

考虑时空效应的软弱围岩隧道施工稳定性研究

谭代明, 漆泰岳, 莫阳春

(西南交通大学土木工程学院, 成都 610031)

摘要: 以达(州)成(都)高速铁路家乡沟隧道为背景, 利用有限差分软件 FLAC^{3D} 并采用伯格流变本构模型对软弱围岩隧道施工稳定性进行研究, 得出了隧道某一目标横断面上围岩位移、围岩压力 and 支护结构受力及内力随时间和空间的变化规律和数值大小, 并将计算结果与现场实测数据进行比较验证。研究表明: 在开挖面前方 1.5 ~ 2.0 倍洞径和开挖面后方 2 倍洞径范围内, 围岩变形主要由空间效应所引起; 在上述范围之外, 围岩变形主要由围岩的流变属性所引起。由于围岩的流变效应, 围岩压力、初支与二衬的接触压力和支护结构受力及内力均随时间而发生变化。在围岩刚开挖时, 结构受力及内力增长较快, 达到某一值后逐渐变缓; 二衬施筑以后, 在围岩的流变作用下, 结构受力及内力逐渐增加, 但速度较慢, 最终有可能造成拱脚、拱腰、仰拱等应力较大部位首先破坏。

关键词: 隧道工程; 时空效应; 软弱围岩; 施工稳定性; 数值模拟

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2009)04-0085-05

在软弱围岩段开挖隧道, 由于开挖面的空间约束作用, 隧道开挖后围岩应力释放不是在瞬间完成, 而是受到开挖面的约束影响, 应力逐步释放, 即使施作支护以后, 围岩位移、围岩与支护间的变形压力及其变形和支护结构的内力均是随时间的推移而不断发展并逐步趋于稳定的。因此在进行软弱围岩隧道开挖与支护结构的设计时既要考虑开挖面空间约束效应, 同时还需要考虑软弱围岩流变时效特性。而目前国内外在软弱围岩隧道的设计和施工中同时考虑开挖空间效应和时间效应相互耦合的三维时空效应还很少, 对围岩和支护结构应力状态的时空效应缺乏细致的分析研究。如文献[1]曾采用“广义虚拟支撑力法”模拟开挖面时间效应, 进行了二维半粘弹塑性分析。文献[2]对地铁隧道施工过程中围岩的蠕变特性进行了粘弹塑性有限元分析, 模拟了隧道的开挖面空间效应。基于目前软弱围岩隧道施工性态研究现状, 本文结合达成高速铁路家乡沟隧道围岩变形及支护结构受力现场实测资料, 利用 FLAC^{3D} 进行三维非线性粘弹性数值模拟分析, 研究在开挖面空间约束效应和软弱围岩流变时效的耦合作用下围岩变形、围岩压力和支护结构受力及内力随时间的变化规律。通过对现场观测资料和所建模型比较, 作出了围岩变形和支护结构受力等曲线, 更深刻

认识到软弱围岩流变机理, 对软弱围岩隧道的安全施工和防灾预灾具有重要的指导意义。

1 伯格流变本构模型

伯格(Burgers)是一种粘弹性模型^[3], 由马克斯威尔模型(Maxwell)与开尔文(Kelvin)模型^[4]串联而成, 具有4个可调参数, 力学模型见图1。

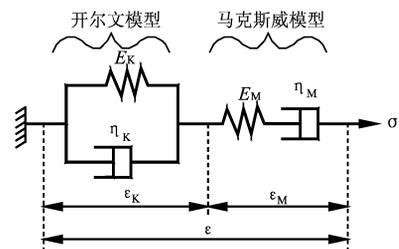


图1 伯格模型

Fig. 1 Burgers model

伯格模型的本构方程、蠕变方程、卸载方程分别为:

$$\ddot{\sigma} + \left(\frac{E_M}{K} + \frac{E_M}{M} + \frac{E_K}{K} \right) \dot{\sigma} + \frac{E_K E_M}{K M} \sigma = E_M \ddot{\epsilon} + \frac{E_K E_M}{K} \dot{\epsilon} \quad (1)$$

$$= \frac{0}{E_M} + \frac{0}{M} t + \frac{0}{E_K} \left(1 - e^{-\frac{E_K}{K} t} \right) \quad (2)$$

$$= \frac{t_u}{M} + \frac{1}{E} \left(1 - e^{-\frac{E_K}{K} t_u} \right) e^{-\frac{E_K}{K} (t - t_u)} \quad (3)$$

式中: E_M 、 E_K ——马克斯威尔和开尔文模型的弹性模

收稿日期: 2008-10-22; 修订日期: 2008-12-15

作者简介: 谭代明(1972-), 男, 博士研究生, 从事隧道与地下工程地质灾害预测与防治工作。

E-mail: tandaiming92@163.com

量;

μ_M, μ_K —— 马克斯威尔和开尔文粘滞系数。

分析可得, $t = 0$ 时, $\sigma_0 = \sigma_0 / E_M$, 可见此模型有瞬时弹性变形, 此时只有弹簧元件 M 有变形, 随着时间的增长, 应变逐渐加大, 粘性元件按等速流动。如在某一时刻 t_1 突然卸载, 其卸载曲线如图 2 所示。卸载时有一瞬时回弹, 回弹变形为 σ_0 / E_M , 等于弹簧 M 在 $t = 0$ 时的瞬时应变量; 随时间增长, 变形继续恢复, 直到弹簧 K 的变形全部恢复为止, 其变形量为 $[1 - \exp(-t \cdot E_K / \mu_K)] \sigma_0 / E_K$ 。如果时间足够长, 则可将该段恢复的变形视为 σ_0 / E_K , 这就是弹性后效。最后仍保留一部分残余变形, 变形值为 $\sigma_0 t / E_M$ 。所以这种模型具有瞬时弹性变形、减速蠕变、等速蠕变的性质。

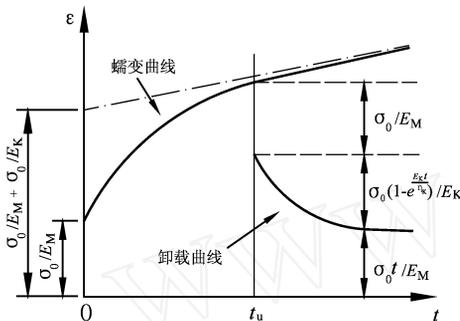


图 2 伯格模型流变特性曲线

Fig. 2 Rheologic characteristic curve of Burgers model

2 隧道工程地质条件与数值建模

2.1 工程地质条件

达成高速铁路家乡沟隧道为双线高速铁路隧道^[5], 隧道开挖宽度为 12.95m, 开挖高度为 12.58m。隧址内主要地层由上至下分别为: (1) 第四系全新统坡残积层, 粉质粘土, 棕褐色, 硬塑, 含 10% ~ 20% 碎石角砾, 石质多为砂岩, 不均匀地夹于粉质粘土中, 厚 0 ~ 2m, 局部厚达 9m, 分布于隧道进出口及缓坡处。(2) 侏罗系上统蓬莱镇组, 泥岩为紫红、暗红色, 泥质结构, 岩质较软; 砂岩为浅灰色、紫灰色, 中、细粒结构, 粉砂泥质结构, 薄 - 中层状, 节理较发育, 岩体破碎。隧道穿越的围岩条件复杂, 涵盖 ~ V 级围岩, 以 II 级围岩为主。开挖后, 掌子面、拱部及边墙有掉块现象, 无明显地下水出露。

2.2 模型的建立

根据设计施工图资料, 取埋深最大的一处 III 级围

岩考虑, 数值计算根据此段地质参数建模。其模型尺寸为: 隧道水平方向取 80m (大于 5 倍洞径), 竖直向上取为 40m, 竖直向下取 35m, 隧道轴向取 80m。因模型结构、受力状况、开挖情况均为对称问题, 实际模型可取 1/2 隧道进行计算。计算区域划分成 11 408 个单元, 13 056 个节点, 能够保证计算具有足够的精度。计算模型如图 3 所示。其约束条件为: 两侧边界水平方向约束, 铅直方向自由; 底部边界铅直方向约束, 水平方向自由; 顶部为自由表面, 上部受围岩自重作用^[6]。

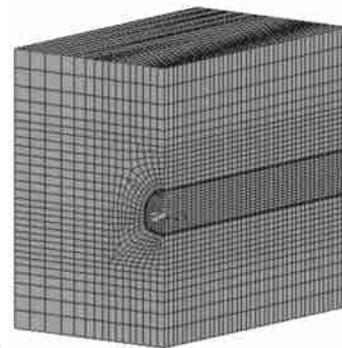


图 3 隧道计算模型

Fig. 3 Computed model of tunnel

2.3 计算参数的确定

围岩采用伯格蠕变模型和摩尔 - 库仑模型合成的粘塑性模型, 其中粘弹性本构关系服从伯格模型, 围岩流变参数由三轴压缩流变试验确定^[7]。屈服后塑性本构关系采用摩尔 - 库仑模型。开挖采用 FLAC^{3D} 中的 Null 模型。初期支护 (初支) 和二次衬砌 (二衬) 均采用实体单元, 其本构模型均为弹性。考虑施作锚喷支护和注浆加固对围岩岩性的改善, 在模拟时适当的提高加固区围岩的参数^[8]。钢拱架的等效作用是将其弹性模量折算给喷混凝土层^[9]。具体围岩和支护材料力学参数如表 1 所示^[10]。

表 1 围岩和支护结构的参数

Table 1 Parameters of rockmass and support structures

项目	重度 (kN·m ⁻³)	内摩擦角 (°)	粘聚力 (MPa)	剪切模量 (GPa)	体积模量 (GPa)
围岩	21.0	25	0.10	0.435	1.667
加固区	22.5	28	0.15	0.800	1.333
初期支护	23	—	—	9.221	13.393
二次衬砌	25.5	—	—	11.042	14.722
E_K (GPa)		μ_K (GPa·S)	E_M (GPa)		μ_M (GPa·S)
2.13		3.3×10^8	3.25		1.6×10^{10}

数值计算模拟隧道实际施工过程, 采用短台阶法施工, 台阶长度为 6m, 每环进尺 2m, 开挖后及时施作

锚喷支护,在距离开挖面 30m 处施筑二次衬砌结构。在分析时设定 $y = 30\text{m}$ 断面(对应于原型中的 DK227 + 949 断面)为目标断面,分析目标断面围岩位移,围岩压力和支护结构力学特性的时空效应。

3 计算结果与分析

3.1 目标断面围岩位移特征的时空效应

图 4 为开挖后经过不同时间隧道拱顶、拱腰和仰拱底部各点的径向位移沿隧道轴向的变化。从图 4 可以看出,在开挖面附近,由于开挖面的空间约束效应,围岩应力不是完全释放,而是逐步释放,与此相对应,围岩位移也是逐渐释放。由于开挖面的开挖,其前方一定距离范围内的围岩受到扰动影响,并导致洞壁径向位移。开挖面前方岩体流变时效作用微弱,从计算

结果可以明显看出,掘进面对隧道前方的影响对不同部位其范围亦不相同,拱顶处约至前方 24m,约 2 倍洞径 ($2D$),拱腰处约至前方 7m (约 $0.4D$),仰拱底处约至前方 33m (约 $3D$)。同时,由于掘进面的空间约束作用,在隧道开挖完成后,其围岩应力逐渐释放,故而开挖面后方洞壁径向位移受到开挖面约束。开挖面后方岩体流变时效作用显著,在开挖面附近是空间效应和时间效应的耦合,当离开开挖面一定距离,围岩变形不再受开挖面约束,此时,变形主要为围岩流变变形。从图中计算结果可知该范围约在开挖面 $-1.5D \sim -2.0D$ 和开挖面后方 $2D$ 范围内,在此以外,开挖面的约束效应基本消失,隧道变形主要受围岩流变属性控制。

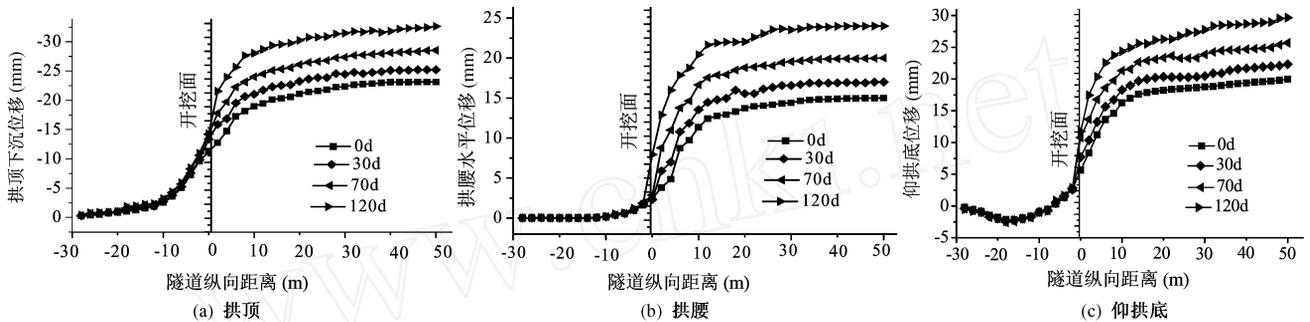


图 4 不同时间的隧道特征位置位移时空曲线

Fig. 4 Displacements time-space curve of the characteristic positions of the tunnel at different time

另外,从图 4 还可以看出,随着时间的增长,开挖面附近曲线越来越陡峭,说明由于岩体的流变时效作用,开挖面的空间约束效应随时间增长在减弱。

3.2 目标断面横断面围岩变形空间效应分析

对隧道不同横断面围岩位移进行分析,以考察隧道开挖在横断面内对围岩扰动的影响。选取目标断面沿洞径方向的 3 个代表性的分析路径,分析 3 个路径围岩位移随至洞壁距离的变化关系,如图 5 所示。

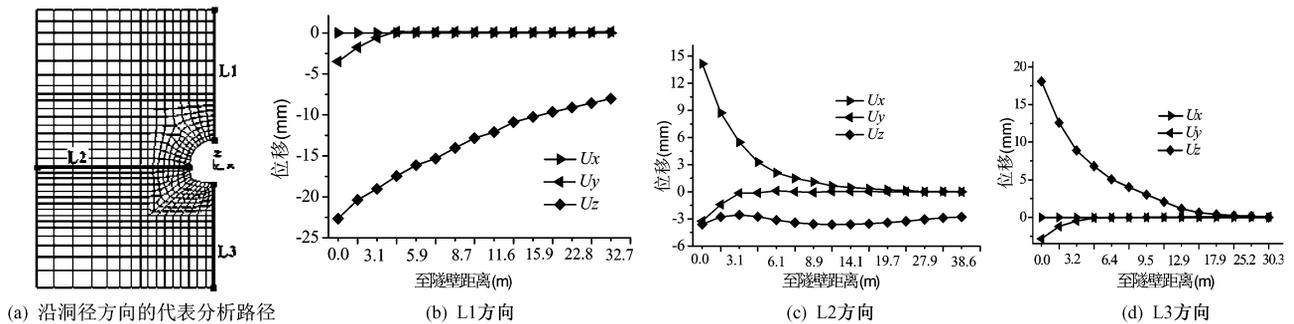


图 5 隧道拱圈特征位置围岩位移变化图

Fig. 5 Variations of surrounding rock displacements of characteristic positions around the tunnel

由图 5 可知,拱顶位移主要是沉降量的变化,水平方向不产生位移;下沉位移值均较大,在拱顶处其下沉

位移为 -22.658mm ,模型的表面其下沉位移为 -8.023mm ,扩大计算范围并重新计算,在距离拱顶约

50m处其位移减少到3mm左右,而沉降量较大的部位(大于3mm)都在离拱顶的5D范围内。拱腰处主要产生水平方向和竖直方向位移,而水平方向位移变化最大,主要范围是靠近洞壁0~1.5D的范围,竖直方向位移影响较小;仰拱底主要产生向上的竖直位移,在约2D处衰减为2mm左右。结果表明,隧道在横断面范围内,开挖引起的围岩变形影响范围在拱腰处约为1.5D,拱顶处约为5D,仰拱底处约为2D。

3.3 目标断面隧道拱圈特征点围岩变形时效分析

图6为DK227+949断面隧道拱顶处围岩下沉位移的实测值和计算值的比较图。从图6可以看出,拱顶下沉位移的计算值要比实测值大,其差值在3.6~7.2mm左右,此值即为未开挖该段围岩前,前部围岩开挖所引起的本段围岩的拱顶下沉量,而监控量测是在本段开挖以后才能进行的,即监控量测不能测出未开挖前的拱顶下沉位移值,但若将此前的差值加入对应量测曲线,则对应开挖步量测曲线与计算曲线基本重合,即二者在变形随时间变化规律上基本一致:约在开挖后的0~20天内,二者均表现出初期变形速率递减,变形量增加的趋势;从第20天以后,围岩变形速率逐渐趋于稳定,进入缓慢变形阶段,此阶段由围岩的流变引起的变形逐渐增加,计算结果较好地反映围岩变形时效特性和规律。

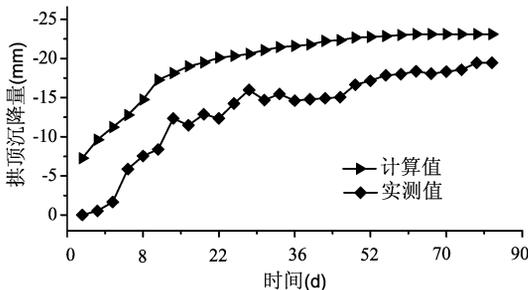


图6 目标断面隧道拱顶下沉位移时态曲线

Fig. 6 Relationship between crown vertical displacement and time at object section

3.4 目标断面隧道初支(喷混凝土)受力时效分析

由图7可以看出,拱顶围岩压力实测值要比计算值小,这是由于实际测量有一定时间的滞后,围岩已有一定的变形,但两者反映的围岩压力随时间变化的规律基本相同,即:在围岩开挖和施筑初支初期,由于围岩流变受到初支的抑制,初支所受到的围岩压力随时间增加较快;约30天后,下断面开挖且仰拱闭合,初支系统和围岩共同组成承载体系,此后围岩压力变化较小;约90天后,由于二次衬砌的施筑,初支与围岩共同

组成的承载体系受力状态得到了改善,围岩压力减缓;后期,由于围岩三次应力场已趋于新的稳定状态,围岩后期流变压力主要由二次衬砌来承担,故围岩压力变化较小。隧道拱腰、拱脚和仰拱底等特征位置的围岩压力分布规律基本上与拱顶处一致(限于篇幅,未给出相应的时态曲线图),但在空间分布规律上,则表现出不均匀性,各特征位置的围岩压力不相等。通过对围岩压力的时效分析,可以反映出该隧道围岩具有较为明显的流变特性。

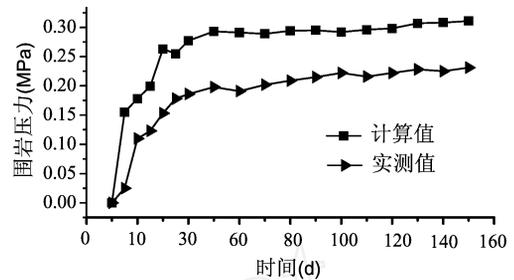


图7 目标断面拱顶初支与围岩压力时程曲线

Fig. 7 Time-history curve of pressure between surrounding rock and crown primary support at object section

3.5 目标断面隧道初支(喷混凝土)力学性状时效分析

图8和图9分别为目标断面特征位置初支轴力和安全系数^[10]时态曲线。初支轴力在上半断面开挖后的5~10天内,随着围岩应力的急剧释放增加较快,拱腰及拱脚轴力增加最快,开挖20~25天后拱腰轴力就达到1 812.65kN,拱脚轴力就达到2 082.56kN,说明拱腰和拱脚部位出现应力集中,设计及施工时应对该部位重点支护。第25天后下半断面仰拱开挖,拱腰和拱脚轴力出现减小的趋势,拱顶轴力继续增加,约5天后亦出现减小趋势,该减小趋势持续约30天。分析认为初支轴力的减小,主要是因为仰拱开挖对初支的应力起到一定的改善作用,同时这段时间围岩流变并不明显,因此初支的轴力出现了暂时的减小趋势。第60天后一直到施作二次衬砌这段时间内围岩的流变逐渐占据主导地位,使初支的轴力逐渐增加,轴力开始逐渐增加,但增长速度较慢。

初支安全系数在初支施加初期并不是由于内力的增加而呈递减趋势,这主要是因为个别部位混凝土应力的增长并没有初支强度增加得快;也正是因为初支早强的特点,才可以迅速地封闭围岩,改善围岩应力状态,快速起到支护作用。但随着初支强度增幅逐渐减缓以及围岩流变的作用,初支内力逐渐增加,其安全系

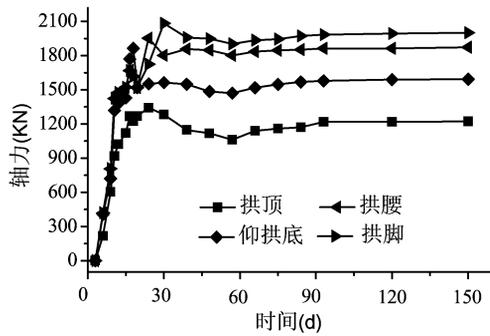


图8 目标断面初支轴力时程曲线

Fig. 8 Time-history curve of axial force of the primary support at object section

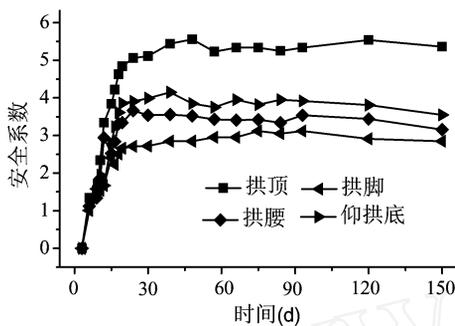


图9 目标断面初支安全系数时程曲线

Fig. 9 Time-history curve of safety factor of the primary support at object section

数呈逐渐减小趋势,最终有可能造成拱脚、拱腰和仰拱底等应力较大部位首先破坏。

4 结论

(1) 软弱围岩隧道围岩变形分为两部分,一是主要由开挖面推进过程中虚拟支撑作用逐渐消失导致荷载释放增大而引起的,即主要由空间效应所引起,其影响范围约为隧道开挖面前方 $-1.5 \sim -2.0D$ 和开挖面后方 $2D$;二是在上述范围外,围岩变形主要由自身特征决定,即主要由围岩的流变属性所引起的变形。

(2) 由于围岩的流变效应,围岩变形、围岩压力、初支与二衬间的接触压力均随时间而发生变化,从而引起支护结构内力随时间发生变化,因此软弱围岩隧道支护结构设计时,应该要考虑围岩的流变作用。

(3) 围岩开挖后,初支内力增加较快,后逐渐变缓,

二衬施筑以后,由于围岩的流变作用,初支及二衬内力均逐渐增加,但速度较慢,最终有可能造成拱脚、拱腰、仰拱等应力较大部位首先破坏。因此,即使隧道衬砌在隧道施工完成后是稳定的,由于围岩的流变效应也可能导致结构的破坏,必须予以重视。

参考文献:

- [1] 孙钧,朱合华. 软弱围岩隧洞施工性态的力学模拟与分析[J]. 岩土力学, 1994, 15(4): 20 - 33.
- [2] 常斌. 浅埋软土隧道蠕变问题的有限元分析[D]. 天津:天津大学硕士学位论文, 2006.
- [3] Itasca Consulting Group Inc. FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in three - dimensional) User Manuals[R]. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group Inc., 2005.
- [4] 栾长青,唐益群,赵法锁,等. 陕西韩城矿区地表沉降变形研究. [J]. 自然灾害学报, 2007, (16) 3: 82 - 85.
- [5] 铁道部第二勘察设计院. 达(州)成(都)高速铁路隧道施工图设计[R]. 成都:铁道部第二勘察设计院, 2005.
- [6] 肖文,柴贺军,刘汉超,等. 走马岭隧道复杂围岩施工力学及稳定性分析[J]. 水文地质工程地质, 2006, 33(6): 52 - 54.
- [7] 吴传斌,施斌,孙宇,等. 昆明白泥井3号隧道围岩稳定性 FLAC^{3D}模拟[J]. 水文地质工程地质, 2004, 31(6): 52 - 55.
- [8] 李木才,朱维申. 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]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 466 - 470.
- [9] 伍振志,傅志锋,王静,等. 浅埋松软地层开挖中管棚注浆法的加固机理及效果分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3): 1025 - 1029.
- [10] 时亚昕,王明年,李强. 单洞双层地铁隧道施工力学行为[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增1): 2985 - 2989.
- [11] 铁道部第二勘察设计院. 达(州)成(都)高速铁路家乡沟隧道围岩变形控制技术研究报告[R]. 成都:铁道部第二勘察设计院, 2006.
- [12] 孙钧. 地下工程设计理论与实践[M]. 上海:上海科学技术出版社, 1996.

(下转第 94 页)

Microstructure features of voids in cement-bentonite slurries

XU Chao¹, FENG Ying-yan¹, HUANG Liang²

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of
Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 20092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200002, China)

Abstract: The microstructure features of voids in cement-bentonite slurry are explored by mercury intrusion porosimetry (MIP) test. The research contributes to the knowledge of the strength and anti-seepage properties of cement-bentonite slurries from each affecting factor and mechanism. The study results show that the void structure characteristics, such as the total void volume, the probable void size, void distribution and critical void diameter, of the slurries are in direct relation to the amount of bentonite and cement in the mixture. The bigger voids of cement-bentonite slurries ought to be mainly composed of the cement hydration products. And the bentonite after hydration containing tiny pores will fill in part of big voids in the hardened paste.

Key words: cement-bentonite slurries; microstructure feature; void; mercury intrusion porosimetry (MIP)

责任编辑:张明霞

(上接第 89 页)

Study on construction stability of soft surrounding rock tunnel considering time-space effect

TAN Dai-ming, QI Tai-yue, MO Yang-chun

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Taking Jiexianggou tunnel in Dazhou-Chengdu high-speed railway as background, by using the finite-difference software FLAC^{3D} and Burgers rheologic constitutive model, the construction mechanical behavior of soft surrounding rock tunnel is studied. Variation laws and magnitudes varying with time and space of rock surrounding deformation and rock surrounding pressure and support structures bearing force behavior and internal force in an object cross section are attained. And the calculation results are compared with the field data. The study result shows that in the range of 1.5 ~ 2.0 times of tunnel diameter in the front of the excavation face and the range of 2.0 times of tunnel diameter of the back of the excavation face, the surrounding rock deformation is caused mainly by space effect. Rheological effect plays a key role on the deformation out of the influence range of the spatial effect of excavation face. Because of the rheological effect of surrounding rock, the surrounding rock pressures and the contact pressures between primary support and secondary lining and internal force and bearing force of support structures both vary with time. When the surrounding rock is excavated, internal force and bearing force of support structures increase very quickly, and then they become steady after arriving at a certain extent. After secondary lining is constructed, internal force and bearing force of support structures increase at low speed. Finally, high-stress-zone of the arch foot, hance and inverted arch has high probability of failure. The experience and conclusions presented can provide reference to design, construction and research of similar tunnel.

Key words: tunnel engineering; time and space effect; soft surrounding rock mass; construction stability; numerical simulation

责任编辑:张明霞