

# 浅埋暗挖地铁施工地层沉降监测与控制

钟有信 罗草原

(中铁隧道集团公司科学研究所,河南洛阳 471009)

**【摘要】** 地层沉降属多因一果。以广州地铁二号线公园前站—海珠广场站浅埋暗挖地铁区间地层沉降监测为实例,归纳分析了地层沉降的主要原因,提出了及时加强初期支护(包括超前支护)和应用注浆等辅助施工措施控制地层沉降结论,值得探讨与借鉴。

**【关键词】** 浅埋暗挖;沉降监测;时间效应;初期(超前)支护;注浆工艺

**【中图分类号】** TU 433

## Ground Settlement Monitoring & Control in Metro Construction by Underground Cutting with Shallow Overburden

**【Abstract】** Introducing the actual conditions of the ground settlement monitoring in the running tunnels of Gongyuanqian Station ~ Haizhu Square Station of Guangzhou Metro Line 2, which is constructed by underground cutting method with shallow overburden, analyzing the primary causes of ground settlement, summarizing the accessorial technical measures, e.g. timely strengthening the initial support and variable grouting during tunneling to control the ground settlement. It is useful for theoretical research and application preference.

**【Key words】** underground cutting with shallow burden; settlement monitoring; time effect; initial (beforehand) support; grouting method

### 1 工程概况

广州地铁公园前站是目前我国最大的换乘地铁车站,与之相连的二号线公园前站—海珠广场站浅埋暗挖区间隧道从物业发达、交通繁华的起义路正下方穿越。为确保施工期间地面建筑、路面交通及地下管网的安全,地层沉降跟踪量测与动态信息反馈成为暗挖隧道施工的主要环节和工序。

本区间从上到下覆土为:人工填土层,冲积粘土层,残积土层,红色碎屑全风化岩石层及强风化岩层。区间隧道大部分通过残积土层,个别断面通过流砂层。开挖断面主要型式:全土断面、半岩半土断面及全岩断面。地下水赋存方式为孔隙自由水和基岩裂隙水。

区间隧道采用短台阶结合弧形导坑法施工,台阶长度控制在6~8 m(约1倍洞径),软弱围岩段采用风镐人工开挖,硬岩则采用浅眼弱爆破开挖。施作超前注浆导管(90°~120°拱部环向范围内),待上台阶弧形导坑成型后,立即架立格栅拱架、铺设钢筋网片、安打锁脚中空注浆锚管、焊接纵向连接筋,预留回填注浆管;经隐检合格后,及时喷射混凝土。下台阶采用单侧异步落槽(偏槽法),找底后对接下部格栅拱架、及早喷射混凝土使初期支护封闭成环。完成下一循环,紧跟施作初期支护结构层与围岩之间的回填接触注浆。

### 2 地层沉降监测与分析

为掌握不同开挖断面型式条件下地层沉

降变化规律、同一里程处拱顶沉降与地表沉降表现差异及沉降槽横向影响幅度,现场监测小组沿隧道轴线(变形灵敏点)每间隔10 m在地表、拱顶对应设置一组沉降监测点,原则上每间隔50 m设置一组监测横断面点。

### 2.1 纵向地层沉降

基于土体是固体、液体和气体的三相体系,决定了它具有力学的粘弹塑性(弹-粘塑性),同时,对于软土地层天然含水量较大而透水性差等因素导致土层失水固结(蠕变)沉降延续时间长,隧道开挖后土层变形都不是瞬间达到最终值的,而是随着时间推移逐渐累积终止,地层沉降具有“空间效应”的同时还表现“时间效应”<sup>[1]</sup>。

图1是地表测点DQ19沉降所经历的“时间效应”曲线(沉降时态  $U-T(L/D)$  曲线,  $L$  为测点与开挖面长度,  $D$  为隧道矢量跨度)。地层沉降表现形态分述如下:

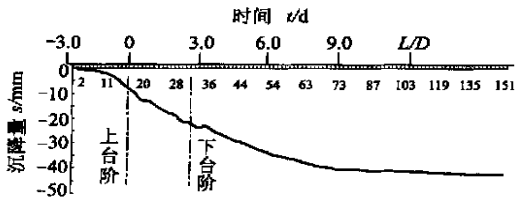


图1 地表沉降时间-形态曲线图

1)前期沉降阶段 工作面开挖到距离测点断面  $2D \sim 3D$  时,地层受到扰动后产生的应变就开始反映到地表,可见开挖对覆盖层的沉陷具有较强的诱导性;同时土体孔隙中的自由水夹裹土粒在重力作用下逐渐向开挖形成

的临空面渗透,失水、失土使地层土体发生固结(压缩)形变。前期沉降阶段是地层沉降的递增的缓慢过程。在松散、富水软弱地层中隧道施工时,如果台阶拉得太长,前期沉降阶段将达到总沉降量的40%~50%。

2)开挖过程沉降 开挖临空面的产生使围岩土体局部卸载,洞周径向应力突变为零,土体原始地应力急骤发生重分布,围岩开始发生持续性松弛变形;同时土体加速失水、失土使地层沉降保持增幅累积。开挖过程沉降涵盖了上断面通过该测点到初期支护结构闭合成环且能对围岩土体变形提供有效约束阻力为止的时间过程。开挖过程沉降表现形态:地层沉降速率在开挖面切近时急骤增大,在初期支护闭合成环能提供有效变形约束阻力时,围岩变形渐趋收敛。开挖过程沉降阶段是地层急剧沉陷时期,开挖过程沉降占总沉降量的30%~40%,只要恰到好处地对隧道周边围岩进行预加固(如超前管棚+预注浆)、及时施作网喷支护,严格控制沉降时间达到控制地面沉降总量是可能的。

3)后期固结沉降 后期沉降主要是土体固结、徐变延续与累计。受岩体粘弹塑性的影响,后期沉降延滞时间与覆土层厚度、类型(力学特性)、地下水情况及周边环境等因素相关,后期固结沉降软弱地层一般滞后开挖面后  $3D \sim 4D$ ,这个阶段是递减的缓慢过程,大部分沉降量将由二次支护承受。

表1为本区间隧道不同工程地质条件下,实测地表最终沉降值及各阶段沉降所占的百分率。

表1 各阶段地表沉降量统计、分析表

测点编号	隧道埋深	断面类型	地表测点沉降 $s/\text{mm}$				阶段沉降比例 $s/\%$			备注	
			前期沉降	开挖期沉降	后期沉降	总沉降	前期沉降	开挖期沉降	后期沉降		
DQ11	约18 m	半岩半土	11.09	8.71	7.46	27.26	40.7	31.9	27.4	DQ18~DQ20 测点处隧道结构上覆饱和含水流砂层。	
DQ12			10.10	8.39	8.08	26.57					
DQ13			8.65	6.71	5.63	20.99					
DQ18	约19 m	全土	13.99	15.01	18.20	47.20	29.5	33.0	37.5		
DQ19			12.72	14.23	16.17	43.12					
DQ20			11.63	13.14	14.93	39.70					
DQ37	约21 m	全岩	6.33	2.96	2.61	11.90	48.2	26.7	25.10		
DQ38			4.93	2.88	2.57	10.37					
DQ39			8.82	4.89	4.44	18.15					

### 2.2 地层纵向沉降回归分析

基于一定量的实测量测数据,纵向地层沉降可以采用经验公式(1)进行回归分析:

$$s = \begin{cases} a[1 - e^{-b(x-x_0)}] + s_0 & (x \geq x_0) \\ -a[1 - e^{b(x-x_0)}] + s_0 & (x < x_0) \end{cases} \quad (1)$$

式中:  $X$  为测点距开挖面距离与隧道洞径之比( $L/D$ );

$s$  为该测点的地表沉降变位值, mm; ( $X_0, s_0$ )为实测数据( $X_i, s_i$ )( $i \in N$ )作出的散点曲线的拐点;

待定系数  $a, b$ ; 如果考虑到  $X$  充分大, 则  $s_{\max} \approx a + s_0$ , 即存在  $a \approx s_{\max} - s_0$ ;  $b$  可由实测数组( $X_i, s_i$ )用迭代法求出其最小二乘法估计值, 见下式:

$$b = \frac{-\sum_i (X_i - X_0) \ln \frac{a + s_0 - s_i}{a}}{\sum_i (X_i - X_0)^2} \quad (2)$$

求出点 DQ19 实测沉降时态曲线的拐点 ( $X_0, s_0$ ):  $X_0 = 0, s_0 = 13.15$ ;  $a = s_{\max} - s_0 = 29.02$ ,  $b$  最小二乘法估计值 0.15; 则求出测点 DQ19 回归函数关系式(3):

$$s = \begin{cases} 29.02[1 - e^{-0.15x}] + 13.15 & (x \geq 0) \\ -29.02[1 - e^{0.15x}] + 13.15 & (x < 0) \end{cases} \quad (3)$$

### 2.3 地层横向沉降

一般地说, 洞外量测的信息(如地表下沉, 水平位移, 多点位移量测)能较真实地反映隧道周围土体及地层的稳定程度, 可用以评价施工方法的好坏, 而洞内量测信息(如收敛、拱顶下沉量测)能具体地反映支护结构的稳定程度, 用于监测结构局部的失稳。

图 2 展示了 2001 年 1 月 25 日所量测纪纲街的半个横断面各测点地表沉降变位的分布情况, 这时, 该地表的变形已基本稳定。从沉降槽的轮廓线来看, 曲线形状与正态分布相近, 横向沉降槽宽约为  $8D$ 。国内外不少学者从模拟试验和现场测试统计中曾做过大量的研究, 认为 Peck 公式可以较真实地描述地表

沉降槽变化曲线。

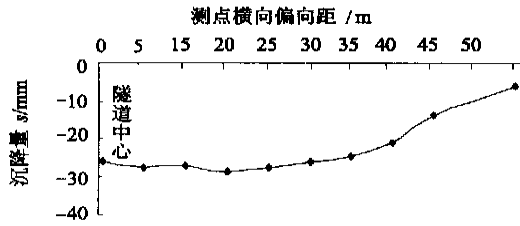


图 2 地表横向沉降半断面图

### 2.4 横向地层沉降回归分析

著名的横向地层沉降槽分析采用 Peck 公式:

$$s = A \exp\left\{\frac{-y^2}{2i^2}\right\} \quad (4)$$

式中:  $s$  为距离隧道横向偏离  $y$  的任一点的地表沉降量, mm;

$A$  是隧道中线上的最大沉降值( $y=0$ ), mm;

$i$  是曲线的标准偏差点, 相当于曲线拐点的  $y$  值,  $i$  值可由实测数组( $y_i, s_i$ )( $i \in N$ )求出其最小二乘法估计值(见式(5)):

$$i = \sqrt{\frac{\sum_j y_j^2 (\ln s_j - \ln s_{\max})}{2 \sum_j (\ln s_j - \ln s_{\max})^2}} \quad (5)$$

由已测到的地表沉降槽进行回归分析处理可得到纪纲街地表沉降槽方程(6):

$$s = 28.28 \exp\left\{\frac{-y^2}{1811.97}\right\} \quad (y > 0) \quad (6)$$

### 2.5 地表沉降与拱顶沉降对比分析

图 3 展示了相应里程处地表-拱顶沉降对比分析矩状图。图中组值 1~3、4~6、7~9 分别对应半岩半土断面、全土断面、全岩断面的地层沉降测点。

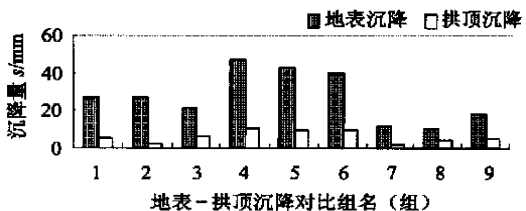


图 3 地表-拱顶沉降对比图

一般来说,地层变位是从洞周逐渐向地表延伸、发展的,考虑地层承载拱效应,当覆土厚度大于一倍洞径以上可形成地层拱效应时,地层沉降应表现为  $U_{拱顶} > U_{地表}$ 。本监测区间隧道埋深约 19 m,隧洞矢量跨度为 8 m,满足地层拱效应条件,但图 3 表明拱周土体变形量均小于(甚至远小于)对应地表沉降量,监测组从广州地铁林和村暗挖区间段、三元里盾构(TBM)施工区间量测数据分析中发现也存在类似现象。经过对比分析,笔者认为矛盾主要集中在:

1)拱顶测点因焊接在格栅拱架上,所测的位移为初期支护下沉竖向分量,而非拱顶土体实际下沉量。

2)受施工环境影响,拱顶点埋设与初次量测不及时,围岩土体前期沉降没有监测到会造成较大的损失。反之,地表沉降监测受环境影响小,收集监测数据的连续性、稳定性、可靠性好。

3)笔者认为,软土浅埋隧道地层沉降主要由两部分组成:力学变形与物理沉降,前者是地层应力重新调整的力学范畴,后者属土层失水(自由水)、失土使空隙压缩的物理过程。与土体密贴的、赋予足够刚度的初期支护结构,往往能有效地抑制地层力学沉降,使拱顶最终沉降较小,但对于地下水位赋存较高,且地层土相结构为蜂窝、尤其是絮状软土时,极高的孔隙比最终演绎成较大的物理固结沉降而表现为地表沉降(甚至沉降)。洞外量测的信息能较真实地反映隧道周围土体及地层的整体稳定程度。

由此可见,如果在采用拱顶下沉与地表沉降监测的基础上增加地中多点位移量测,使之成为洞内外立体垂直的监测系统,可以更真实、更有效地监控和掌握地层沉降。

### 3 地层沉降控制关键因素

地层纵向沉降、横向沉降范围诸多因素相关;工程水文地质,开挖工艺(全断面法、台阶法、CD / CRD 法、侧壁导坑法等),开挖方式

(掘进机开挖、人工开挖、爆破等),断面型式(主要跨矢比、跨高比),支护迟早与强弱,但在一定的施工条件下,笔者认为控制地层沉降有效的施工手段主要体现在两个方面:及早进行强支护(包括初期支护与超前支护)和有效进行注浆防护。

围岩“支护需求曲线”与支护结构“支护补给曲线”(见图 4 曲线①、②)表明:相同刚度的支护结构架设时间越早,支护结构与围岩达成最终应力平衡时间则越短,即支护结构参与围岩土体相互作用时间越快<sup>[2]</sup>,从而能较更有效地控制围岩纵向变形大小与横向变形范围,初期支护必须贯彻“宁强勿弱”,“宁早勿迟”的作业指导方针。

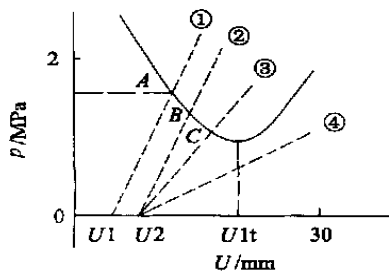


图 4 围岩需求与支护补给曲线

地层沉降防护注浆包括:超前小导管注浆、初期支护背后接触(密贴)注浆、拱脚承载地基处锚管注浆及富水地层防堵水(补强)注浆;诸多地层沉降控制的成功典例验证:注浆可以增强支护承载能力和结构防水,改良土层承载能力和控制结构变形,从而达到控制地层沉降的目的。将不同形式的注浆工艺贯穿到各工序中,不但符合新奥法原理“密贴”原则,也是地层沉降控制的成败关键。

### 4 结论

错综复杂的水文地质条件使地层沉降现象多因一果。通过基于工程施工与地层沉降过程的监测对比分析,笔者认为浅埋隧道在应用新奥法(NATM)原理施工时,必须结合浅埋隧道变形灵敏度高,易失稳等特点,注重超前

(下转第 279 页)

$y_m = 43.2 - 18.14 = 25.08 \text{ mm}$ , 与文献[5]中  $p-y$  法计算结果相比误差仅为  $2.24 \text{ mm}$ 。桩身弯矩计算见表 2。

表 2 桩身弯矩(kN·m)计算结果

$z$	$z/T$	$A_m$	$B_m$	特征荷载法	$p-y$ 法
0	0.0	0.0	1.0	-180	-180
0.5	0.195	0.173	0.998	8.90	7
1.0	0.389	0.376	0.980	229.45	217
1.5	0.584	0.520	0.962	388.13	371
2.0	0.778	0.630	0.920	514.42	511
2.5	0.973	0.710	0.877	608.51	606
3.5	1.362	0.765	0.673	704.60	702
4.5	1.751	0.682	0.520	642.55	669

(注:由(6)式试算得  $T=2.57 \text{ m}$ )

从表 2 中可知桩身最大弯矩约为  $704.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (特征荷载法),与  $p-y$  法误差只有  $0.4\%$ ;其距地面  $z=1.3 \times 2.57=3.34 \text{ m}$ ,与  $p-y$  算得的结果误差只有  $4.6\%$ 。

### 3 结 论

1)本文中计算水平荷载下桩反应的特征荷载法实质上是一种量纲一的系数法,较其它方法有更为广泛的适用范围;该法大大简化了计算,避免了  $p-y$  曲线法求解的繁琐过程,适宜于手算及电算编程,且有较高的精度。

2)在实际应用中,利用本文方法可用来估算水平荷载下桩顶在自由或嵌固条件下的侧

向变形、桩身最大弯矩及其位置深度;这些是控制水平抗力桩设计的最重要的指标量值,其结果与实测及  $p-y$  曲线分析有较好的一致性。

3)常用的弹性地基反力法(如  $m$  法)的使用范围一般是假定土体在线弹性变形状态下计算有效(一般是在最大侧移值不超过  $10 \text{ mm}$  时得出的  $m$  值);而特征荷载法无论是对于小变形还是对于大变形情况下均适用,因此能更好地反映桩-土系统横向共同作用的非线性性状,在实际工程中引入该法具有良好的可行性。

### 参 考 文 献

- 1 赵明华. 桥梁桩基计算与检测. 北京:人民交通出版社,2000.45~83
- 2 Brown D A, Morrison C, Reese L C. Lateral load behavior of pile group in sand. J Geotech Engrg, 1988, 114(11):1261~1276
- 3 Reese L C, Welch R C. Lateral loading of deep foundations in stiff clay. J Geotech Engrg Div, 1975, 101(7):633~649
- 4 Duncan J M, Evans L T Jr, Ooi P S K. Lateral load analysis of single piles and drilled shafts. J Geotech Engrg, 1994, 120(6):1018~1033
- 5 《桩基工程手册》. 北京:中国建筑工业出版社, 1997.225~281

收稿日期:2002-07-10

(上接第 259 页)

支护、加强初期支护,同时因地适时利用不同注浆工艺——尤其是地层沉降增幅急剧的开挖过程,是控制地层沉降的有效途径。

### 参 考 文 献

- 1 翁汉民. 地下工程量测与试验. 成都:西南交通

大学出版社,1989.30

- 2 钟桂彤. 铁路隧道. 北京:中国铁道出版社, 1996.65~66

收稿日期:2002-07-15