

文章编号:1005-0523(2018)03-0008-07

围岩蠕变对运营隧道衬砌裂缝发育的影响研究

耿大新¹, 钱文喜¹, 梁国卿²

(1. 华东交通大学土木建筑学院, 江西 南昌 330013; 2. 江西省天驰高速科技发展有限公司, 江西 南昌 330103)

摘要:二次衬砌混凝土开裂是公路隧道运营期间较易遇到的问题。针对此问题,以江西某高速公路软弱破碎砂岩隧道为例,利用FLAC3D软件建立基于Cvisc蠕变模型的公路隧道三维模型,分析了围岩蠕变10年内衬砌内力的变化程度,并结合现场衬砌裂缝规律的统计结果进行了力学分析。结果表明:随着围岩蠕变时间的延长,衬砌拱脚及拱肩位置处剪应力呈线性增长;衬砌拱脚处的偏应力增量最大,其次为拱腰;围岩蠕变10年后,衬砌的最大剪应力、偏应力增量分别为2.11,1.3 MPa,达到了衬砌混凝土的容许应力;剪应力和偏应力的增长促进了衬砌裂缝的发育。

关键词:公路隧道;围岩蠕变;数值计算;裂缝发育

中图分类号:U457+2

文献标志码:A

截至2014年底,中国已有公路隧道12 404座,总长10 756.7 km,公路隧道年均净增已超过1 000 km^[1]。中国已经成为隧道大国,然而,随着隧道服役年限的延长,二次衬砌开裂成为最常见的隧道病害。《公路隧道设计规范》规定,IV、V级围岩复合式衬砌中的二次衬砌作为隧道的承载结构。因此,衬砌混凝土开裂对隧道结构的安全性有较大的影响,针对此问题,国内外学者做了大量的研究。邹育麟等^[2]对重庆地区出现病害的66座隧道和黄宏伟等^[3]对浙江区域48条隧道的调研发现,隧道衬砌裂缝病害较为普遍,且边墙处裂缝总数量最多,裂缝类型主要为纵向裂缝和环向裂缝。刘学增等^[4]对损伤开裂的隧道衬砌采用套拱加固的方法进行了试验研究;王亚琼等^[5]基于断裂力学理论,对公路隧道素混凝土衬砌裂缝的稳定性进行了数值分析;叶飞等^[6]对某新建公路隧道衬砌裂缝进行了跟踪监测,并对结构的承载状况及安全性进行了诊断和评价。

上述研究多集中在公路隧道施工期的裂缝病害对衬砌结构的影响,并未考虑隧道运营期围岩蠕变作用的影响,然而在复杂地质条件下,围岩的蠕变作用对二次衬砌造成的影响往往不可忽略。如Guan Z等^[7]对Ureshino隧道的跟踪监测发现,隧道通车运营前5年发生持续变形,最终采取了衬砌背后注浆和拱脚施加锚杆的加固方法才得以控制;进一步研究发现^[8],隧道的持续变形与围岩的蠕变效应密切相关。徐国文等^[9]在对某千枚岩隧道衬砌开裂情况调查的基础上,分析了围岩蠕变作用下裂损二次衬砌的长期安全性。

现代混凝土高胶凝材料用量、低水胶比、各类矿物掺合料及化学添加剂的使用等都使其具有较大的开裂敏感性,隧道衬砌不可避免地产生早期收缩裂缝。在无外力作用下,该类裂缝一般会逐渐趋于稳定,然而江西地区多砂岩,而砂岩蠕变特性明显,对运营期隧道衬砌的内力及变形有较大影响,对衬砌初期裂缝的发育有较为明显的促进作用,进而影响隧道运营的安全。根据江西某高速公路隧道衬砌裂缝的检测结果,对裂缝分布规律进行统计分析,并建立基于Cvisc蠕变模型的公路隧道三维模型分析衬砌裂缝发育的力学机理,以期对公路隧道的管理养护提供参考和借鉴。

收稿日期:2018-01-04

基金项目:江西省交通运输厅科技项目(2016D0039)

作者简介:耿大新(1977—),男,副教授,博士,硕士生导师,研究方向为隧道及地下工程。

1 隧道衬砌裂缝规律统计

江西某高速公路2006年通车,根据2010,2013,2016年对4座公路隧道的定期检测,2010年共发现31条裂缝,2013年共发现65条裂缝,2016年共发现86条裂缝。对衬砌裂缝的分布位置、类型、长度与宽度等几个方面进行统计,得出裂缝的一般规律。

1) 衬砌裂缝分布位置统计结果如表1所示。

表1 衬砌裂缝分布位置统计结果
Tab.1 Statistical results of lining crack distribution

指标	分布位置								
	边墙			拱顶			贯穿		
	2010年	2013年	2016年	2010年	2013年	2016年	2010年	2013年	2016年
数量/条	22	43	63	7	15	20	2	7	8
比例/%	70.97	66.15	67.44	22.58	23.08	23.26	6.45	10.77	9.3

由表1可知:衬砌裂缝分布位置集中在边墙和拱顶,边墙分布相对较多,且其数量增长相对较快。

2) 衬砌裂缝类型统计结果如表2所示。

表2 衬砌裂缝类型统计结果
Tab.2 Statistical results of lining crack distribution

指标	裂缝类型								
	纵向裂缝			环向裂缝			斜向裂缝		
	2010年	2013年	2016年	2010年	2013年	2016年	2010年	2013年	2016年
数量/条	9	24	39	22	23	26	0	18	21
比例/%	29.03	36.92	45.35	70.97	35.38	30.23	0	27.69	24.42

由表2可知:衬砌裂缝类型以纵向裂缝和环向裂缝为主,斜向裂缝的数量相对较少,且纵向裂缝的数量增长相对较快。

3) 衬砌裂缝长度、宽度统计结果如表3、表4所示。

表3 衬砌裂缝长度统计结果
Tab.3 Statistical results of lining crack length

指标	长度范围/mm								
	<5			5~10			>10		
	2010年	2013年	2016年	2010年	2013年	2016年	2010年	2013年	2016年
数量/条	14	2	0	16	7	4	1	56	82
比例/%	45.16	3.08	0	51.61	10.77	4.65	3.22	86.15	95.35

表4 衬砌裂缝宽度统计结果
Tab.4 Statistical results of lining crack width

指标	宽度范围					
	<1			1~2		
	2010年	2013年	2016年	2010年	2013年	2016年
数量/条	22	47	59	9	18	27
比例/%	70.97	72.31	68.60	29.03	27.69	31.40

由表3和表4可知:截至2016年,衬砌裂缝长度普遍在10m以上(占95.35%),而宽度一般在1mm以下(占68.60%),裂缝数量较2010年,2013年增长较快。

根据所查到的设计资料,被检测隧道所处的围岩级别主要为Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ级,洞身穿越地层岩性主要为风化砂岩。衬砌裂缝在Ⅳ、Ⅴ级围岩段相对集中,本次主要选取Ⅴ级围岩段砂岩隧道衬砌素混凝土结构为研究对象。

2 砂岩力学性状及蠕变参数辨识

通过室内岩石单轴压缩试验,获得了砂岩试样的蠕变曲线,如图1所示。由图可知,当轴向应力水平较低时,应变速率衰减很快,应变值趋于常数,这种蠕变特征可用 Kelvin 模型来描述;当轴向应力水平较高时,应变速率先降低后趋于常数,应变值接近线性增长,可用 Maxwell 模型来描述;在破坏阶段,试样表现出明显的塑性变形,可用塑性体描述。

因此,可以采用 Cvisc 蠕变模型来描述围岩的力学行为,如图2所示。当围岩处于粘弹性变形阶段时,采用 Kelvin 体与 Maxwell 体串联的模型来描述其粘弹性蠕变行为;当围岩处于塑性变形阶段时,采用 Mohr-Coulomb 模型加以表征

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (1)$$

式中: $N_\phi = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$; c, ϕ 为岩体的粘聚力与内摩擦角。

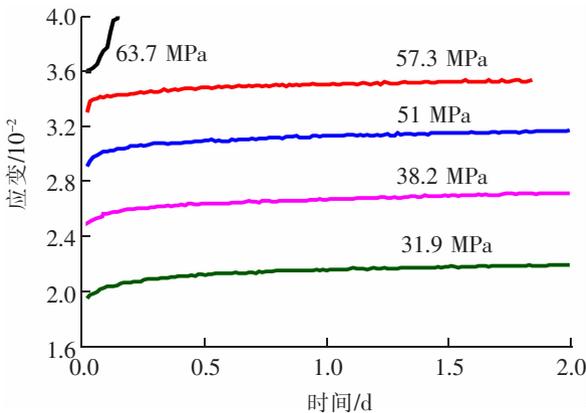


图1 不同应力水平下蠕变曲线

Fig.1 Creep curves at different stress levels

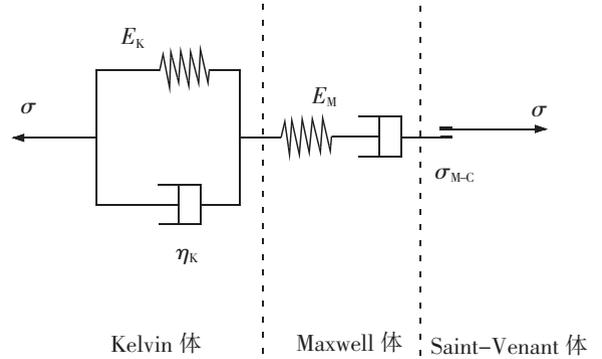


图2 蠕变模型

Fig.2 Creep model

Cvisc 模型的偏应变率为

$$\dot{e}_{ij} = \dot{e}_{ij}^K + \dot{e}_{ij}^M + \dot{e}_{ij}^P \quad (2)$$

式中: \dot{e}_{ij} 为模型的总偏应变率; \dot{e}_{ij}^K 为 Kelvin 体的偏应变率; \dot{e}_{ij}^M 为 Maxwell 体的偏应变率; \dot{e}_{ij}^P 为塑性体的偏应变率。

Cvisc 模型的三维增量方程为

$$S_{ij}^N = \frac{1}{a} \left[\Delta e_{ij} - \Delta e_{ij}^P + b S_{ij}^0 \left(\frac{B}{A} - 1 \right) e_{ij}^{K,0} \right] \quad (3)$$

式中: $A = 1 + \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K}$, $B = 1 - \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K}$, $a = \frac{1}{2G^M} + \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} + \frac{1}{A\eta^K} \right)$, $b = \frac{1}{2G^M} - \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} + \frac{1}{A\eta^K} \right)$ 。

其中,塑性体的偏应变率为

$$\dot{e}_{ij}^P = \lambda^* \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{1}{3} \dot{e}_{vol}^P \delta_{ij} \quad (4)$$

式中: δ_{ij} 为克罗内克函数,当 $i=j$ 时, $\delta_{ij}=0$; 当 $i \neq j$ 时, $\delta_{ij}=1$; λ^* 为塑性指示因子; \dot{e}_{vol}^P 为塑性体应变率,其表达式为

$$\dot{e}_{vol}^P = \lambda \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{33}} \right] \quad (5)$$

球应力的差分形式为

$$\sigma_0^N = \sigma_0^O + K(\Delta e_{vol} - \Delta e_{vol}^P) \quad (6)$$

计算过程中,更新的试算应力 $\hat{S}_{ij}^N, \hat{\sigma}_0^N$ 采用式(3)、式(6)进行计算,若 $f \geq 0$,则对试算应力进行更新;若 $f < 0$,则对试算应力进行塑性修正。

最后,利用 Boltzmann 线性叠加法对砂岩蠕变曲线进行试验数据处理,并对 Cvisc 模型的蠕变参数进行辨识,结果如表 5 所示。

表 5 蠕变参数辨识结果

Tab.5 Identification of creep parameters

G^k/GPa	$\eta^k/(\text{GPa}\cdot\text{d})$	G^M/GPa	$\eta^M/(\text{GPa}\cdot\text{d})$
132	33	4.5	1.6×10^4

3 围岩蠕变对衬砌内力及裂缝发育的影响

3.1 工程概况

以某双向两车道分离式越岭隧道为例,隧道净宽 10.25 m,净高 7.45 m,洞身衬砌采用三心圆曲墙式,最大埋深约 62.8 m,运营时间已超过 10 年。洞身穿越岩性主要为泥盆系上统五通组细砂岩和志留系上统纱帽组粉砂岩,岩体完整性以较完整至较破碎为主。隧道结构按新奥法原理进行设计,采用复合式衬砌支护,即初期支护采用喷射混凝土、系统锚杆和钢支撑组合措施,二次衬砌为模筑混凝土结构,混凝土设计标号为 C30。其中,V 级围岩隧道断面及其支护结构如图 3 所示。

3.2 数值模型建立

结合隧道调研结果发现,衬砌裂缝多集中在 V 级围岩且埋深为 22~28 m 区段,因此模拟隧道埋深取 23.4 m,属于浅埋隧道。建立公路隧道数值模型,如图 4 所示。隧道模型左、右侧均距离隧道中心线 50 m (约 4 倍隧道开挖跨度),隧道底部取为 36 m,模型纵向长度取 10 m。模型的边界条件采用位移约束来控制,即左右两侧约束水平位移、顶部无约束、底部约束竖向位移。模型的初始地应力场仅考虑自重应力的影响。围岩和二次衬砌均采用实体单元模拟,锚杆采用杆单元。静力分析阶段,围岩的本构模型采用 Mohr-Coulomb 模型,二次衬砌的本构模型采用线弹性模型,计算参数如表 6 所示。蠕变分析阶段,围岩服从 Cvisc 蠕变模型,计算参数如表 5 所示。

初期支护的弹性模量采用等效提高混凝土的弹性模量的方法代替其内部的钢筋网或钢拱架的作用

$$E_{eqn} = E_0 + \frac{E_g A_g}{A_c} \quad (8)$$

式中: E_{eqn} 为钢筋网或钢拱架等效后的混凝土弹性模量,Pa; E_0 为喷射混凝土弹性模量,Pa; E_g 为钢拱架或钢筋网弹性模量,Pa; A_g 为钢拱架或钢筋网截面积, m^2 ; A_c 为喷射混凝土截面积, m^2 。

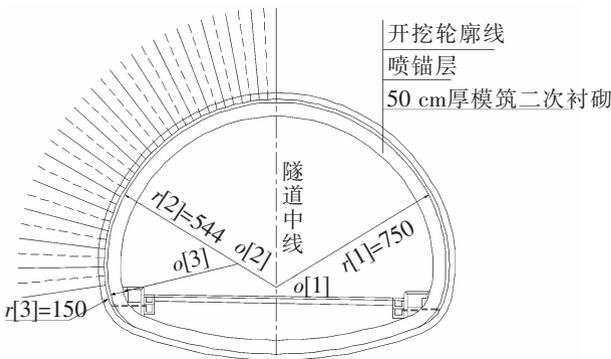


图 3 V 级围岩复合式衬砌

Fig.3 Grade V composite lining of surrounding rock

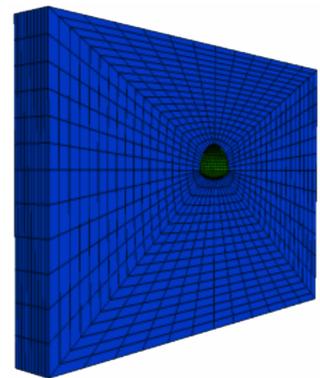


图 4 公路隧道三维模型

Fig.4 3D view of highway tunnel model

表 6 静力计算参数
Tab.6 Static calculating parameters

单元材料	重度/(kN·m ⁻³)	弹性模量/GPa	泊松比	粘聚力/MPa	内摩擦角/(°)	抗拉强度/MPa	剪胀角/(°)
围岩	24	4.22	0.24	0.83	36	0.72	3
锚杆	77	210	0.30	-	-	-	-
喷混凝土	22	23	0.30	-	-	-	-
二次衬砌	24	28	0.25	-	-	-	-

3.4 结果分析

3.4.1 剪应力分析

图 5 为衬砌截面剪应力分布云图。从图中可以看出,衬砌拱肩和拱脚位置处出现剪应力集中的现象。可见,在围岩蠕变作用 10 年后,剪应力的集中使衬砌混凝土具备了剪切裂缝发育和扩展的力学条件。

图 6 为相对应的衬砌截面剪应变分布云图。从图中可以看出,衬砌拱肩、拱脚位置处剪应变集中现象明显,且拱肩位置剪应变集中的面积相对较大。可见,在围岩蠕变荷载作用下,衬砌混凝土结构产生了局部的相对变形,进而导致衬砌开裂,这也与实际衬砌裂缝分布位置的情况相吻合。

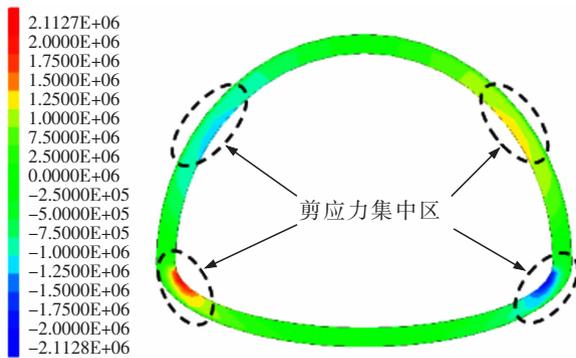


图 5 衬砌截面剪应力云图(单位:Pa)

Fig.5 Contour of lining section's shear stress(Unit: Pa)

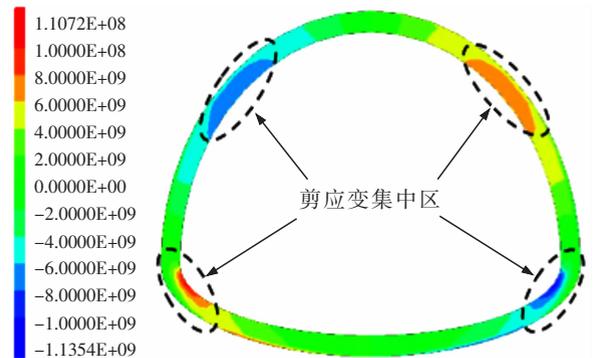


图 6 衬砌截面剪应变云图

Fig.6 Contour of lining section's shear strain

图 7 为拱肩和拱脚位置处衬砌剪应力随围岩蠕变时间的变化趋势。由图可知,随着围岩蠕变时间的延长,拱脚和拱肩处衬砌剪应力呈线性增长的趋势。围岩蠕变 10 年后,衬砌拱肩、拱脚位置处的剪应力分别为 1.07, 2.11 MPa, 较围岩蠕变 1 年后分别增长了 89.35%, 32.50%, 达到了混凝土的容许应力;剪应力的年均增长值分别为 0.06, 0.10 MPa。可见,随着围岩蠕变时间的延长,剪应力的剧烈增长促进了剪切裂缝的发育。

3.4.2 偏应力分析

图 8 为衬砌不同位置处偏应力随围岩蠕变时间的变化趋势。由图可知,衬砌偏应力随着围岩蠕变时间的延长而缓慢增长,拱脚位置处偏应力增长速率最快,而其他位置的偏应力增长速率相对缓慢,增长速率大小依次为:拱脚>拱腰>拱肩>拱顶>拱底。

围岩蠕变 1 年后和 10 年后的衬砌典型位置处偏应力值如表 7 所示。由表中数据可知,围岩蠕变 10 年后,衬砌拱脚处偏应力增量最大,为 1.3 MPa, 而拱顶、拱肩和拱腰处偏应力增量相接近,为 0.65 MPa。这表明,偏应力的缓慢增长使衬砌混凝土材料发生塑性变形,进而促进了衬砌裂缝的发育。

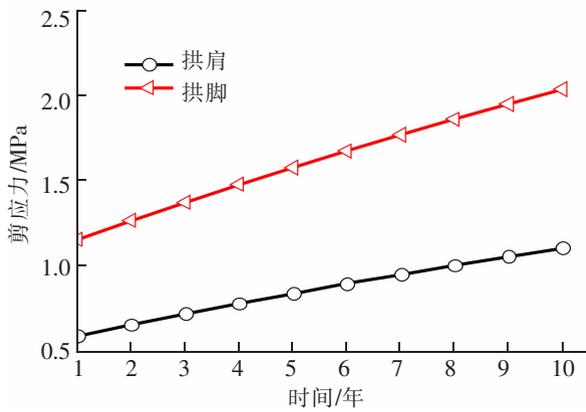


图7 剪应力随时间变化趋势

Fig.7 Variation curve of shear stress with time

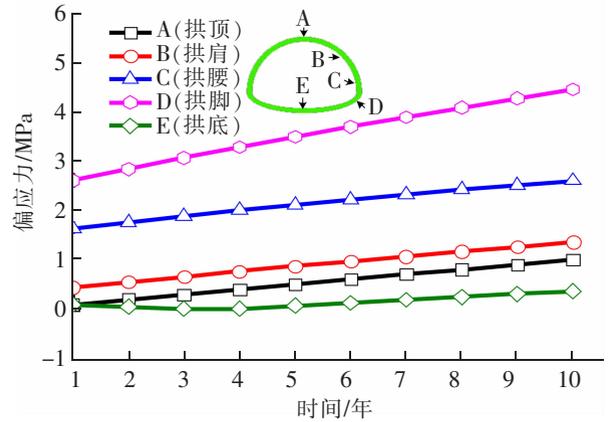


图8 偏应力随时间变化趋势

Fig.8 Variation curve of deviatoric stress with time

表7 衬砌典型位置偏应力情况

Tab.7 Deviatoric stress of typical Lining' position

MPa

运营年限	典型位置				
	拱顶	拱顶	拱腰	拱脚	拱底
1年后	0.07	0.31	1.18	1.90	0.08
10年后	0.70	0.95	1.85	3.20	0.27
增量	0.63	0.64	0.67	1.3	0.19

4 结论

结合某高速公路隧道衬砌开裂情况的调查结果,主要从衬砌裂缝的分布位置、类型、长度与宽度等几个方面总结了衬砌裂缝的一般规律,并建立了基于 Cvisc 蠕变模型的公路隧道三维模型,在考虑围岩蠕变荷载作用的基础上,对隧道 10 年运营期内的衬砌内力变化及裂缝发育情况进行了分析,得出了以下结论:

- 1) 通过对隧道衬砌裂缝的定期检测,以及对衬砌剪应力和偏应力的计算结果进行分析发现,围岩蠕变效应是导致衬砌裂缝发育的主要原因之一。
- 2) 围岩蠕变荷载作用下,拱肩和拱脚处的剪应力和剪应变集中现象尤为明显,其中拱脚处剪应力最大,为 2.11 MPa;剪应力随围岩蠕变时间的延长呈线性增长,拱脚处剪应力增长速率最快,达到了 0.10 MPa/年。
- 3) 随着围岩蠕变时间的延长,拱脚处的偏应力增长最明显,偏应力增量为 1.3 MPa,可见,偏应力的增长导致了衬砌混凝土材料的塑性变形。
- 4) 本文仅考虑了围岩蠕变时间为 10 年且隧道埋深为浅埋情况下的衬砌内力变化程度,并未考虑不同隧道埋深下衬砌的内力变化,因此后续工作将进一步开展。

参考文献:

[1] 马建,孙守增,赵文义,等. 中国隧道工程学术研究综述·2015[J]. 中国公路学报,2015,28(5):1-65.
 [2] 邹育麟,何川,周艺,等. 重庆高速公路现役营运隧道渗漏水病害统计及成因分析[J]. 公路交通科技,2013,30(1):86-101.
 [3] 黄宏伟,刘德军,薛亚东,等. 基于扩展有限元的隧道衬砌裂缝开裂数值分析[J]. 岩土工程学报,2013,35(2):266-275.
 [4] 刘学增,王煦霖,何本国,等. 基于二次受力的隧道套拱加固损伤衬砌模型试验[J]. 四川大学学报:工程科学版,2015,47(3):21-28.
 [5] 王亚琼,刘占良,张素磊,等. 在役公路隧道素混凝土衬砌裂缝稳定性分析[J]. 中国公路学报,2015,28(7):77-85.

- [6] 叶飞,何川,夏永旭. 公路隧道衬砌裂缝的跟踪监测与分析研究[J]. 土木工程学报,2010(7):97-104.
- [7] ZHENCHANG GUAN. Rheological parameter estimation for the prediction of long-term deformations in conventional tunnelling [J]. Tunnelling and Underground Space Technology,2009,24(3):250-259.
- [8] ZHENCHANG GUAN,YUJING JIANG,YOSHIHIKO TANABASHI,et al. A new rheological model and its application in mountain tunnelling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research,2008,23(3):292-299.
- [9] 徐国文,何川,汪耀,等. 流变荷载作用下隧道裂损二次衬砌结构安全性能研究[J]. 土木工程学报,2016(12):114-123.
- [10] 蒋明镜,李立青,刘芳,等. 主应力方向和偏应力比对 TJ-1 模拟月壤各向异性的影响[J]. 岩土力学,2013,34(1):6-12.
- [11] 许磊,魏海霞,肖祯雁,等. 煤柱下底板偏应力区域特征及案例[J]. 岩土力学,2015,36(2):561-568.

Influence of Wall Rock Creep on the Lining Crack Development in the Operating Tunnel

Geng Daxin¹, Qian Wenxi¹, Liang Guoqing²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China;

2. Jiangxi Province Tianchi Highway Technology Development Co., Ltd., Nanchang 330103, China)

Abstract: The crack of secondary lining concrete is a problem that is easy to encounter during the operating period of highway tunnels. To solve this problem, a weak and crushing sandstone tunnel in the highway of Jiangxi Province was taken as an example. The 3D model of highway tunnel based on Cvisc creep model was established by using FLAC3D software, and the influence degree of wall rock creep on lining internal force was analyzed. Then the mechanical analysis was carried out based on the statistical results of the lining cracks' law. The research results show that with the extension of the creep time of wall rock, the shear stress at arch foot and arch shoulder of lining is increased linearly. The increment of deviatoric stress at lining arch foot is the largest, followed by arch waist. After 10 years of wall rock creep, the maximum shear stress and deviatoric stress increment of lining are 2.11MPa and 1.3MPa respectively, reaching the allowable stress of lining concrete. So, the increase of shear stress and deviatoric stress has promoted the development of lining cracks.

Key words: highway tunnel; surrounding rock creep; numerical calculation; crack development