

盾构衬砌管片土压力反分析研究

钟小春, 朱 伟

(河海大学 土木工程学院, 南京 210098)

摘 要: 作用在管片上的土压力是影响管片设计的关键因素之一。目前松弛土压力的计算理论存在较多假定, 与实际受力状态存在很大的差异, 而且由于壁后注浆使得盾构隧道管片土压力实测比较困难, 普遍存在土压力实测数据可靠性不高的问题。针对以上问题, 建立了一种管片土压力反演分析方法, 根据相对易于测定的管片内力实测数据, 采用最优化方法反演作用在管片上的土压力的大小和分布。反演计算结果表明, 深埋与浅埋条件下隧道土压力有较大的不同, 且与目前设计土压力假定的分布也有很大的区别。

关 键 词: 盾构衬砌管片; 反演分析; 土压力; 松弛土压力

中图分类号: TU 432 **文献标识码:** A

Back analysis of soil pressure acting on shield lining segment

ZHONG Xiao-chun, ZHU Wei

(Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Soil pressure on the shield segment is one of key factors which affect the results of segment design. Because of segment grouting, it's very difficult to measure soil pressure; and some measured data is unreliable. In the view of the above problems, the back analysis method of soil pressure on shield lining segment has been found. On the basis of comparatively easily measured internal force of segment and optimization method, soil pressure on the lining segment has been obtained. According to the results, soil pressure on the shallow tunnel is different from that on deep tunnel; and it's different from the hypothetical distribution of design soil pressure.

Key words: shield lining segment; back analysis; soil pressure; relaxation pressure

1 前 言

盾构隧道管片设计中存在两个主要的问题: 一是结构模型的问题, 另一个是土压力荷载模型的问题。在土压力荷载模型中土压力的计算方法中存在较多问题和分歧, 比如存在土水分算和土水合算、松弛土压力和全覆土重、水平土压力时存在朗肯土压力和静止土压力等问题之争以及应用场合适用性的问题, 这些问题的存在说明盾构管片土压力的研究还不够深入。土压力的影响因素复杂是其主要原因, 它不仅与地层的物理力学性质、衬砌的刚度有关, 而且与施工工艺、隧道的埋深、直径、形状等几何参数有关。除此之外, 还与盾构施工方法的特殊性密切相关, 镶嵌在管片表面的土压力计易受到承受较大压力的盾尾密封钢丝刷止水带的损害, 使

得盾构管片土压力的实测值的可靠性不高, 同时盾尾空隙充填率及注浆压力对管片土压力的影响较大^[1]。

随着隧道埋深、盾构断面的加大以及复杂地层中施工案例的出现, 现有的管片设计荷载确定方法能否保证管片的安全并不是确定的, 因此发展符合盾构工程实际的管片土压力计算方法是管片设计中的一个重要研究课题^[2]。

迄今为止, 有关盾构管片土压力的研究多偏重于经验性的总结, 从已有的文献^[3-4]来看, 按其所采用的原理的不同, 将衬砌土压力的研究方法分为三种, 即理论计算、物理模型试验和现场量测, 其中理论计算包括基于松弛土压力的概念和应力重分布的概念的两种方法, 分别对应荷载结构法和地层结构法中土压力的计算。

20世纪70年代出现并不断完善地反分析方法已成为解决复杂岩土工程问题的最重要的有效方法之一^[5]，本文根据现场能够较为准确且易于测定的管片内力（比如轴力和弯矩）实测的结果，应用梁-弹簧模型和复合形优化方法反演作用于衬砌管片土压力，研究隧道管片上作用的土压力的计算方法和分布规律，以便对工程应用有一定的参考价值。

2 管片土压力荷载反分析理论

在现场盾构管片内力量测的基础上，建立了土压力的反分析模型，包括正分析时管片内力计算方法、反分析时土压力分布即反分析的荷载模式、优化分析的目标函数及寻求达到最优目标的优化分析方法。

2.1 正分析的管片内力计算方法

由于盾构隧道是弧形预制块管片，由螺栓连接拼装而成，因此管片接头及其刚度将显著影响管片内力及变形。由于能够直接考虑管片旋转接头、管片环间剪切接头以及地基对管片环的约束作用，到目前为止梁-弹簧模型法是较为完善的一种管片结构模型的计算方法^[6]，结构模型如图1所示。对于环向接头刚度可采用笔者建立的接头刚度双直线模型^[7]，根据管片接头受力的变化，该模型能够自动调整接头刚度，从而反映接头刚度与管片接头内力的非线性的关系，具有较高的计算精度。

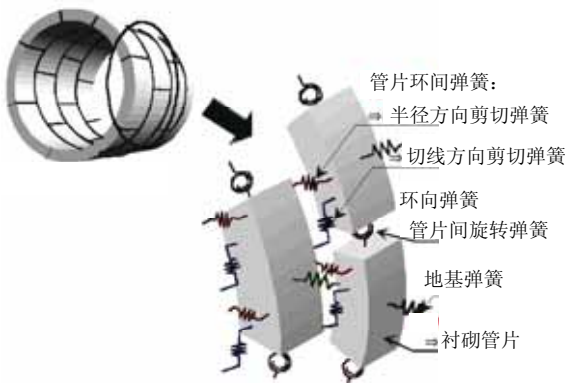


图1 梁-弹簧模型示意图
Fig.1 Beam-spring model

2.2 反分析的管片土压力荷载模式

由于作用在衬砌管片上的土压力的影响因素较为复杂，与地层特征、结构刚度和壁后注浆等因素都有关，若将其简化为线性荷载会产生不同程度的误差。因此，在反演理论研究中这类目标未知数一般都需作灵活处理，视反演问题监测数据的多少决定采用荷载模式的复杂程度。根据目前有关文献

的土压力现场监测成果^[4, 8]，可将衬砌主动土压力荷载假定为如图2所示的分布形式，竖向土压力为抛物线分布，水平向为线性分布，同时通过全周地基弹簧来考虑地基抗力。图2中将衬砌环的中心 o 定义为 x 、 y 直角坐标系的原点，则垂直土压力和水平土压力的分布和大小可表示为

$$\left. \begin{aligned} p(x,y) &= a_0 + a_1x + a_2x^2 ; \\ q(x,y) &= b_0 + b_1y \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 a_0 、 a_1 、 a_2 、 b_0 、 b_1 共5个为未知量。当求出了 p_1 、 p_2 、 q_1 、 q_2 时，即可求得管片土压力荷载大小和分布。

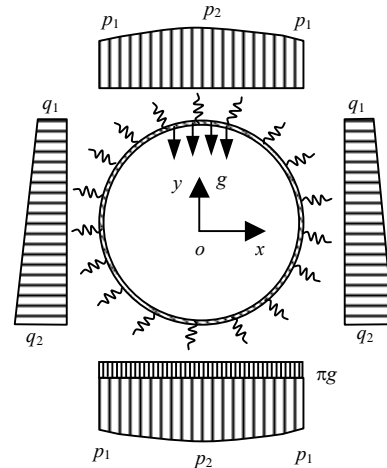


图2 衬砌管片土压力分布模式
Fig.2 Distribution of soil pressure of shield lining segment

2.3 反分析的目标函数

盾构法隧道施工中，对管片钢筋的应变（应力）量测具有较高的精度，且具有较高的可靠性。本文采用应力反分析法。目标函数用为限元的计算值与实际观测点的量测值之差的平方和，并与实测值的平方和之比为反分析优化分析的目标函数 $J(X)$ ，即

$$\begin{aligned} J(X) &= w_1 \sum_{i=1}^N (M_i - M_i^*)^2 / \sum_{i=1}^N (M_i^*)^2 + \\ &w_2 \sum_{i=1}^N (N_i - N_i^*)^2 / \sum_{i=1}^N (N_i^*)^2 \end{aligned} \quad (2)$$

式中， $J(X)$ 为优化函数； N 为观测点数； N_i 、 N_i^* 分别为第 i 个观测点的计算轴力值和实测轴力值， M_i 、 M_i^* 分别为第 i 个观测点的计算弯矩值和实测弯矩值； w_1 、 w_2 为相应的加权系数，一般 $w_1 = w_2 = 1$ ； N_i 、 M_i 为目标未知向量 X 的函数， X （本文中 X 为土压力荷载模式）一般可表示为

$$\left. \begin{aligned} X &= [x_1, x_2, \dots, x_n]^T; \\ a_j &\leq x_j \leq b_j, j = 1, 2, \dots, n \\ g(x_i) &\geq 0, i = 1, 2, \dots, n \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中第二式称之为显式约束，第三式称之为隐式约束， n 为目标未知数向量的维数。

2.4 优化分析方法

当反分析的反演参数小于监测数据的个数时，通常应用最优化方法来求解包含所有监测数据的方程组，本文的优化方法选用复合形法^[9]。

复合形法是在可行域 R 中随机地选取 $m(m > n + 1)$ 个顶点 $x(i) \in R(i = 1, 2, \dots, m)$ ，由这些顶点组成的凸体是由若干个单纯形构成的，所以称为复形，一般地可取 $m = 2n$ 。然后，对复形的顶点函数值逐一进行计算比较，不断以满足约束条件且函数值有所改善的新顶点代替函数值的最坏点，逐步逼近最优点。由于复合形法无需进行目标函数的一阶导数的计算，同时能够克服单纯形法容易退化的缺点，在反分析优化方法中得到广泛的应用。

3 管片土压力反演实例分析

3.1 地质条件及管片结构参数

某盾构区间的地质概况：属珠江三角洲海陆交互沉积平原，地形平缓，涌、河发育，民用建筑密布。地铁的洞顶洞身主要为海陆交互沉积的淤泥质土、砂，软硬塑状粉质黏土和硬塑状基岩残积层，部分洞身为强风化砂。岩层破碎，节理、裂隙发育。地表水丰富，地下水发育。某地铁工程区间采用宽度为 1.5 m 的钢筋混凝土(RC)管片取代宽度为 1.0 m 的管片以提高施工速度和降低工程造价。两个盾构管片内力监测断面的地质条件，如图 3、图 4 所示。这两个监测断面各具有一定的代表性，断面 A 代表浅埋隧道的松软土质条件，断面 B 则代表深埋隧道的坚硬土质条件。预制管片时，在管片表面预埋土压力计，在边缘钢筋中接入钢筋计，现场监测方案见图 5。通过对管片钢筋计和土压力计的监测，可以推算管片监测点截面的弯矩和轴力。断面 A 距出发井位置 50 m，位于标准贯入击数大于 22 的硬塑残积土中，覆土层厚 6.72 m，地下水位位于地面以下 1.5 m。断面 B 位于标准贯入击数大于 50 的中风化的泥岩中，覆土层厚 22.5 m，地下水位位于地面以下 1.4 m。

管片结构和地层参数如下：管片参数 $E_c = 3.45 \times 10^7$ kPa, $I = 3.375 \times 10^{-3}$ m⁴, $A = 0.45$ m²。管片重量为 35.34 kN/m；地层参数 $K_n = 1.2 \times 10^4$ kN/m³，当地层单元受拉时 $K_n = 0$ ，管片接头刚度见表 1。

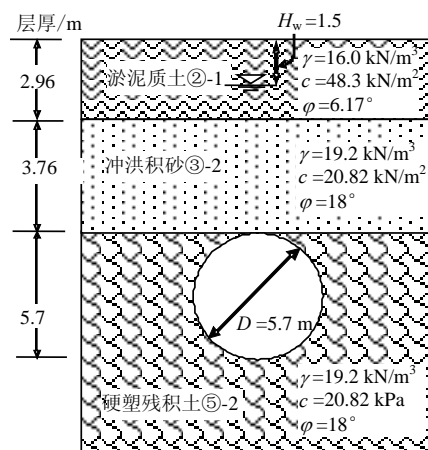


图 3 隧道监测断面 A 地质剖面图
Fig.3 Geologic section A of shield tunnel

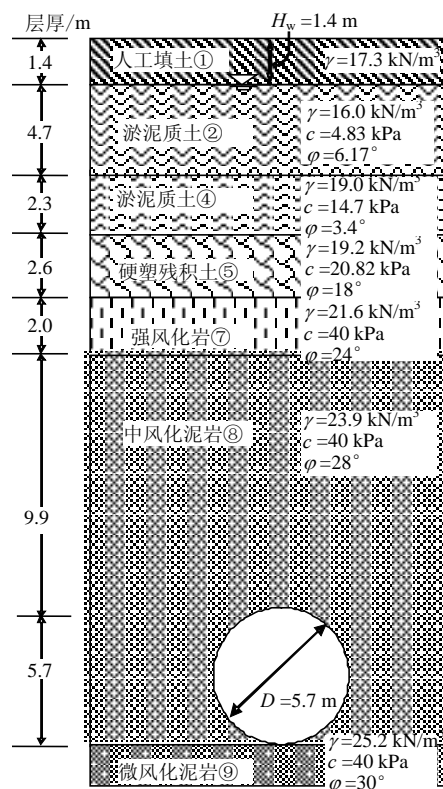


图 4 隧道监测断面 B 地质剖面图
Fig.4 Geologic section B of shield tunnel

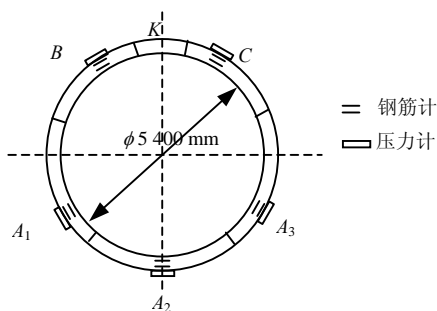


图 5 钢筋应力计和土压力计实测点示意图
Fig.5 Schematic chart of measured points for segment stress gauges and earth pressure cells

表1 管片接头刚度双直线模型参数

弯矩方向	轴力 /kN	接头刚度/kN·m·rad ⁻¹	
		K _{θ1} /10 ⁵	K _{θ2} /10 ⁴
正弯矩	500	1.946	1.314
	1 000	3.091	1.335
	1 500	4.467	1.343
负弯矩	500	1.856	2.540
	1 000	2.991	2.707
	1 500	5.244	2.720

3.2 反演结果

表2和表3分别为断面A和断面B的管片反演土压力与设计土压力的比较。图6和图7分别为断面A和断面B的管片反演弯矩和实测弯矩的比较。图8和图9分别为断面A和断面B的管片反演轴力和实测轴力的比较。图10和图11分别为断面A和断面B的管片反演土压力荷载。实测的弯矩和轴力通过管片拼装3个月后的实测钢筋应变换算得到。

表2 断面A 实测和反演计算轴力、弯矩、土压力

Table 2 Measured and calculated segment internal forces and earth pressure of section A

测点位置 (块号)	实测内力		反演内力和土压力			太沙基土 压力/kPa	全覆土重 压力/kPa
	环向轴力 /kN	弯矩 /kN·m	环向轴 力/kN	弯矩 /kN·m	反演土 压力/kPa		
C	280.7	8.87	279.1	-1.72	105.2	90.0	99.7
A3	300.9	-22.2	282.3	-28.48	98.4	88.4	95.2
A2	286.5	35.7	232.1	32.76	130.8	125.7	131.3
A1	348.3	-28.12	282.3	-29.41	98.4	88.4	95.2
B	249.5	0.8	279.1	2.49	105.2	91.4	99.7

注：弯矩以使管片内侧受拉为正，反之为负；表中的土压力为转换后的管片法向土压力。

表3 断面B 实测和反演计算轴力、弯矩、土压力

Table 3 Measured and calculated segment internal forces and earth pressure of section B

测点位置 (块号)	实测内力		反演内力和土压力			太沙基 土压力 /kPa
	环向轴力 /kN	弯矩 /kN·m	反演土压力 /kPa	环向轴力 /kN	弯矩 /kN·m	
B	903.4	-110.6	262.3	958.8	-98.69	252.5
A1	1096.2	-11.6	277.2	948.1	3.94	303.6
A3	783.9	20.6	277.5	946.1	-10.81	297.0
A3	1 012.3	-58.2	280.4	939.2	-67.9	284.3
C	785.7	-96.08	255.4	954.2	-84.6	258.3

注：弯矩以使管片内侧受拉为正，反之为负；表中的土压力为转换后的管片法向土压力。

比较从图6和图7的反演弯矩和实测弯矩以及比较图8和图9的反演轴力和实测轴力可知，本文

建议的计算方法的精度较高，反演结果与实测结果基本上趋于一致。从数学上来讲，评价模型反演结果的优劣，可以从式(2)中的优化函数值J(X)的大小看出，本实例断面A的优化函数J(X)=0.089，断面B的优化函数J(X)=0.107，说明反演分析的精度是可以保证的。

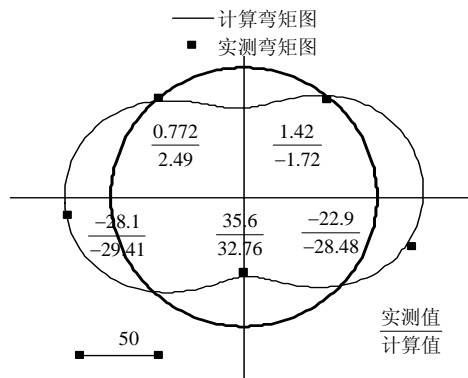


图6 断面A 管片反演弯矩与实测弯矩的比较 (单位: kN·m)
Fig.6 Comparison of calculated and measured moments of lining segment of section A (unit: kN·m)

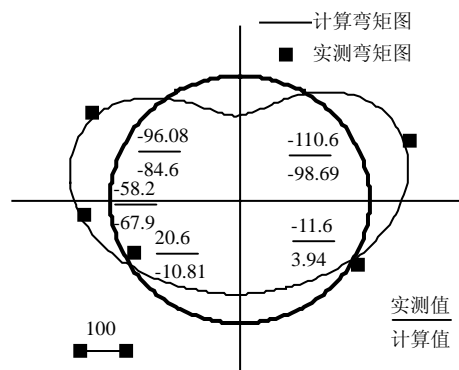


图7 断面B 管片反演弯矩与实测弯矩的比较 (单位: kN·m)
Fig.7 Comparison of calculated and measured moments of lining segment of section B (unit: kN·m)

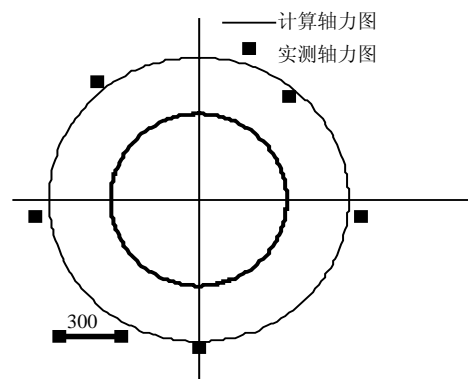


图8 断面A 管片反演轴力与实测轴力的比较 (单位: kN·m)
Fig.8 Comparison of calculated and measured axial forces of lining segment of section A (unit: kN·m)

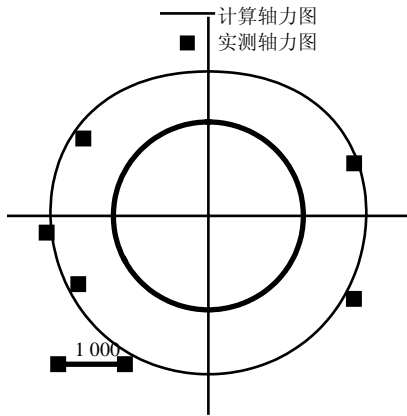


图 9 断面 B 管片计算轴力与实测轴力的比较(单位: kN·m)
 Fig.9 Comparison of calculated and measured axial forces of lining segment of section B (unit: kN·m)

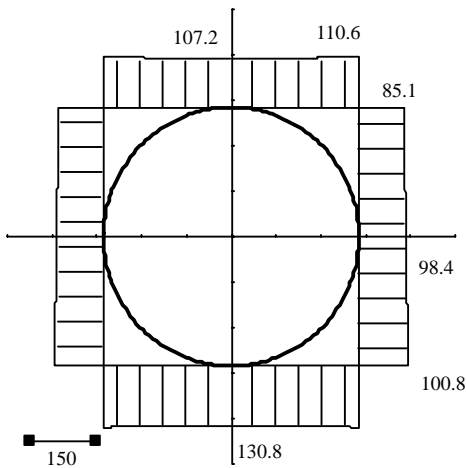


图 10 断面 A 管片反演计算土压力 (单位: kPa)
 Fig.10 Backward calculated earth pressure of lining segment of section A (unit: kPa)

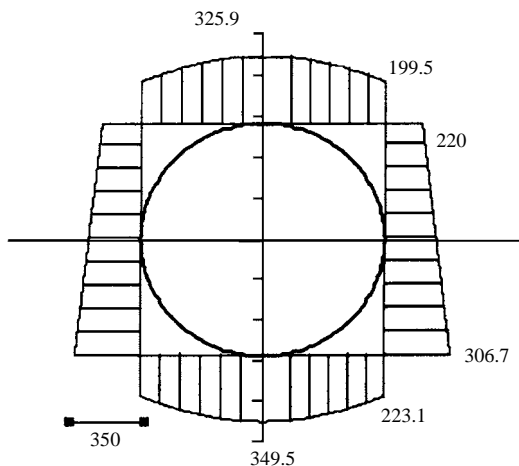


图 11 断面 B 管片反演计算的土压力(单位: kPa)
 Fig.11 Backward calculated earth pressure of lining segment of section B (unit: kPa)

4 反演土压力的比较分析

4.1 隧道浅埋、深埋条件下的土压力比较

从图 10 可知, 断面 A 的管片垂直反演土压力为 107.2 kPa, 全覆土重计算的顶部土压力为 99.7 kPa (表 2), 太沙基松弛土压力为 90.0 kPa, 分别为反演土压力的 93.0 % 和 84.0 %, 故认为采用全覆土重计算浅埋断面 A 的管片土压力更加符合浅埋隧道的受力特征。由图 11 和表 3 可知, 隧道 B 的平均垂直反演土压力为 262.7 kPa, 太沙基松弛土压力为 252.5 kPa, 为反演土压力的 96.1 %。采用太沙基松弛土压力公式计算深埋断面 B 的管片土压力更加符合深埋隧道的受力特征。根据日本盾构隧道标准规范^[6], 当覆土厚度大于隧道外径的 2.0 倍, 且隧道埋设在较硬土层时地基能形成明显的应力传递拱效应。断面 A 的隧道埋深为其外径的 1.18 倍, 地基发生拱效应并不可靠, 断面 B 的隧道埋深为其外径的 4.02 倍, 能够产生可靠的拱效应。

从图 10 和图 11 还可以看出, 垂直土压力的分布形状相差较大, 断面 A 的浅埋隧道基本上为均匀分布, 而断面 B 的深埋隧道则为抛物线分布, 隧道顶部土压力最大, 两侧土压力最小。对于不能形成明显应力传递拱效应的土层, 垂直土压力为隧道上覆土体自重, 呈现均匀分布, 而深埋隧道垂直土压力的抛物线分布与地层的变形即土颗粒的相对错动有关, 土颗粒的相对错动越大, 土压力降低越明显, 并将达到松动土压力状态^[10]。隧道拱肩土颗粒相对错动最大、隧道拱顶土颗粒相对错动最小, 从而形成了中间大、两端小的抛物线型分布; 深埋和浅埋隧道的水平土压力变化梯度相差较大。断面 A 的管片底部与顶部的水平土压力之差仅为 15.7 kPa, 小于静止水平土压力, 而且小于水压力从顶部到底部的变化, 而由朗肯主动土压力可以推知, 其隧道底部与顶部的水平土压力之差也为 13.3 kPa, 可以推知, 浅埋隧道、硬塑残积黏性土层中的土压力的计算方法采用土水合算, 水平土压力采用朗肯主动土压力更加符合浅埋隧道的受力特征。断面 B 的管片水平土压力表现出了比较大的变化幅度, 反演的水平土压力变化幅度为 86.7 kPa, 大于隧道直径方向的水压力之差, 土水分算时静止土压力的变化幅度为 90.2 kPa, 可以推知深埋隧道、风化岩层中的土压力的计算方法采用土水分算, 水平土压力采用静止土压力更加符合深埋隧道的受力特征。对于水平土压力的计算方法到底采用主动土压力, 还是静止土压力, 与地层的位移密切相关^[11]。对于土质隧道,

可能更加容易受到施工的扰动,同时国内盾构施工时可能存在注浆不充分和浆液不合格的问题,使得水平土体发生可能向隧道侧的位移,从而达到主动土压力状态。对于硬质土层隧道,由于土体自身良好的稳定性和注浆液及时填充盾尾空隙,土体发生的位移将是十分微小的,保持初始静止土压力状态。

4.2 土压力反演值与设计值的比较

由表2和表3可知,反演土压力与太沙基设计土压力数值较为接近,但是在土压力的分布形式上有一定的差异。图10和图11表明对于浅埋隧道,反演垂直土压力则接近直线分布,反演水平土压力更接近主动土压力,而对于深埋隧道,反演垂直土压力呈抛物线型,中间大两端小,反演水平土压力则接近静止土压力。从表3中可知,土压力反演值和设计值的差异达到10%左右,管片内力差异也将达到10%。

5 结 论

本文探讨了反分析理论在盾构隧道结构设计中土压力荷载确定中的应用。在量测管片轴向力和弯矩的基础上,对盾构隧道土压力的计算方法和土压力的分布形状进行探讨,得出以下结论:

(1) 采用复合形优化方法能够扩大优化反演理论的应用范围。该方法只要求出函数值,可以是显式函数,更可以是隐式函数,而不要求函数的导数,特别适合正反分析法。

(2) 深埋隧道和浅埋隧道的土压力计算方法不完全相同。当隧道的埋深大于隧道外径的2.0倍时,且隧道埋设地层良好的深埋隧道时,能形成明显的拱效应,此时计算作用于管片上的土压力必须折减。本文的计算结果表明设计土压力采用太沙基松弛土压力是恰当的,当隧道上覆土层厚度为1倍左右隧道外径的浅埋隧道,设计土压力接近上覆土重。

(3) 作用在管片上的土压力分布与设计时使用的土压力的分布规律不完全相同。对于垂直土压力,深埋隧道的土压力分布为抛物线型,隧道顶部大,两侧小,而浅埋隧道则为均匀分布。对于水平土压力,浅埋隧道的土压力分布为主动土压力,而深埋隧道则为静止土压力。

参 考 文 献

- [1] 季亚平. 考虑施工过程的盾构隧道地层位移与土压力研究[硕士论文D]. 南京: 河海大学, 2001.
- [2] Koyama Y. Present status and technology of shield tunneling method in Japan[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2003, 18(2):145-159.
- [3] 张云, 殷宗泽. 软土隧道土压力问题的研究综述[J]. 水利水电科技进展, 1999, 19(5): 23-26.
- [4] 周小文, 濮家骊, 包承纲. 盾构衬砌土压力确定方法[J]. 工程力学, 1997, 19(增刊): 366-370.
ZHOU Xiao-wen, PU Jia-liu, BAO Cheng-gang. The determining method to the pressure of shield tunnel[J]. *Engineering Mechanics*, 1997, 19(Supp.): 366-370.
- [5] 杨林德. 岩土工程问题的反演理论与工程实践[M]. 北京: 科学出版社, 1995.
- [6] 日本土木协会. 隧道标准规范(盾构篇)及解说[M]. 朱伟译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [7] 朱伟, 钟小春, 秦建设. 盾构衬砌管片接头力学分析及双直线刚度模型研究[J]. 岩土力学, 待刊
ZHU Wei, ZHONG Xiao-chun, QIN Jian-she. Mechanical analysis of segment joint and research on joint stiffness model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, in press. to be published
- [8] Mashimo H, Ishimura T. Evaluation of the load on shield tunnel lining in gravel[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2003, 18(2): 233-241.
- [9] 解可新, 韩立兴, 林友联. 最优化分析[M]. 天津: 天津大学出版社, 1997.
- [10] 周小文, 濮家骊, 包承纲. 隧洞拱冠砂土位移与破坏的离心模型试验研究[J]. 岩土力学, 1999, 20(2): 32-36.
ZHOU Xiao-wen, PU Jia-liu, BAO Cheng-gang. A Study of the movement and failure characteristics of sand mass above the crown of a tunnel[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1999, 20(2): 32-36.
- [11] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1994.