

文章编号:1000-582X(2010)08-103-06

隧道支护结构蠕变特性试验和非线性蠕变模拟

靳晓光^a, 李晓红^b

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 资源与环境科学学院, 重庆 400044)

摘要:采用 MTS815 液压伺服系统对深埋隧道支护结构混凝土试件进行了三轴蠕变试验, 分析了支护结构的蠕变特性, 依据蠕变曲线特征求出了非线性蠕变参数。建立了考虑深埋隧道施工过程、围岩和支护结构蠕变特性的有限元数值分析模型, 分析了围岩和支护结构的蠕变特性, 得到了隧道初期支护和二次衬砌的位移特征及其不同位置处的有效应力和最大剪应力特征。隧道支护结构的位移、应力随时间的变化特征与不考虑蠕变效应有较明显的不同, 计算位移与实际监测结果基本一致。对于深埋隧道, 应该考虑围岩和支护结构的蠕变特性。

关键词:隧道; 支护结构; 蠕变试验; 蠕变模拟; LUBBY2 本构模型

中图分类号: TU311

文献标志码: A

Testing and modeling studies on creep characters of supports for tunnel using nonlinear constitutive model

JIN Xiao-guang¹, LI Xiao-hong²

(a. College of Civil Engineering; b. College of Resources and Environmental Science, Chongqing University, Chongqing 400044, P. R. China)

Abstract: Creep characters of tunnel supports structure is analyzed according to triaxial creep test of concrete specimen of deep tunnel supports structure adopting MTS815 hydraulic servo system. The creep parameters of nonlinear creep model are presented based on creep curve. The finite element numerical model has been established considering tunnel construction process, creep characters of surrounding rock and support structure. The displacement characteristics, the effective stress and the maximum shear stress in different position in primary support and second lining are obtained through creep characters analysis of surrounding rock and supports structure. The features of displacement and stress dependent time of tunnel supports has visible difference comparing with discard creep effect and calculation displacement and practical monitoring results is basic concordance. The creep characters of surrounding rock and tunnel supports should be considered for deep tunnel.

Key words: tunnel; supports; creep testing; creep modeling; LUBBY2 constitutive model

隧道支护结构的主流形式是以锚喷支护作为初期支护, 以模筑混凝土作为二次永久衬砌的复合衬砌结构。由于设计、施工及地下水长期侵蚀等原因,

导致多数运营隧道已出现不同程度的病害, 并随着时间的增长而不断发生变化。研究隧道支护结构的蠕变特性和本构模型对分析、预测隧道支护结构的

收稿日期: 2010-03-29

基金项目: 国家自然科学基金创新群体基金资助项目(50621403); 重庆市科技攻关项目(CSTC, 2009AB6194)

作者简介: 靳晓光(1967-), 男, 重庆大学教授, 博士后, 主要从事隧道与地下工程、岩土工程方向研究,

(E-mail) Jxgcqu@163.com。

长期稳定性具有重要的意义。

混凝土的一个重要性质是它变形的时间效应,其时效变形是由硬化水泥浆体长期蠕变和材料内部不断损伤发展而成的^[1-6]。目前学术界认为混凝土内部的微裂缝扩展对蠕变,特别在高应力下的蠕变有很大的作用^[7]。隧道支护结构为处于地下的混凝土或钢筋混凝土结构,由于所处的环境不同,其蠕变特性更为复杂。

几十年来,各国学者建立的蠕变本构模型已达数百种,最常见的是元件模型。其中,2个最基本的模型是 Maxwell 模型和 Kelvin 模型。Hua-Tang Yao 等. 对材料在多向应力条件下的蠕变特性和设计进行了分析综述^[8]; Mohamed Tehami, Kheir-Eddine Ramdane 对钢筋混凝土组合梁的蠕变特性进行了模拟^[9], Wei He, Y.-F. Wu, K. M. Liew 通过基于混凝土徐变本构模型的 2D 全应变物理模拟和数值模拟对混凝土结构特性对钢筋混凝土组合梁的蠕变特性进行了模拟^[10], Marco Barla 基于三轴空间饰演对隧道混凝土行为进行了数值模拟^[11];一些学者采用 ADINA 程序对材料的蠕变特性进行了数值模拟研究^[12-15],但对非线性 LUBBY2^[16]蠕变模型在岩土工程中的应用研究的较少,且没有考虑岩土工程的施工过程。在对隧道支护结构进行蠕变试验的基础上,结合作者前期的研究工作,分析隧道围岩和支护结构的蠕变特性,采用非线性 LUBBY2 蠕变模型,建立考虑隧道施工过程、围岩和支护结构蠕变特性的非线性有限元模型,对深埋隧道支护结构的长期稳定性进行研究。

1 支护结构蠕变特性试验

试验研究是了解材料时效特征和变形规律以及结构构件蠕变力学特性的主要手段^[17-18]。为了确定混凝土支护结构的物理力学特性,于隧道现场运回了二衬混凝土试件,加工制作成标准试件,采用 MTS815 液压伺服系统对其进行了三轴压缩变形试验及蠕变试验。

1.1 混凝土蠕变特性实验研究

采用分级加载试验方法,对试样 creep-1 进行了三轴蠕变试验。每级加载应力的大小根据 3 个试样的三轴压缩试验所得的强度确定。把轴向应力分为三级,分别取平均强度的 25%、55% 和 85%,围压仍取 1.0 MPa, creep-1 试件的加载历史如图 1 所示。加载速度根据三轴压缩试验的加载速度换算为 25.8 kN/min,试验所得的三轴蠕变试验曲线如图 2 所示。

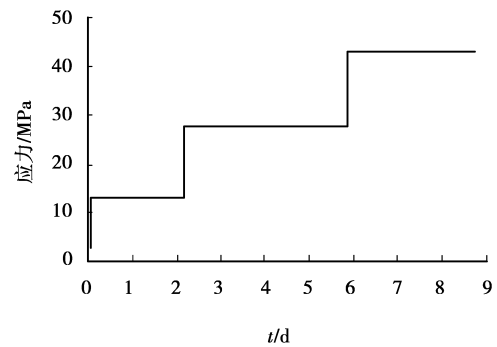


图 1 creep-1 试件加载史

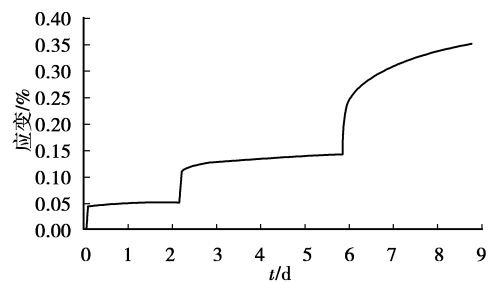


图 2 三轴蠕变试验曲线

蠕变试验所得的应变-时间($\epsilon-t$)曲线有以下几个特点:

- 1) 施加应力 σ_0 后,立刻产生瞬时弹性应变 $\epsilon_0 = \sigma_0/E_0$,且量值随着应力水平的增加而增大。
- 2) 每一段蠕变曲线都反映出应变随时间增加而增大的趋势。
- 3) 低应力水平下,当 $t \rightarrow \infty$ 时,蠕变应变将趋于某一定值,应变速率越来越小。

1.2 蠕变参数的计算

有限元程序 ADINA 提供专用于土木方面的材料模型,如 Drucker-Prager 模型、LUBBY2 蠕变模型以及多孔介质材料模型等。LUBBY2 本构模型的蠕变参数由试样分级加载的蠕变曲线决定,总的应变由每级加载的剪切蠕变决定,见图 3。初始蠕变分量由式 1 确定。

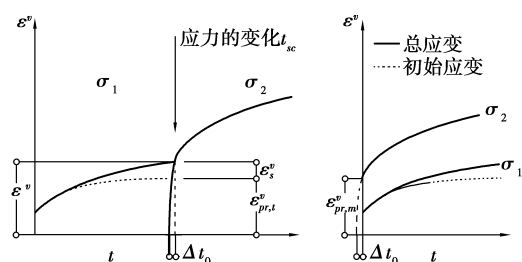


图 3 分级蠕变试验合成示意图

$$\epsilon_{pr,t}^v = \epsilon^v(t) - \dot{\epsilon}_{s,t}^v(t - t_{s,t}) - \dot{\epsilon}_{s,t-1}^v, \quad (1)$$

式中: $\epsilon_{pr,t}^v$ 为初始蠕变; $\epsilon^v(t)$ 为 t 时刻的总蠕变; $\dot{\epsilon}_{s,t}^v$ 为由荷载 i 产生的蠕变率; $t_{s,t}$ 为第 i 步应力变化的时间点; $\epsilon_{s,t-1}^v$ 为 $1 \sim i-1$ 步的二次蠕变。

非线性 LUBBY2 蠕变模型的蠕变应变率的表达式如下^[16]。

$$\dot{\epsilon}(\epsilon_{pr}^v) = \left[\frac{1}{\eta_K(\sigma_V)} \left(1 - \frac{\epsilon_{pr}^v}{\sigma_V} \bar{G}_K(\sigma_V) \right) + \frac{1}{\eta_M(\sigma_V)} \right] \sigma_V, \quad (2)$$

其中蠕变参数 $\bar{\eta}_M$ 、 \bar{G}_K 和 $\bar{\eta}_K$ 与应力的关系如下:

$$\bar{\eta}_M = \bar{\eta}_M^* e^{m\sigma}, \quad (3)$$

$$\bar{G}_K = \bar{G}_K^* e^{k_1\sigma}, \quad (4)$$

$$\bar{\eta}_K = \bar{\eta}_K^* e^{k_2\sigma}, \quad (5)$$

上述方程中, m 、 k_1 、 k_2 、 $\bar{\eta}_M^*$ 、 \bar{G}_K^* 和 $\bar{\eta}_K^*$ 是 6 个材料参数,可通过试验结果来拟合上述 6 个蠕变参数。

参数 $\bar{\eta}_M^*$ 和 m 可以通过取若干组 $(\sigma/\bar{\eta}_M)$ 数进行指数回归分析直接来确定,而 $\bar{\eta}_M$ 可以通过不同应力水平下的稳态蠕变速率来求得,即

$$\bar{\eta}_M = \frac{1}{\dot{\epsilon}_v^s} \sigma, \quad (6)$$

同样,为了确定参数 \bar{G}_K^* 和 k_1 须首先确定参数 \bar{G}_K :

$$\bar{G}_K = \frac{\sigma}{\epsilon_{pr\infty}^v}, \quad (7)$$

而参数 $\bar{\eta}_K$ 和 \bar{G}_K 的关系如式(8)所示,通过不同应力水平下的 $\bar{\eta}_K$ 的平均值,通过指数回归分析即可确定参数 $\bar{\eta}_K^*$ 和 k_2 。

$$\bar{\eta}_K = \bar{G}_K t / \ln \left(\frac{\epsilon_{pr\infty}^v - \epsilon_{pr}^v}{\epsilon_{pr\infty}^v} \right), \quad (8)$$

根据三轴蠕变试验结果和曲线特征,分析计算得到的 6 个材料参数的取值为

$$\bar{\eta}_M^* = 213\ 000 \text{ MPa} \cdot \text{d}; m = -0.057\ 9 \text{ MPa}^{-1};$$

$$\bar{G}_K^* = 29\ 100 \text{ MPa}; k_1 = -0.013\ 9 \text{ MPa}^{-1};$$

$$\bar{\eta}_K^* = 498 \text{ MPa} \cdot \text{d}; k_2 = -0.026\ 7 \text{ MPa}^{-1}.$$

2 数值模拟分析

2.1 计算模型的建立

理论分析表明,均质弹性无限域中开挖的圆形洞室,由于荷载释放而引起的洞室周围介质应力和位移变化,在 5 倍洞径范围之外将小于 1%,3 倍洞径之外约小于 5%,考虑工程的需要和有限元离散误差以及计算误差,一般选取计算范围沿洞径各个方向均不小于 3~4 倍洞径为好。模型隧道轮廓采用《公路隧道设计规范》(JTGD70-2004)^[19] 建议的设计速度为 100 km/h 相应的建筑界限,采用一般两车道隧道断面几何尺寸。

模型的边界范围:隧道左侧和右侧均取 60 m,隧道底部取 40 m,隧道顶部埋深范围取 60 m,上覆 10.0 MPa 的线性压力荷载,其余各线施加法向约束,等效的隧道埋深为 455 m。建立的有限元模型如图 4 所示,共 6 022 个单元,10 315 节点。锚杆采用 truss 单元,其余都采用 2D-solid 单元,初期支护厚度 20 cm,二次衬砌厚度 50 cm。隧道的开挖和支护通过定义单元的生死来实现,按照围岩和支护结构各获得 50% 的卸荷力来计算。

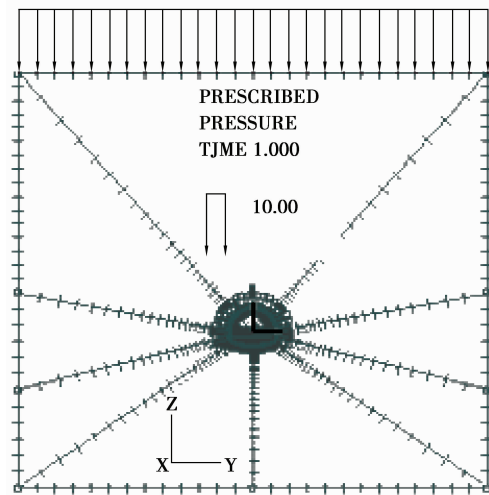


图 4 有限元计算模型

2.2 模型参数的选取

LUBBY2 非线性蠕变模型适用于岩土材料和混凝土材料。因此,隧道围岩、初期支护和二次衬砌采用 LUBBY2 模型,锚杆和回填采用弹性模型,计算采用单位制为 m、d、MN。具体的参数取值如表 1 和表 2 所列,围岩蠕变参数根据文献[20]的蠕变曲线求得。

表 1 锚杆和回填参数

名称	E/MPa	μ	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	厚度/cm	长度/m	间距/m
锚杆	210 000	0.3	78	—	3.0	1.0
回填	29 000	0.2	25	—	—	—

2.3 施工过程控制

具体的施工过程为:S1:初始应力状态模拟($t=0$);S2:全断面开挖($t=1.01 \text{ d}$);S3:阶初期支护($t=2.01 \text{ d}$);S4:隧道基底回填($t=6.01 \sim 7.01 \text{ d}$);S5:隧道二次衬砌($t=8.01 \text{ d}$)。计算延续时间为 1 000 d。

表 2 围岩及支护结构物理力学参数

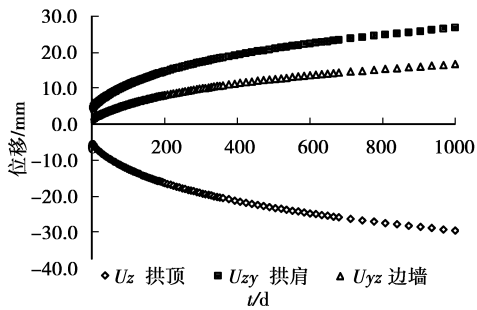
名称	E/MPa	μ	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\bar{\eta}_M^*/\text{MPa} \cdot \text{d}$	$\bar{\eta}_K^*/\text{MPa} \cdot \text{d}$	G_K^*/MPa	m/MPa^{-1}	k_1/MPa^{-1}	k_2/MPa^{-1}
围岩	18 700	0.2	3.48e-013	121 000 000	498 000	188 000 000	-0.327	-0.254	-0.267
初期支护	25 000	0.2	2.68e-013	213 000	498	29 100	-0.057 9	-0.013 9	-0.026 7
二次衬砌									

3 模拟结果分析

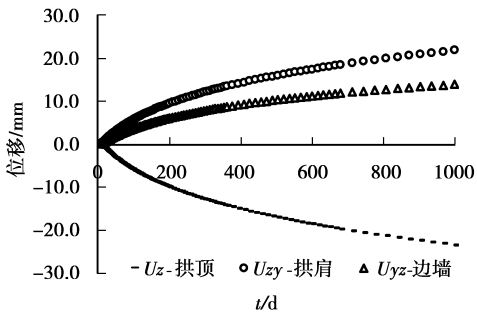
为了分析隧道支护结构不同位置处的位移、应力特征,考虑隧道的对称性,只对支护结构拱顶、左拱肩和左边墙进行了分析。

3.1 支护结构位移特征

喷射混凝土(初期支护)和二次衬砌中部(支护结构厚度的中心)位移(拱顶竖向位移 U_z 、拱肩合位移 U_{zy} 、边墙合位移 U_{yz})特征如图 5 所示。



(a) 初期支护



(b) 二次衬砌

图 5 支护结构位移特征

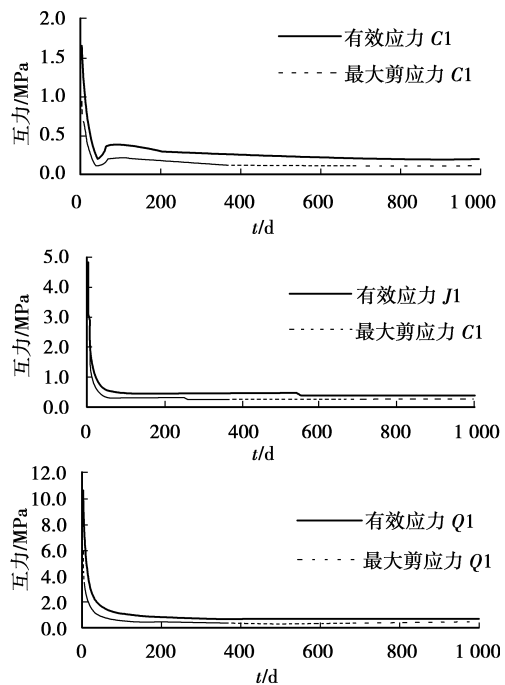
由图 5(a)初期支护位移特征可以看出,位移量随着时间的增加而逐渐增大。分析时段内拱顶下沉位移的最大值为 29.60 mm,平均速率为 0.029 6 mm/d,最后 64 d(2 个时段)内的变化速率为 0.001 1 mm/d;拱肩合位移的最大值为 26.79 mm,平均速率为 0.026 8 mm/d,最后 64 d 内的变化速率为 0.009 2 mm/d;边墙合位移的最大值为

14.90 mm,平均速率为 0.014 9 mm/d,最后 64 d 内的变化速率为 0.005 8 mm/d。实际监测时段内(120 d 左右)的位移为 10.0~15.0 mm^[20],考虑支护结构的蠕变对位移有很大的影响。

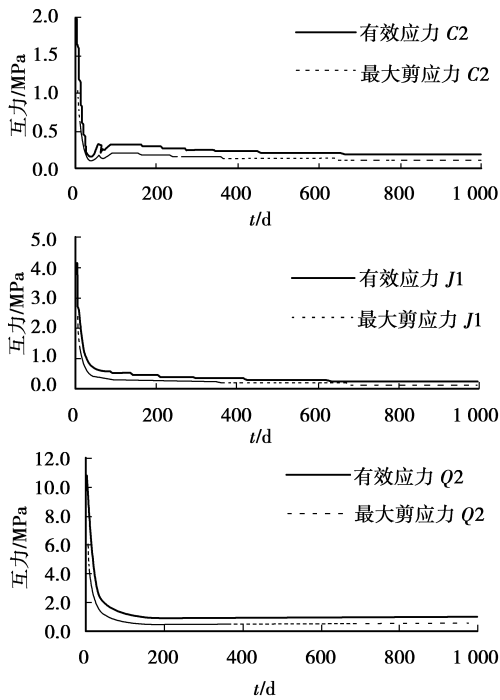
由图 5(b)二次衬砌位移特征可以看出,位移量随着时间的增加而逐渐增大。分析时段内拱顶下沉位移的最大值为 23.70 mm,平均速率为 0.023 7 mm/d,最后 64 d(2 个时段)内的变化速率为 0.001 mm/d;拱肩合位移的最大值为 14.90 mm,平均速率为 0.014 9 mm/d,最后 64 d 内的变化速率为 0.006 7 mm/d;边墙合位移的最大值为 12.84 mm,平均速率为 0.012 8 mm/d,最后 64 d 内的变化速率为 0.004 7 mm/d。在隧道监控量测时,二次衬砌的位移是不计的,但考虑二次衬砌结构的蠕变特性时,至 1 000 d 时的位移已达到 20.0 mm 左右,二次衬砌的蠕变特性对位移的影响是很大的。

3.2 支护结构应力特征

初期支护喷射混凝土和二次衬砌外侧(初期支护靠近围岩侧、二次衬砌靠近初期支护侧)和中部不同位置处的应力特征如图 6、图 7 所示。



(a) 初期支护外侧



(b) 初期支护中部

注:C-拱顶,J-拱肩,Q-边墙;

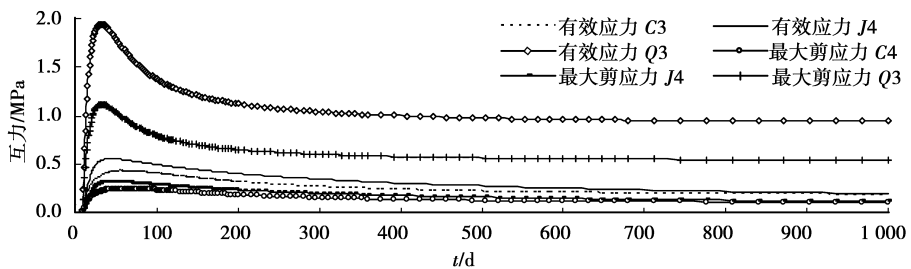
1-初期支护外侧,2-初期支护中部

图 6 初期支护应力特征

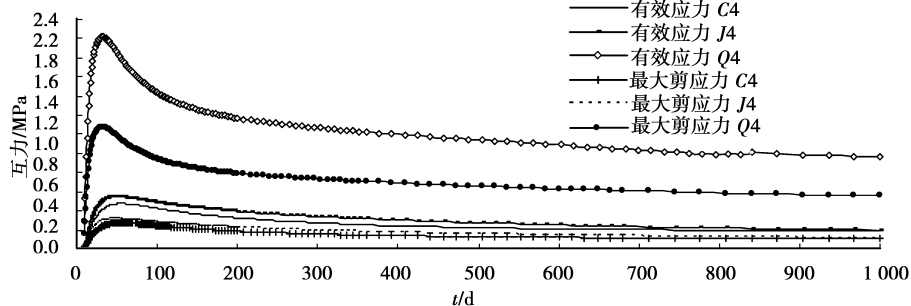
由初期支护外侧和中部拱顶、拱肩和边墙的有效应力和最大剪应力-时间特征可以看出:

1)初期支护外侧和中部相同位置处的应力-时间特征基本一致。在隧道拱顶处,应力随时间快速减小,至第 42 d 时达到最小,而后又增大,100 d 后又减小,500 d 后趋于稳定;在隧道拱肩处,应力随时间呈近似对数关系,0~60 d 快速减小,而后变化很小,400~500 d 后趋于稳定;在隧道边墙处,应力随时间呈快速减小(0~100 d)—缓慢减小(100~400 d)—趋于稳定(400~700 d)—稍有增大(700~1 000 d)的关系。

2)拱顶、拱肩和边墙不同位置开始时的有效应力和最大剪应力最大,外侧和中部的有效应力依次为:1.65 MPa 和 2.06 MPa,4.85 MPa 和 4.19 MPa,10.70 MPa 和 10.80 MPa;最大剪应力依次为分别为:0.94 MPa 和 1.05 MPa,2.80 MPa 和 2.41 MPa,6.06 MPa 和 6.12 MPa。这种中部应力大于外侧应力的现象,与不考虑支护结构蠕变特性的计算结果相反,反映出了随时间增长围岩应力向支护结构转移的现象,这与理论分析和工程实践相一致的,表明了考虑支护结构蠕变特性的重要性。



(a) 二次衬砌外侧



(b) 二次衬砌中部

注:C-拱顶,J-拱肩,Q-边墙;3-二次衬砌外侧,4-二次衬砌中部

图 7 二次衬砌应力特征

由二次衬砌外侧和中部拱顶、拱肩和边墙的有效应力和最大剪应力-时间特征可以看出:

1)二次衬砌外侧和中部的应力-时间特征基本一致,类似于隧道周围切向应力的分布曲线,在分析

时段内,二次衬砌外侧不同位置的有效应力和最大剪应力随时间的增加趋于稳定,而其中部的有效应力和最大剪应力随时间的增加略有减小的趋势,反映了二次衬砌和围岩相互作用和协同变形的规律。

2)二次衬砌拱顶、拱肩和边墙的外侧和中部应力达到最大值的时间相同,拱顶达到最大值的时间为56 d,拱肩达到最大值的时间为50 d,边墙达到最大值的时间为31 d。拱顶、拱肩和边墙外侧和中部的有效应力依次分别为:0.43 MPa和0.48 MPa,0.55 MPa和0.55 MPa,1.93 MPa和2.20 MPa;最大剪应力依次分别为:0.25 MPa和0.28 MPa,0.32 MPa和0.32 MPa,1.11 MPa和1.27 MPa。二衬中部应力大于或等于外侧应力的现象,与不考虑支护结构蠕变特性的计算结果也相反,与理论分析和工程实践结论相一致,反映了考虑支护结构蠕变特性的重要性。

4 结 论

隧道支护结构三轴蠕变试验结果反映了衬砌混凝土的蠕变特性,利用蠕变特性曲线求得了非线性蠕变模型(LUBBY2)的参数。隧道围岩和支护结构蠕变特性的非线性有限元数值分析表明,支护结构位移量随时间的增加而逐渐增大;初期支护外侧和中部相同位置处的有效应力和最大剪应力一时间特征基本一致,应力值较大;二次衬砌外侧和中部的应力一时间特征基本一致,类似于隧道周围切向应力的分布曲线。初期支护和二次衬砌中部应力大于或等于外侧应力,与不考虑支护结构蠕变特性的计算结果也相反,与理论分析和工程实践结论相一致,反映了考虑支护结构蠕变特性的重要性。

参考文献:

- [1] HSIUNG B C B. A case study on the behaviour of a deep excavation in sand[J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36 (4): 665-675.
- [2] KIM H, BUTTLAR W G. Discrete fracture modeling of asphalt concrete[J]. International Journal of Solids and Structures, 2009, 46 (13): 2593-2604.
- [3] LI J, REN X D. Stochastic damage model for concrete based on energy equivalent strain [J]. International Journal of Solids and Structures, 2009, 46 (11/12): 2407-2419
- [4] DOMONE P L. A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete[J]. Cement & Concrete Composites, 2007, (29): 1-12
- [5] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京:清华大学出版社,1999.
- [6] 唐崇钊. 混凝土的徐变力学与试验技术[M]. 北京:水利电力出版社,1982
- [7] 李兆霞. 混凝土非线性徐变理论的研究[J]. 河海科技进展, 1991, 11(2): 26-33.
LI ZHAO-XIA. Research of nonlinear creep theory of concrete[J]. Advances in Science and Technology of Hehai, 1991, 11(2): 26-33.
- [8] YAO H T, XUAN F Z, WANG Z D, et al. A review of creep analysis and design under multi-axial stress states[J]. Nuclear Engineering and Design, 2007, 18 (10): 1969-1986.
- [9] TEHAMI M, RAMDANE K E. Creep behaviour modelling of a composite steel-concrete section [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65 (5) :1029-1033.
- [10] KATO K. Creep response calculation of rubber-like polymers using ADINA[J]. Computers & Structures, 1997, 64(5/6):1013-1024.
- [11] HE W, WU Y F, WU Z S. A 2D total strain based constitutive model for predicting the behaviors of concrete structures [J]. International Journal of Engineering Science, 2006, 44 (18/19): 1280-1303.
- [12] MARCO BARLA. Numerical simulation of the swelling behaviour around tunnels based on special triaxial tests[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23: 508-521.
- [13] PUDEWILLS A, KRAUSS M. Implementation of a viscoplastic model for crushed salt in the ADINA program [J]. Computers & Structures, 1999, 72(1/3): 293-299.
- [14] HUNSCHE U, HAMPEL A. Rock salt-the mechanical properties of the host rock material for a radioactive waste repository[J]. Engineering Geology, 1999, 52 (3/4): 271-291.
- [15] TEDESCO J W, POWELL J C, ROSS C A, et al. A strain-rate-dependent concrete material model for ADINA [J]. Computers & Structures, 1997, 64(5/6):105-1067.
- [16] HEUSERMANN S, ROLFS O, SCHMIDT U. Nonlinear finite-element analysis of solution mined storage caverns in rock salt using the LUBBY2 constitutive model[J]. Computers & Structures, 2003, 81(8/11):629-638
- [17] BIOT M A. Theory of stress-strain relations in an isotropic visco elasticity and relation phenomenon [J]. Journal of Applied Physics, 1954, 25(11): 1385-1391.
- [18] 李永盛. 单轴压缩条件下四种岩石的蠕变和松弛试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1995, 16(1): 39-47.
LI YONG-SHENG. Creep and relaxation of 4 kinds of rock under uniaxial compression tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1995, 16(1): 39-47.
- [19] 公路隧道设计规范(JTG D70—2004)[S]. 北京:人民交通出版社, 200.
- [20] 靳晓光. 山区公路建设中的岩土工程监测与信息化控制[D]. 成都: 成都理工学院, 2000.

(编辑 陈移峰)