文结合深圳地铁大剧院站—科学馆站区间隧道非降水施工对管线的影响这一实际问题, 进行了土工离心机模型试验和三维数值仿真分析。

2 工程概况^[8]

深圳地铁大剧院站至科学馆站区间隧道自东向西行进于深南中路地下, 位于深南中路解放路口至上步路段, 设计里程 SK3+355 处有一管线与区间并行小间距隧道, 走向呈垂直相交, 左右线隧道间距逐渐地减小, 且左线隧道在平面和纵断面上均呈喇叭型, 如图 1 所示。管线总长为 38.5 m, 铸铁煤气

管直径 ϕ 300 mm, 管壁厚为 11 mm, 管节长度为 4 m, 承插式接口, 管线两端设有 2 个检查井, 管线埋于地下 1.4 m 处。区间隧道位于地下约 16 m 处, 隧道上半断面埋于全风化花岗岩中, 下半断面埋于强风化花岗岩中, 其上覆和下伏地层的主要物理力学指标如表 1 所示(表中, μ 为围岩的泊松比; E 为围岩的弹性模量; c 为围岩的粘聚力; ϕ 为围岩的内摩擦角; γ 为围岩的计算重度)。

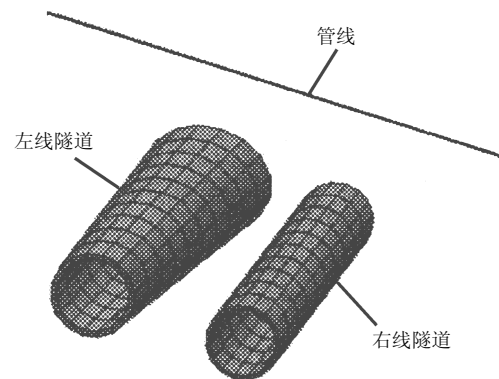


图 1 隧道与管线的空间位置关系图
Fig.1 Spatial position relation of tunnel and pipe

表 1 地层的主要物理力学参数
Table 1 Mechanical parameters of strata

地层名	μ	E / MPa	c / kPa	ϕ / (°)	γ / kN·m ⁻³
素填土	0.35	17.0	30.9	24.6	19.7
粘性土	0.23	17.7	22.8	26.8	19.1
风化花岗岩	全	0.2	25.0	15.8	25.1
	强	0.21	52.9	24.1	11.3
	中	0.2	150.0	60	25

为了保护管线, 必须最大限度地减少施工引起的地面沉陷, 因此, 拟定合理的施工方案是工程成败的关键。结合已施作隧道的施工经验, 施工中遵循“水平旋喷超前、严注浆、短开挖、强支护、早封闭、勤量测、速反馈”的施工原则, 隧道施工支护见示意图 2。同时, 针对管线所在的 SK3+355 断面, 以地表沉降作为控制目标, 采用平面弹塑性 (Drucker-Prager 屈服准则) 有限元, 对左右隧道 (图 3) 的 6 种主要的施工路径进行了优化分析, 结果见表 2。结果表明, 工法 2 为过管线段的最优施工方法, 实际施工时施工单位采用了该法。

表 2 不同工法对管线沉降影响值
Table 2 Pipe subsidences by different excavation methods

	工法 1	工法 2	工法 3	工法 4	工法 5	工法 6
沉降值 / mm	-39.4	-20.5	-35.2	-28.5	-23.7	-25.2

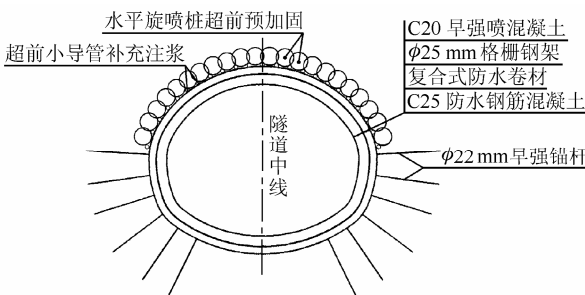


图 2 隧道断面支护示意图
Fig.2 Sketch of tunnel section supporting

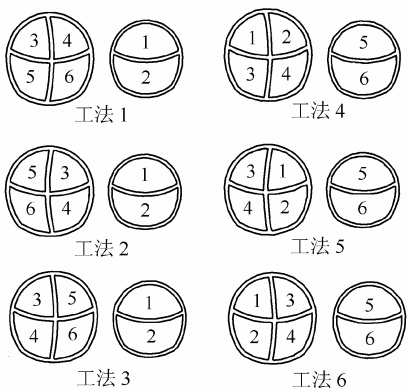


图 3 不同工法示意图
Fig.3 Different excavation methods

3 管线的控制标准

对于承插接口的铸铁管道, 目前尚无统一的规范 and 标准, 常用的主要有以下几个控制标准:

(1) 管线沉降控制标准 参考广州市区开挖工程的相关技术规定, 管线两接头之间的局部倾斜不得超过 $b/1000$ (b 为管节长度); 参考北京地铁、重庆地铁施工总结的相关技术标准, 地表最大斜率为 2.55 mm/m。

(2) 管节受弯应力控制标准 通过对管线的理论分析可知^[9], 管节中纵向弯曲应力对管线的受力起控制作用, 故管节中的弯曲应力小于容许值时, 管道可正常使用, 否则, 产生断裂或泄漏。管线安全系数取为 5 时, 容许拉应力为 $[\sigma_t]=37.21$ MPa, 容许压应力为 $[\sigma_c]=127.4$ MPa。即需满足:

$$\sigma_t < [\sigma_t] \text{ 或 } \sigma_c < [\sigma_c] \tag{1}$$

(3) 管接缝张开值控制标准 当管线接头转动的角度或接缝张开值小于允许值时, 管道接头处于安全状态, 否则, 也将产生泄漏或破坏, 影响使用。根据文献[10]的试验数据, 接缝允许张开值 $[A]$ 可取为 0.925 mm, 即直径 D 的管线在管线沉降曲线曲率最大处 R 接缝的张开值需满足:

$$A = Db/R < [A] \tag{2}$$

4 土工离心模拟试验研究

土工离心模型试验是目前国内国外竞相采用的一项新技术,其最大的优点是能在与原型等应力条件下研究地下工程的应力变形和破坏过程。用离心机试验研究隧道开挖、地层变形和支护结构受力具有与原型的物理相似性。

4.1 试验装置及相似原理

试验采用西南交通大学的土工离心机。该机的最大容量为 100 g·t,模型箱共有 2 台:长×宽×高分别为 0.8 m×0.6 m×0.6 m 和 0.6 m×0.4 m×0.4 m。试验过程通过同步摄像机跟踪监控,位移场是通过照相系统获取。此外,系统还包括数据采集系统和注、放油水系统等。

地下工程开挖问题主要是研究土体中应力-应变状态的变化,从而解决土体的变形和稳定问题。根据弹塑性理论,弹塑性力学模型相关参数可表达为

$$F(\sigma, \rho, g, l, f, c, \varphi)=0 \quad (3)$$

式中 σ 为应力; ρ 为土密度; g 为重力加速度; l 为长度; f 为边界应力; c 为凝聚力; φ 为内摩擦角。将上式组成无量纲方程:

$$F\left(\frac{\rho g l}{c}, \frac{\sigma}{c}, \frac{f}{c}, \varphi\right)=0 \quad (4)$$

根据物理现象相似的基本规律:模型 m 与原型 p 的无量纲量应相同,即:

$$\left(\frac{\sigma}{c}\right)_m = \left(\frac{\sigma}{c}\right)_p, \left(\frac{\rho g l}{c}\right)_m = \left(\frac{\rho g l}{c}\right)_p, \left(\frac{f}{c}\right)_m = \left(\frac{f}{c}\right)_p, \varphi_m = \varphi_p \quad (5)$$

由上式可得各物理量相似比尺及关系,即土工相似准则,有

$$\left. \begin{aligned} C_l &= \frac{l_m}{l_p}; C_r = \frac{\rho_m g_m}{\rho_p g_p}; C_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{f_m}{f_p}; \\ C_c &= \frac{c_m}{c_p}; C_\varphi = \frac{\varphi_m}{\varphi_p}; C_\sigma = C_r C_l \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中 C_σ, C_l 为两独立物理量的比尺,可任意选择。

根据量纲相同则相似比相同这一要求,在力学模型中弹性模量、应力和强度的相似比应相等,即

$$C_E = C_\sigma = C_c = C_{c\sigma} = C_{\sigma\sigma}, C_l = C_\sigma \quad (7)$$

同理,无量纲的物理量如应变 ε ,泊松比 μ ,内摩擦角 φ 的相似比为 1,即模型与原型的相应物理量相等:

$$C_\varphi = \varphi_m / \varphi_p = 1, C_\varepsilon = \varepsilon_m / \varepsilon_p = 1, C_\mu = \mu_m / \mu_p = 1 \quad (8)$$

如果模型与原型材料和边界应力相同,则

$$g_m / g_p = l_p / l_m = n \quad (9)$$

式(9)是离心模型律的基本原则,即模型尺寸比原型尺寸减小 n 倍,则作用在模型上的体积力增大 n 倍。由以上原理可知,模型中任意点的应力、应变与实体中对应点的应力、应变相等,而实体的位移即为模型对应点位移的 n 倍。离心模型试验中的相似参数见表 3 所示。

表 3 离心模型试验的比尺关系(原型量:模型量)

物理量	相似比	物理量	相似比	物理量	相似比
长度	1:n	应力	1:1	加速度	1:n
面积	1:1/n ²	应变	1:1	固结时间	1:n ²
密度	1:1	沉降	1:n	渗流时间	1:n ²
粒径	1:1	压力	1:1	渗透性	1:n
孔隙比	1:1	轴力	1:n ²	凝聚力	1:1
弯矩	1:n ³	剪力	1:n ²	内摩擦角	1:1
挠度	1:1	变形模量	1:1		

4.2 土样制备

取现场原状土素填土、砾质粘性土作为模型用土,风化岩采用掺入一定量的河砂,配置成饱和土。模型土采用分层离心固结以模拟地层的形成。先将土样制作成含水率为 80%~120% 的土膏,采用施加竖向载荷,土层上、下双面排水的方法,在离心机中使土样分层固结,每层土的固结度须达 90% 以上,最顶上一层要求达 98%。试验采用两箱土同时固结的方法,并对模型土抽取 3 次试样进行常规土工试验,测定物理力学指标进行对比,以保证原型与模型物理力学指标的一致。此外,试验测点编号及设置位置见图 4 所示。

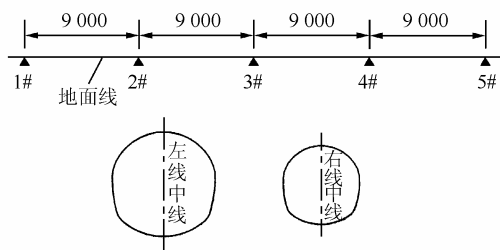


图 4 试验测点的布置(单位: mm)

Fig.4 Disposal of observation points (unit: mm)

4.3 支护结构的模拟

水平旋喷桩利用原型材料进行模拟;小导管注浆效果和锚杆的加固是通过提高围岩的强度参数进行考虑;隧道支护结构主要模拟初支。本工程初期支护和临时支护中为格栅刚架+喷混凝土联合支

护,按模型率缩小后,由于尺寸较小难以模拟,必须采用替代材料,本次试验采用铝板。因初期支护和临时支护是作为抗弯构件,要保证模型和原型的应力水平一致,应使两者的抗弯刚度相等,即

$$E_p I_p = E_{sp} I_{sp} + E_{cp} I_{cp} = n^4 E_m I_m \quad (10)$$

式中 $E_p I_p$ 为原型的总抗弯刚度; $E_{sp} I_{sp}$ 和 $E_{cp} I_{cp}$ 分别为钢架和喷混凝土的抗弯刚度; $E_m I_m$ 为模型的等效抗弯刚度。根据此式,算出应采用 1.51 mm 厚的铝板。地下煤气管线用紫铜管进行模拟,模型中的煤气检查井采用聚氯乙烯圆柱制成,用 914 树脂胶进行粘结固定。此外,由于实际工程采用非降水施工技术,施工中防渗止水的效果比较理想,仅有微量水渗入隧道,因此,试验前模型中直接加水到设计水位并采用不排水的方法。

4.4 其它方面

隧道开挖过程的模拟是将待开挖的模型放在特制的支架上,其中,待开挖的土体下面用水袋进行平衡,开挖时要放掉相应处水袋的水,即完成该步开挖。为了观测施工过程中地表的沉降,在地表设置位移传感器量测地表的沉降,在地下管线处标定点了解该处的地层位移。制模完成后,接通电磁阀,同时,接好试验中所需的其它测试设备并对传感器进行调试,调试合理后开始采集数据作为初始数据,待数据稳定后,分级增大加速度至设计值,待采集系统所采集的数据稳定后,再进行施工模拟循环。

4.5 试验结果

试验采用大模型箱,取 $n = 60$ 。地表各测点的最终沉降位移-时间曲线见图5所示,试验结果表明,管线的变形在容许值范围之内,即管线处于安全状态。

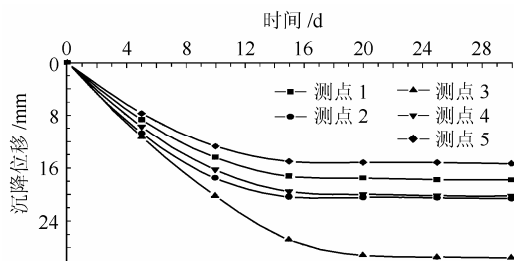


图5 各测点沉降位移-时间曲线

Fig.5 Displacement-time curves of observation points

5 三维数值模拟研究

5.1 计算模型的建立

旋喷桩的设计尺寸为 500 mm,为了简化计算,根据旋喷桩的受力特点将其模拟为 300 mm 厚的预

支护结构^[11],旋喷桩、二次衬砌、围岩采用空间等参块体单元进行模拟,初期支护和临时支护采用空间等参壳单元进行模拟,锚杆根据其作用的等效原则来考虑,即提高围岩的粘聚力和摩擦角来替代锚杆的作用,由于摩擦角改变较小,这里不予考虑,而锚固围岩体的粘聚力可由以下经验公式给出^[12]:

$$c = c_0 \left(1 + \frac{\eta}{9.8} \frac{\tau s_m}{ab} \times 10^4 \right) \quad (11)$$

式中 c_0 为未加锚杆时围岩的粘聚力 (MPa); c 为加锚杆时围岩的粘聚力 (MPa); τ 为锚杆最大抗剪应力 (MPa); s_m 为锚杆的面积 (m^2); a, b 为锚杆的纵横向间距 (m); η 为经验系数,可取为 2~5。

钢拱架的作用也采用等效方法考虑,即将钢拱架弹性模量折算给喷混凝土,其计算方法为^[13]

$$E = E_0 + (S_g E_g) / S_c \quad (12)$$

式中 E 为折算后混凝土弹模; E_0 为原混凝土弹模; S_g 为钢拱架截面积; E_g 为钢材弹模; S_c 为混凝土截面积。

旋喷桩周围土体的强度提高作为安全储备考虑,地下水位位于地下 4.25 m,由于采用非降水施工,因此,可按水土合算的总应力法考虑。岩土材料特性考虑成 Drucker-Prager 屈服准则的弹性理想塑性行为和关联流动法则。铸铁管线模拟为三维弹性地基梁,接头用具有线性伸缩和转动特性的连接单元进行模拟,管线两边的检查井,通过约束两端的转动自由度来考虑,梁单元及板壳单元与实体单元间自由度的协调性通过程序提供的自由度间的耦合功能来实现。计算部分模型见图 6。

数值模拟分析过程完全反映了实际施工的动态过程。先按台阶法施工右线隧道,再按 CRD 工法施工左线隧道,开挖台阶长度取为 3 m,开挖支护完毕共计 75 个施工步,耗时为 2 d。

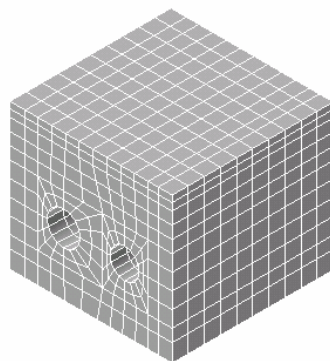


图6 三维有限元部分计算模型

Fig.6 3-D FEM partial model

5.2 管线分析及检算

(1) 管线的变形分析及检算

1) 管线的变形分析。数值模拟计算结果表明(见图7):①左右线隧道施工时,管线的最大沉降差值都在隧道中线与管线的相交点。右线施工时,最大沉降差值为19.8 mm;左线施工时,最大沉降差值为21.9 mm,说明左线施工时对管线的影响程度稍大于右线。尽管左线隧道的断面大于右线且逐渐变大,但恰恰反映了CRD工法较台阶法能够更好地控制沉降这一特点;②左线隧道施工时,对右线的影响明显大于右线施工时对左线的影响。从右线隧道开挖至左线隧道的过程中,管线的最大沉降值点逐渐转移至两隧道之间稍靠近左线隧道,说明了左右线隧道施工时具有明显的耦合效应;③从计算结果可知,管线的最大沉降值为28.9 mm,由于管线离地表很近,实际上也近似反映了地表的沉降值,地表的计算最大值为29.8 mm。这说明了在软土中开挖并行的小间距隧道时,通过超前预加固、缩短开挖进尺、及时封闭成环、施工反馈等手段对控制地层变位是非常有效的。

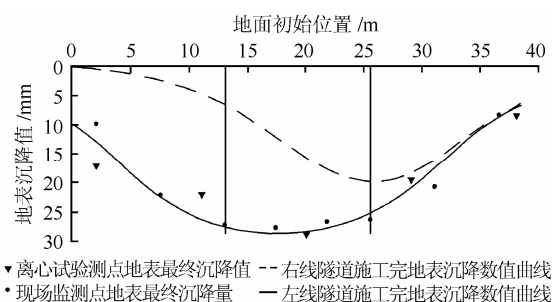


图7 管线沉降曲线图

Fig.7 Sketch of pipeline settlement curve

2) 管线的变形检算。由管线变形的计算结果可知,管线的最大斜率均发生在沉降曲线的拐点处,施工期间管节的最大沉降差小于22.3 mm,而管节的最大允许沉降差为32 mm;管线的最大沉降值为28.9 mm,当管线的沉降槽宽度取为30 m时,所允许的最大沉降为38.25 mm。计算表明,管线满足沉降控制标准。按管线沉降曲线的几何关系可知,右线施工完成时,管线的最小曲率半径为 $r_1 = 3461.539$ m,发生在管线与右线隧道中线交汇处;左线施工完成时管线的最小曲率半径为 $r_2 = 37699.146$ m,发生在管线与左线隧道中线交汇处。由此可知,右线施工完成时管线的曲率最大,并对管线的接缝张开起控制作用,由式(2)可求得管线接缝的最大张开值为

$$\Delta = \frac{Db}{R} = \frac{0.311 \times 4}{3461.54} = 0.36 \text{ mm} < [\Delta] = 0.925 \text{ mm}$$

综上所述,管线满足变形控制要求。

(2) 管线的受力分析及检算

由管线的内力计算结果可知,管线受力的最不利位置均发生在管线沉降曲线的拐点处。左线施工完成时,由于管线沉降曲线的斜率得到了一定程度的改善,从而管线的受力状态也得到了较好的改善,计算结果表明,此时,管线的纵向受力均处于受压,最大压应力小于16 MPa。右线施工完成时,管线所受的最大压应力小于25 MPa,而共有5个单元的拉应力超过了铸铁的抗拉容许值,其中,靠近左线的拐点处单元的受拉应力最大达到了120 MPa,主要是沉降曲线拐点处的斜率较大所致,从受力分析看来,管线似乎不能严格满足受弯应力的控制要求,但由于左线隧道施工时,管线沉降曲线的斜率及受力状态都会得到较大的改善,而右线隧道施工时,导致管线的拉应力较大的时间只是暂时的,因此,可以降低管线的安全系数,当管线的安全系数取为1.5时,管线的容许拉应力为 $[\sigma_t] = 124.03$ MPa,按这种标准检算,管线仍是安全的。

在图7中,通过离心模型试验、数值模拟分析、现场监控量测的结果比较可知,彼此数据基本吻合,说明本文的试验分析和数值分析的结果是合理可靠的,更重要的是三者均反映出了施工期间管线满足变形控制要求,起到了施工超前预报的目的,从而为保证该工程的顺利竣工提供了理论依据和指导作用。

6 结语

(1) 通过土工离心机模型试验模拟隧道施工时对管线的影响,模拟结果表明:施工期间管线处于安全状态,其变形小于允许值,管线的最大沉降值小于29.5 mm。

(2) 通过三维弹塑性有限元法模拟隧道施工时对管线的影响,数值分析结果表明:施工期间管线能够满足变形控制要求,管线的最大沉降值小于28.9 mm,当管线的受力安全系数放松时,管线的受力也能够满足控制要求,即管线处于安全状,施工期间管线的最大压应力小于25 MPa,最大拉应力小于120 MPa。

(3) 对于地表沉降值,通过离心机模型试验结果、有限元法数值模拟结果和现场量测结果的对比分析,表明三者之间数据基本吻合。这一方面验证

了 3 种手段对地表沉降及管线变形、受力分析结果的有效性和可靠性,另一方面均得出了一致的结论:施工期间,管线处于安全状态。

(4) 该范围的工程现已顺利竣工,并取得了良好的施工效果,这在很大程度上取决于“科研-施工-现场监控反馈”三位一体化的科学施工方法,因此,对于一些重要的工程,增加施工中的科技含量和理论指导作用是现代隧道施工技术发展的必然趋势。

参考文献

- [1] 张师德,张惠甸,周顺华等.徐家汇地铁车站槽坑稳定性研究[J].上海铁道学院学报,1993,14(3):17—27.
- [2] Santamarina J C, Goodings D J. Centrifuge modeling: a study of similarity[J]. *Geotechnique*, 1987, 37(3): 335—353.
- [3] 李大勇,龚晓南,张土乔.软土地基深基坑周围地下管线保护措施数值模拟[J].岩土工程学报,2001,23(6):736—740.
- [4] 孙星亮,景诗庭.水平钻孔旋喷注浆加固地层效果研究[J].岩石力学与工程学报,1998,17(5):589—593.
- [5] Renato E B, Kael R. Tunnel design and construction in extremely difficult ground conditions[J]. *Tunnel*, 1998, (8): 23—31.
- [6] 王暖堂.城市地铁复杂洞群浅埋暗挖法的有限元模拟[J].岩土力学,2001,22(4):504—508.
- [7] 周小文,濮家骝.砂土中隧洞开挖引起的地面沉降试验研究[J].岩土力学,2002,23(5):559—563.
- [8] 全学让,吴波,高波等.深圳地铁大一科区间隧道水平旋喷预加固力学效果研究[J].铁道工程学报,2002(增):55—59.
- [9] 李宏刚.铸铁给水管线的应力分析、爆管原因、处理及预防措施[J].纯碱工业,2000,(2):38—41.
- [10] 韩扬,孙绍平.地下管道抗震分析中的若干参数[J].特种结构,1999,16(3):14—16.
- [11] 李术才,朱维申,陈卫忠.小浪底地下洞室群施工顺序优化分析[J].煤炭学报,1996,21(4):393—397.
- [12] 李术才,朱维申,陈卫忠等.弹塑性大位移有限元方法在软岩隧道变形预估系统研究中的应用[J].煤炭学报,1996,21(4):393—397.
- [13] 王暖堂,陈瑞阳,谢箬.城市地铁复杂洞群浅埋暗挖法施工技术[J].岩土力学,2002,23(2):208—212.

上接第 656 页

从图 6 可以看出:经强夯处理后在离处理后地表约 1.0 m 处强度变化最大,处理后的旁压试验临塑荷载约为处理前的 4 倍;5.5 m 以下地基强度变化不明显;5.5 m 以上地基处理后旁压试验临塑荷载数平均增长 3.2 倍。

6 结论

通过对以上几种试验结果的分析可得出以下结论:

(1) 采用强夯法加固湿陷性黄土地基是可行的。

(2) 通过静力触探、动力触探、旁压试验、标准贯入试验等测试手段表明,地基处理后,在离处理后地面约 1.0 m 处地基强度最高。地基的有效加固深度约为 6.0 m,其加固效果可分为 3 个不同的加密效果带:强加密带为 0.0~5.0 m;加密带为 5.0~6.0 m;影响带为 6.0~8.5 m。

(3) 根据静载试验可知:经加固后的地基承载

力明显提高,提高幅度为 70%~80%,浅层地基承载力 $f_k \geq 220$,变形 $\geq 15\text{MPa}$,达到设计要求。

(4) 通过对同一地基采用不同测试手段的测试结果比较可以看出:静力触探、动力触探、标准贯入都可作为一种有效的测试手段应用于黄土地区,而旁压试验在孔深达到 6.0 m 以后,其测试结果与其它测试方法测试结果略有差异,故其测试结果需与其它测试方法的结果相比较后才能用。

(5) 与其他地基处理方法比较(例如:桩基、换填),强夯法处理湿陷性黄土可取得显著的经济效益,大幅减少整个工程造价。

参考文献

- [1] 骆行文.黄土地层公路工程地质类型及地基承载力评价技术研究[R].武汉:中国科学院武汉岩土力学研究所,2003.10—11.
- [2] 唐贤强,谢瑛,谢树彬等.地基工程原位测试技术[M].北京:中国铁道出版社,1996.316—455.