

引用本文:杨晓华,赵滨京,吴昊,等.千枚岩深埋隧道支护参数对结构受力与变形的影响[J].建筑科学与工程学报,2020,37(3):108-117.
YANG Xiao-hua, ZHAO Bin-jing, WU Hao, et al. Influence of Supporting Parameters of Phyllite Deep Tunnel on Structural Stress and Deformation[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(3): 108-117.

DOI:10.19815/j.jace.2019.08054

千枚岩深埋隧道支护参数对结构受力与变形的影响

杨晓华,赵滨京,吴昊,李爱明

(长安大学 公路学院,陕西 西安 710064)

摘要:为探索成武高速 2 号隧道支护参数对结构受力与变形的影响,以室内试验、原位试验和现场测试为主要手段,研究了隧道围岩工程特性、初期支护围岩压力、二次衬砌接触压力、拱顶下沉、周边收敛-时间曲线的变化规律;提出增加单层初支刚度、采用双层初支、增加双层初支刚度 3 种支护参数方案,再利用 FLAC3D 有限差分软件分析,以原始支护方案和 3 种支护参数方案为基础建立 4 种工况来确定不同支护参数对隧道结构受力与变形的影响。结果表明:在原始支护方案模拟结果中,拱顶竖直位移和拱脚水平位移趋于稳定时分别为 185.57 mm 和 330.51 mm,与现场测试结果相对误差分别为 5.5% 和 7.5%;采用单层初支时,钢拱架间距由 75 m 调整为 60 m,钢拱架型号由 I18 调整为 I22,拱顶处的竖直位移为 161.45 mm,相对于原始设计模拟结果减少了 13%,拱脚处水平位移为 273.21 mm,减少了 17.3%,右拱腰处应力集中值为 11.18 MPa,减少了 9.1%;采用双层初支时,2 层中钢拱架间距与型号均与原始支护设计相同,为 75 m 与 I18,拱顶处的竖直位移为 130.58 mm,相对于原始设计模拟结果减少了 29.6%,拱脚处水平位移为 227 mm,减少了 31.3%,右拱腰处应力集中值为 8.24 MPa,减少了 33.0%;采用双层初支时,2 层中钢拱架的间距均为 60 m,型号为 I22,拱顶处竖直位移为 80.56 mm,相对于原始设计模拟结果减少了 56.6%,拱脚处水平位移为 159.34 mm,减少了 51.8%,右拱腰处应力集中值为 6.13 MPa,减少了 50.2%,此工况下隧道支护结构的受力变形限制最好,拱顶沉降为 80 mm,周边收敛为 160 mm。

关键词:深埋公路隧道;绢云母千枚岩;现场测试;支护结构;受力;变形

中图分类号: TU311

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2020)03-0108-10

Influence of Supporting Parameters of Phyllite Deep Tunnel on Structural Stress and Deformation

YANG Xiao-hua, ZHAO Bin-jing, WU Hao, LI Ai-ming

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: In order to explore the influence of supporting parameters on the stress and deformation of the structure of No. 2 tunnel of ChengWu Expressway, based on laboratory test, in-situ test and field test, the engineering characteristics of surrounding rock of tunnel, the variation laws of surrounding rock pressure of initial support, contact pressure of secondary lining, vault subsidence, peripheral convergence-time curve were studied. Three supporting parameter schemes were put forward, including increasing the rigidity of single initial support, adopting

收稿日期: 2019-08-31

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378071); 陕西省交通科研项目(17-24K)

作者简介: 杨晓华(1961-), 男, 河北唐山人, 教授, 博士研究生导师, 工学博士, E-mail: xiaohuay@126.com。

double initial support and increasing the rigidity of double initial support. Based on the original supporting scheme and three supporting parameter schemes, four working conditions were established to determine the influence of different supporting parameters on the stress and deformation of the tunnel structure by using FLAC3D finite difference software. The results show that in the simulation results of the original support scheme, when the vertical displacement of the arch crown and the horizontal displacement of the arch foot tend to be stable, the values are 185.57 mm and 330.51 mm, and the relative errors with the field test results are 5.5% and 7.5% respectively. When the single-layer initial support is adopted, the steel arch spacing is adjusted from 75 m to 60 m, the steel arch type is adjusted from I18 to I22, and the vertical displacement at the vault is 161.45 mm, which is 13% less than the original design simulation results. The horizontal displacement at the arch foot is 273.21 mm, reducing by 17.3%, and the stress concentration at the right arch waist is 11.18 MPa, reducing by 9.1%. When the double-layer initial support is adopted, the spacing and type of steel arch in the two layers are the same as the original support design, which are 75 m and I18. The vertical displacement of the arch crown is 130.58 mm, which is 29.6% less than the original design simulation results. The horizontal displacement of the arch foot is 227 mm, which is 31.3% less. The stress concentration value of the right arch waist is 8.24 MPa, which is 33.0% less. When the two-layer initial support is adopted, the steel arch spacings in the two floors are both is 60 m, and the model is I22. The vertical displacement at the vault is 80.56 mm, which is 56.6% less than the original design simulation result. The horizontal displacement at the arch foot is 159.34 mm, reducing by 51.8%. The stress concentration at the right arch waist is 6.13 MPa, reducing by 50.2%. In this case, the stress and deformation of the tunnel support structure are the best. The settlement of the arch crown is 80 mm, and the peripheral convergence is 160 mm.

Key words: deep highway tunnel; sericite phyllite; field testing; supporting structure; stress; deformation

0 引言

山岭隧道建设中,经常会遇到原岩软弱破碎、埋置较深、地质条件复杂等情况,隧道开挖后围岩变形量大且持续时间较长,导致支护结构受力持续增加,往往超过围岩、衬砌承载极限,经常发生初砌开裂、围岩变形侵入隧道净空,严重者甚至产生塌方等不稳定情况,对软弱围岩隧道的设计和施工提出了重大挑战。目前,众多学者针对软岩隧道已经有了一定的研究:于远祥等^[1]通过锚杆轴力的反演分析,得到了榴桐寨软岩隧道在支护状态下的围岩变形范围及其位移量,合理确定了其开挖预留变形量及支护方案;李磊等^[2]通过岩石试验和现场测试,分析了茂县隧道的变形特征及破坏模式,提出了挤压性软岩大变形隧道的变形和支护作用机制;戴永浩等^[3]通过围岩位移现场监测、室内试验力学分析和数值分析得到了围岩与支护结构受力与变形规律,从而提出了合理的支护方案;李鸿博等^[4]通过现场测试,分

析了峡口高应力软岩公路隧道围岩变形规律及结构的受力特点,提出了高应力软岩隧道大变形的支护设计对策;刘高等^[5]探讨了隧道大变形的原因和机制,认为它是围岩塑性流动与围岩膨胀变形综合作用的结果,并从围岩控制角度,修正并制定了新的隧道返修方案。

目前已有的研究多集中在探索软岩隧道的受力变形特征,进而提出合理的支护方案,对于以软岩隧道现场测试数据为基础,有限元分析为手段,来探索不同支护参数对结构影响规律的研究还很少。鉴于此,本文通过对缙云千枚岩隧道现场测试结果进行整理分析,提出3种支护参数方案,再利用FLAC3D有限差分软件建立以原始支护设计和3种不同支护参数方案为基础的4种工况,模拟不同支护参数下结构的受力和变形,得到不同支护参数对结构受力与变形的影响规律。研究成果可以为类似的缙云千枚岩软岩隧道在支护方案设计和支护参数调整等方面提供借鉴。

1 工程概况

成武高速 2 号隧道是成县至武都高速公路南端的关键性工程,左线全长 3 763 m,右线全长 3 781 m,为分离式双向四车道公路隧道,最大埋深 1 040 m,地处剥蚀中山地貌区,地面标高为 1 036.0~2 074.0 m,山体地形总体较陡,呈中间高两侧低,进口自然坡角约为 40°;出口自然坡角约为 50°,进口段位于省道 S205 右侧上部,与北峪河 12 号大桥相连,隧道洞内的设计坡度分别为左线-2.27%、右线-2.22%,设计时速为 80 km·h⁻¹。

隧道隧址区中前部呈中厚层状,岩层产状以 85°∠50°为主,岩层走向与洞轴走向部分呈小角度斜交;隧址区后半部呈薄片状,片理及小型褶曲十分发育,表层风化程度较高,岩层产状以 110°∠60°为主,主要分布于隧道后半部分;隧道现场利用水压致裂法对左右洞选取的 6 个测点进行了地应力测试,测试结果显示地应力的最大水平主应力和垂直主应力分别为 9.54~15.02 MPa 和 8.69~15.31 MPa,经地应力分级标准可判断其属高地应力区;隧道左右线间距按照平面设计线 30 m 间距控制,为解决洞口占地和洞内间距的矛盾,采用不平行布线方式,即在隧道洞口采用小间距方式,洞内逐渐分开到左右线施工不互相影响的间距,在出口处再将距离减小。隧道进口位置左右线间距最小为 17.90 m,隧道中部间距最大为 32.3 m,隧道出口位置左右线间距为 19 m。

隧道内轮廓设计采用《公路隧道设计规范》^[6]推荐的标准断面,即拱部采用半径 $R=540$ cm 的半圆,边墙为 $R=840$ cm 的大半径圆弧,边墙与仰拱的过渡圆弧 $R=100$ cm,仰拱半径 $R=1\,870$ cm,施工过程采用上下台阶预留核心土环形开挖,上台阶高度为 5.4 m。衬砌结构应用复合式衬砌,即初期支护+防水板+二次衬砌,初期支护采用锚网喷混凝土和钢拱架,二次衬砌为模筑混凝土。原始支护设计如图 1 所示,初支参数见表 1。

隧道在掘进过程中埋置较深,围岩岩体强度低,节理极为发育,隧道支护结构受到施工扰动后变形较大。鉴于以上原因,隧道掘进中曾频频出现掌子面坍塌、初衬混凝土开裂、钢拱架变形、二衬混凝土破坏、仰拱开裂并隆起等不良现象。

2 围岩工程特性分析

在依托隧道隧址区取试验岩样与试验段,分别

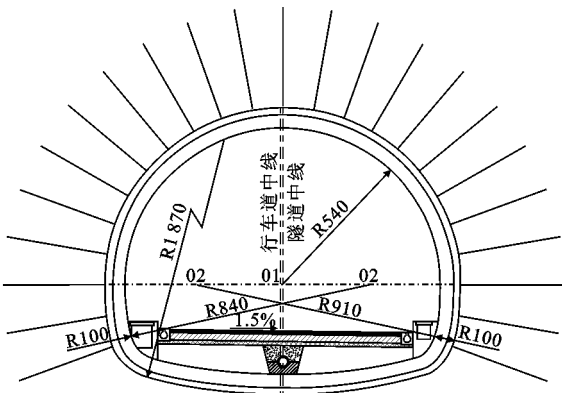


图 1 隧道原始支护设计方案

Fig. 1 Initial Supporting Design Scheme of Tunnel

表 1 隧道原始支护设计参数

Tab. 1 Initial Supporting Design Parameters of Tunnel

衬砌类型	参数	取值
初期支护	喷射混凝土型号	C30
	喷射混凝土厚度/cm	24
	锚杆型号	R27 中空注浆锚杆
	锚杆长度/m	6
	锚杆间距	60 cm×100 cm
	拱架型号	I18
二次衬砌	拱架间距/cm	75
	拱墙厚度/cm	50
	仰拱厚度/cm	50

进行室内和原位试验,从围岩的矿物组成^[7]和强度 2 个方面分析其工程特性。

2.1 室内试验

2.1.1 岩性鉴定

确保岩样的宏观结构与掌子面围岩状态相近,使试验结果具有代表性,将取得的岩样用塑料纸封存,制作成厚约 0.03 mm 的薄片试样,置于偏光显微镜下观察,对岩样进行矿物成分分析,其结果如表 2 所示。

表 2 岩样的矿物种类及其含量

Tab. 2 Mineral Types and Contents of Rock Samples

矿物种类	绢云母	绿泥石	绿帘石	石英	钠长石
质量分数/%	34	12	3	30	17

从岩样的鉴定结果可知,岩石矿物成分多为石英、绢云母与绿泥石,其性状的不同主要由所含矿物成分的多少所决定,再结合隧址区的地质资料,判断依托隧道属绢云母千枚岩隧道。

2.1.2 点荷载强度试验

试验按照《工程岩体分级标准》进行取样。分别取成武高速 2 号隧道出口段左右线的 2 个掌子面不同部位的岩样共计 8 组(其中 2 组为天然状态试验,

不作饱和处理),每组岩样不少于 20 个,共计取样 159 个,试验完毕后有效岩样 146 个。试验结果如表 3 所示。

表 3 天然状态与饱和状态岩石点荷载强度结果

Tab. 3 Results of Rock Point Load Strength in Natural State and Saturated State		
隧道桩号	岩样分组	点荷载强度 I_s /MPa
隧道左线 ZK86+770	1 组	0.76
	2 组	0.56
	3 组	0.79
	4 组(天然状态)	2.98
隧道右线 YK86+800	1 组	0.77
	2 组	0.89
	3 组	0.75
	4 组(天然状态)	3.07

由以上结果可知:天然状态下,在隧道左线,岩样的点荷载强度为 2.98 MPa,岩样吸水饱和后其强度迅速衰减到 0.70 MPa(吸水饱和岩样 3 组试验结果的平均值);在隧道右线,岩样的点荷载强度为 3.07 MPa,岩样吸水饱和后其强度迅速衰减到 0.80 MPa。岩样属较软岩,水稳性极差,点荷载强度受含水影响较大。

2.2 原位试验

按照《工程岩体试验方法标准》进行现场试验布置,内容包括岩体结构面直剪试验和变形试验,试验横洞位于隧道 YK86+200 处,分别采用平推直剪法和刚性圆形承压板法,试验结果如图 2,3 所示,其中, τ 为剪应力, s 为水平位移, W 为垂直位移, P 为压力。

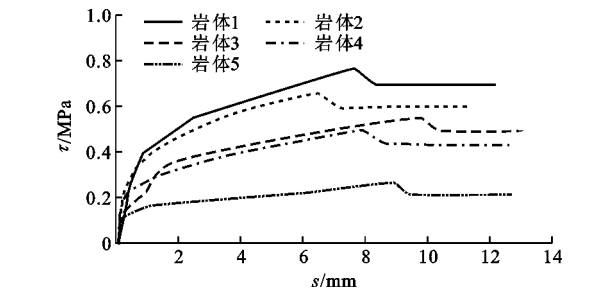


图 2 岩体结构面直剪试验 τ - s 关系曲线

Fig. 2 τ - s Relation Curves of Rock Mass Structural Plane Direct Shear Test

室外现场岩体结构面直剪和变形试验结果表明,依托隧道围岩的内摩擦角为 32° ,黏聚力为 0.27 MPa,弹性模量为 1.3 GPa。

综合上述分析,依托隧道属绢云母千枚岩隧道,围岩软弱,水稳性较差,原位试验结果可为后续数值

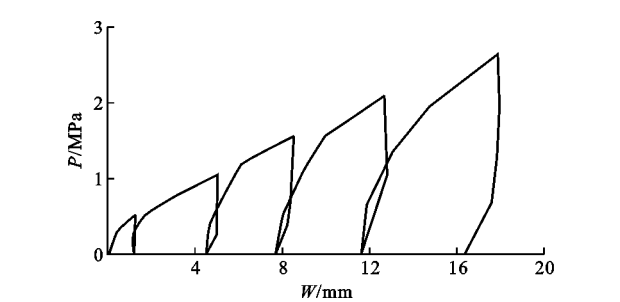


图 3 现场变形试验 P - W 关系曲线

Fig. 3 P - W Relation Curve of Field Deformation Test
模拟提供参数依据。

3 现场测试

3.1 现场测试方案

根据《公路隧道施工技术规范》^[8]中的相关规定,并结合隧道施工过程中出现大变形的实际情况,制定了依托隧道的现场测试方案,内容主要包括对隧道支护结构受力与变形 2 个方面的测试。现场选取了左洞桩号位置 ZK86+120 和右洞桩号位置 ZK86+230 的 2 个断面(分别称之为断面 A 和断面 B)作为现场测试段,利用振弦式压力盒对其进行了初期支护围岩压力和二次衬砌接触压力的测试;利用全站仪测试了其拱顶下沉和周边收敛量,拱顶处测点取在了拱顶与拱顶两侧的 3 个位置,周边处测点选在了上、下 2 个台阶的位置处,测点布置见图 4。

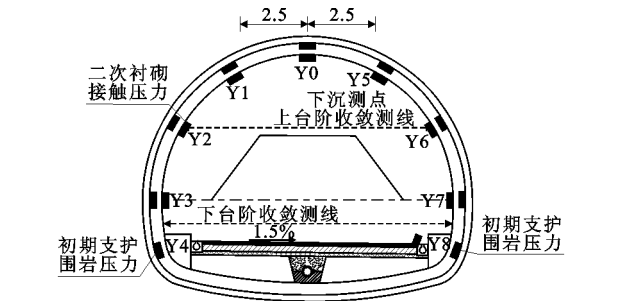


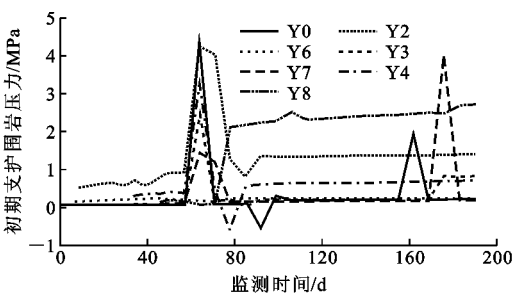
图 4 支护结构受力与变形测点布置(单位:m)

Fig. 4 Stress and Deformation Measuring Point Arrangement of Support Structure (Unit:m)

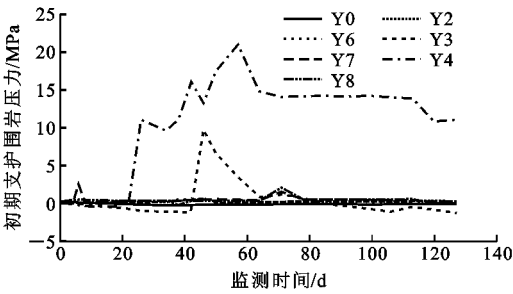
3.2 支护结构受力测试结果

支护结构受力是影响隧道围岩稳定性的主要因素之一,主要包括初期支护围岩压力和二次衬砌接触压力,实测结果如图 5,6 所示(受压为正,受拉为负)。

由图 5 可知:随隧道下导的开挖,断面 A 在右边墙底部与左拱腰处发生了应力集中,最大压力值达到 2.74 MPa,结合隧道围岩条件,岩层为斜向层理,在斜向层理的影响下,围岩对初支结构会产生与



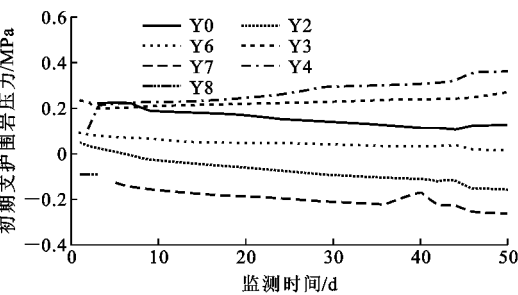
(a) 断面A初期支护围岩压力-时间曲线



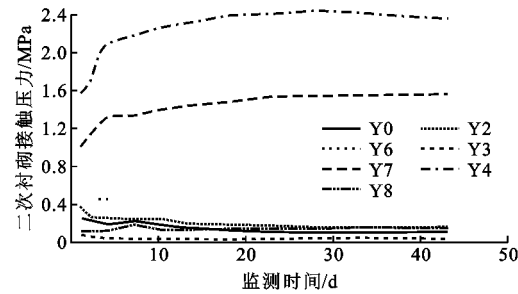
(b) 断面B初期支护围岩压力-时间曲线

图 5 初期支护围岩压力-时间曲线

Fig. 5 Wall Rock Pressure-time Curves of Initial Support



(a) 断面A二次衬砌接触压力-时间曲线



(b) 断面B二次衬砌接触压力-时间曲线

图 6 二次衬砌接触压力-时间曲线

Fig. 6 Contact Pressure-time Curves of Secondary Lining

层理方向大体一致的偏压应力,此偏压应力正是导致上述应力集中的直接原因^[9-12],岩层节理见图 7;断面 B 在左边墙底部发生了较大的应力集中,压力值为 13.77 MPa,而断面右侧监测点压力值普遍较小,由此判断断面 B 右拱腰在围岩压力作用下已被压坏,导致围岩对拱架的压力集中在断面左侧,而左边墙底部正是边墙与仰拱的过渡位置,在应力重分布后在此处产生了应力集中。通过现场肉眼观察发



图 7 左洞岩层分布

Fig. 7 Strata Distribution of Left Hole

现右拱腰有明显鼓胀现象,也从侧面证实了这一判断。

对比图 5,6 可知:断面 A 二衬结构受力增长缓慢,且左右较为均匀,最终受力在 0.3 MPa 左右;断面 B 二衬受力会在左边墙底部与右边墙位置处产生较大的应力集中,其压力值分别占初支受力与二衬受力之和的 77%和 92%^[13]。在二衬承担如此高的压力时,断面 B 不能满足隧道二衬作为安全储备的条件,甚至在应力集中较大的部位会出现二衬裂开等不利情况,如在后期的观察中发现断面 B 边墙部位出现明显裂缝,见图 8。

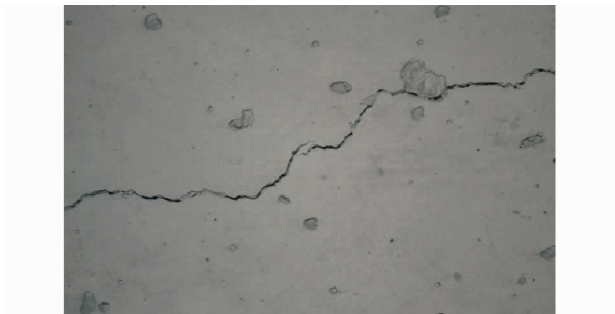


图 8 边墙处裂缝细部图

Fig. 8 Detailed Drawings of Cracks in Side Walls

3.3 支护结构变形测试结果

支护结构变形是围岩及支护应力形态变化最直观反映,能为地下洞室稳定性提供可靠直接的信息,且易测取,实测结果如图 9,10 所示。

由图 9,10 可知,随隧道掌子面向前推进,支护结构的变形会呈现与开挖工序密切相关的三阶段增长的特征,包括下导开挖后的迅速增加段、下导支护后的缓慢增长段,以及仰拱封闭后的更缓慢增长段。主要因为上导开挖导致围岩受扰后应力重新调整,上导拱脚直接坐落在松散软弱的岩层上,整体支护强度较低。下导支护后,下部钢拱架坐落在预制混凝土结构块体上,整体支护结构强度有所加强;随

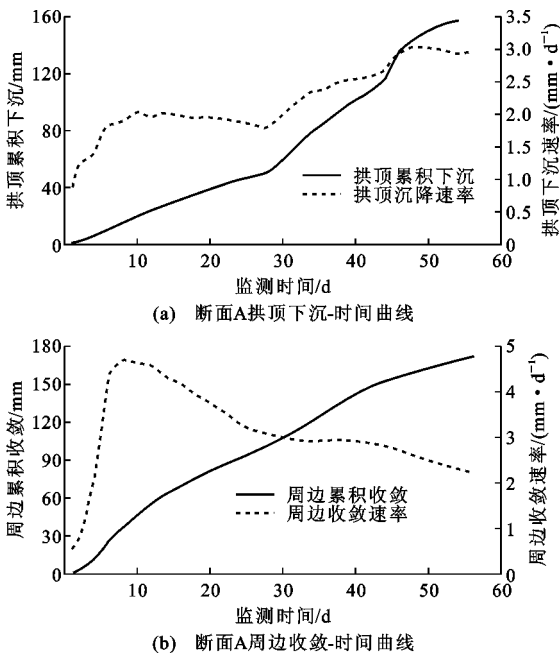


图 9 断面 A 支护变形-时间曲线

Fig. 9 Support Deformation-time Curves of Section A

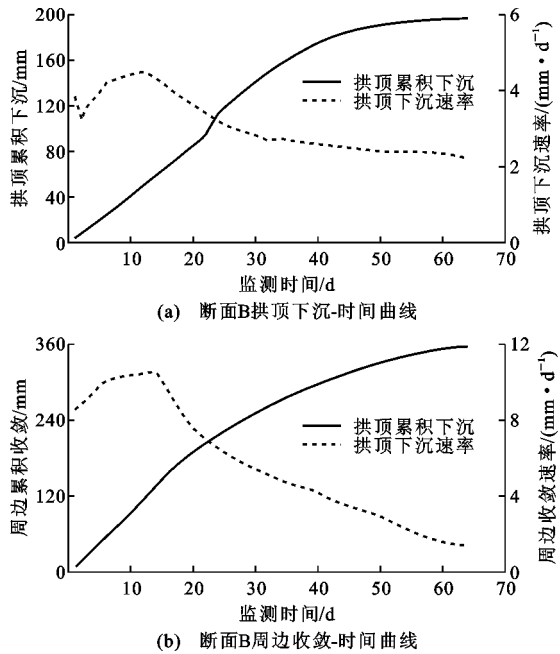


图 10 断面 B 支护变形-时间曲线

Fig. 10 Support Deformation-time Curves of Section B

着仰拱封闭成环,初支的整体闭合成环,受力强度较强,变形表现为流变变形。两断面变形稳定后的拱顶下沉和周边收敛累积值均可达 15~40 cm,一般对于软岩隧道围岩较差段,其预留变形量 U_0 。通常取 270 mm^[14],可见两断面变形累积值均大于 $1/3U_0$,已超过其维持稳定范围,并存在侵占隧道内轮廓界限的风险。

4 不同支护参数对隧道结构受力变形的影响

由现场测试结果可见,隧道在原始设计支护参数(表 1)下会出现应力集中、变形较大、初支破坏等不利现象,现基于此提出 3 种支护参数方案,分别为增加单层初支刚度、采用双层初支、增加双层初支刚度。再利用 FLAC3D 有限差分软件^[15]基于两台阶预留核心土的模拟工法建立 4 种工况,工况都以断面 B 处 10 m 长的围岩为模拟对象,不同工况的支护参数与物理力学参数见表 4、5。选取断面 B 作为计算结果提取断面,隧道拱顶和拱部与边墙交汇点分别作为拱顶沉降、周边收敛结果提取点,见图 11。4 种不同支护参数方案分别称为工况 1~4,其中工况 1 为隧道原始支护设计模拟结果。

表 4 不同工况的初支参数

Tab. 4 Initial Support Parameters Under Different Working Conditions

工况	初支层数	喷射混凝土厚度/cm	钢拱架间距/cm	钢拱架型号
工况 1	单层	24	75	I18
工况 2	单层	24	60	I22
工况 3	双层	24	75	I18
		24	75	I18
工况 4	双层	24	60	I22
		24	60	I22

表 5 不同工况的初支物理力学参数

Tab. 5 Physical and Mechanical Parameters of Initial Support Under Different Working Conditions

工况	弹性模量/ 10^3 MPa	重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊松比
工况 1	32	25	0.2
工况 2	80	40	0.2
工况 3	32	25	0.2
	32	25	0.2
工况 4	42	32	0.2
	42	32	0.2

4.1 数值模型与参数选取

计算模型尺寸为 120 m×70 m×10 m,模型上下边界各取值为 3 倍洞径,左右边界各取值为 5 倍洞径。在模型左右边界上施加 X 方向的水平位移约束,在模型前后边界施加 Y 方向的水平位移约束,在模型底部施加 Z 方向的竖直位移约束,在模型上边界与左右边界分别施加 10 MPa 的围岩原始应力,使其与隧道竖直和水平方向应力条件保持一致。数值计算模型见图 12,围岩的物理力学参数如

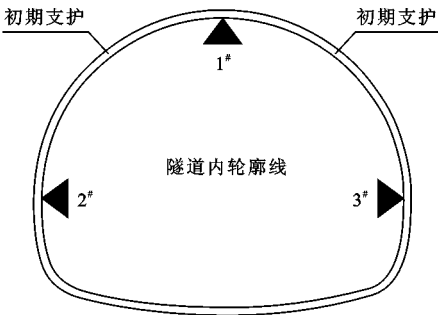
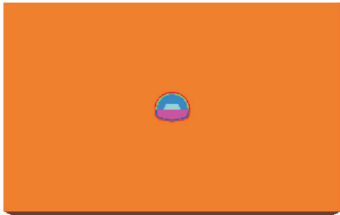
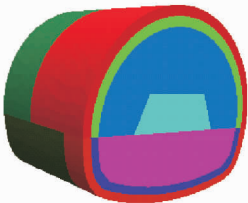


图 11 模拟开挖过程监测点布置

Fig. 11 Layout of Monitoring Points During Simulated Excavation



(a) 计算模型总体



(b) 计算模型局部

图 12 数值计算模型

Fig. 12 Numerical Calculation Model

表 6 所示。

表 6 围岩物理力学参数

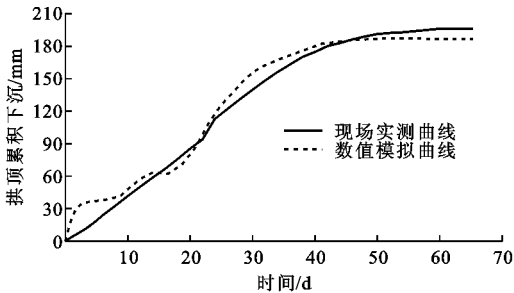
Surrounding Rock					
材料	弹性模量/ MPa	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ MPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)	泊松比
围岩	1.3×10^3	27.1	0.27	32	0.4

围岩的物理力学参数取自于上述围岩工程特性的分析结果;初期支护参数参考《公路隧道设计规范》中的弹性材料取值,并将钢拱架的刚度按等效刚度折算到初期支护结构刚度中。

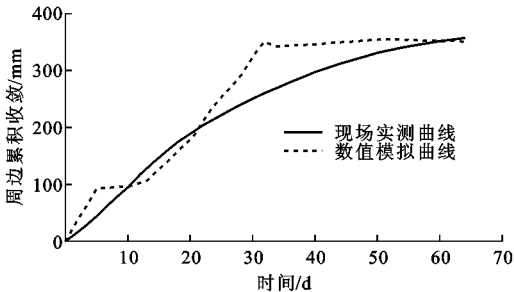
4.2 原始支护设计模拟结果与现场测试结果对比

通过将断面 B 原始支护设计模拟结果(工况 1)与现场测试结果进行对比来探究数值模型的合理性。模拟开挖过程监测点处变形曲线见图 13。

由图 13 中的原始支护设计模拟变形曲线与现场实测曲线对比可知:由于数值模拟过程中各开挖阶段可以被明确设置,故开挖每一步隧道拱顶和周



(a) 监测点1



(b) 监测点2,3

图 13 监测点处模拟变形曲线与实测曲线

Fig. 13 Simulated Deformation Curves and Measured Curves of Monitoring Points

边位移的变化情况在模拟曲线上都会被清楚记录,所以数值模拟曲线会显示出几个较大波动段,波动处也显示着开挖的扰动;现场实测过程中,一般是根据监控量测细则中开始的 1 d 一测到 3 d 一测,最后为 7 d 一测来测量,故在此过程中不会将每一个开挖步骤显示特别清楚,不会产生模拟曲线中那么多的波动段,模拟过程有明显的分段增长趋势^[16-17],且拱顶竖直位移和拱脚水平位移趋于稳定时分别为 185.57 mm 和 330.51 mm,与前述断面 B 现场测试到的支护结构闭合后趋于稳定的拱顶和拱脚变形量相比,相对误差分别为 5.5% 和 7.5%,模拟结果与实测结果接近,所以本次数值模拟结果较为合理可靠。

4.3 支护结构变形对比

将 4 种工况监测断面的拱顶沉降、周边收敛提取结果作对比,来判断不同支护参数对结构变形的影响程度。图 14,15 分别为 4 种工况断面提取点拱顶沉降、周边收敛的变化曲线。

由图 14 可知,4 种工况下拱顶沉降模拟结果均显示出 4 个变形阶段:上台阶开挖后,开挖产生的临空面会使围岩土体局部卸载,而此时初支作为柔性支护并未对围岩产生限制作用,会允许其产生一定的变形,故起初沉降较大,差别较小;开挖至第 10 步,即核心土开挖,此时上台阶受扰动较小,初支开始发挥作用,沉降速率变小,变小程度与 4 种工况的

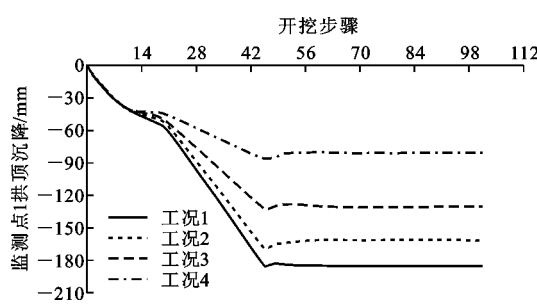


图 14 拱顶沉降曲线
Fig. 14 Settlement Curves of Vault

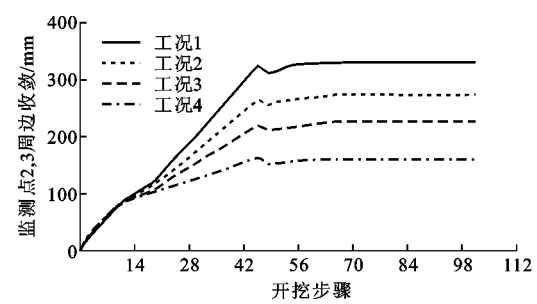


图 15 净空收敛曲线
Fig. 15 Convergence Curves of Clearance

支护参数有关;在第 20 步,即下台阶开挖与支护,下台阶的开挖会对上台阶产生较大的扰动,沉降速率变大,而限制此扰动的最关键因素就是上台阶的初支,故不同的支护参数导致 4 种工况沉降差异较大;第 42 步时,结果提取断面仰拱封闭成环,沉降在略有回弹后速率变小,逐渐趋于稳定,4 种工况的沉降值分别为 185.57,161.45,130.58,80.56 mm。4 种工况各阶段的沉降占比如图 16 所示,下台阶开挖沉降占比较大,工况 4 的支护参数对下台阶开挖扰动的限制较好,仅产生了此工况总沉降的 46.00%。

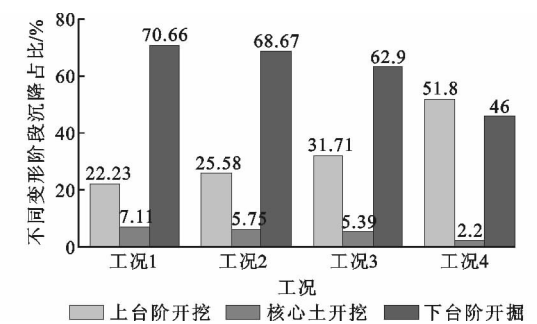


图 16 不同变形阶段沉降占比
Fig. 16 Settlement Ratios at Different Deformation Stages

由图 15 可知,周边收敛的模拟结果与拱顶下沉结果有着相同的变形规律,分为 4 个阶段,每个阶段的收敛节点和变形占比与沉降大致相同,结果提取断面仰拱封闭成环后,收敛在略有回弹后逐渐趋于稳定,4 种工况的稳定收敛值分别为 330.51, 273.21,

227.00,159.34 mm。在收敛的模拟结果中,原始设计模拟结果不同于理论计算中的围岩均匀收敛的结果,支护结构边(监测点 3)监测到的围岩变形量(约为 22.6 cm)显著大于左边(监测点 2)监测到的变形量(约为 10.5 cm),占总收敛量的 68.3%,主要原因是隧道围岩属层状结构,开挖扰动会发生顺层滑动;不同支护参数的工况对限制岩层的顺层滑动也会有所不同,主要体现在支护结构左右两侧的收敛占比(图 17),工况 4 两侧占比接近 50%,可以有效抑制围岩的顺层滑动。

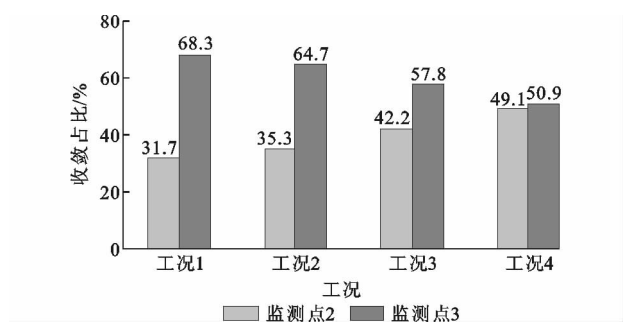


图 17 监测点 2,3 收敛占比
Fig. 17 Convergent Proportions of Monitoring Points 2,3

综上所述,可以得到不同支护参数对结构变形的影响规律:工况 2 拱顶处的竖直位移为 161.45 mm,比工况 1 模拟结果减小 13.0%,拱脚处的水平位移为 273.21 mm,比工况 1 减小了 17.3%;工况 3 拱顶处的竖直位移为 145.60 mm,比工况 1 模拟结果减小了 29.60%,拱脚处的水平位移为 227.00 mm,比工况 1 减小了 31.30%;工况 4 拱顶处的竖直位移为 80.56 mm,比工况 1 模拟结果减小了 56.6%;拱脚处的水平位移为 159.34 mm,比工况 1 减小了 51.8%。

4.4 支护结构受力对比

本文选取断面上的 7 个特征点(拱顶、左右拱腰、左右拱脚、左右边墙底部)作为结果提取点,将提取 4 种工况的第一主应力 P_1 与第三主应力 P_3 的计算结果作对比,判断不同支护参数影响下结构的受力情况^[18-19]。图 18 为 4 种工况第一主应力 P_1 沿断面分布,第三主应力 P_3 的提取结果见表 7。

在原始设计条件下,隧道层状围岩的顺层滑移导致了支护结构在右拱腰、右边墙底部及左边墙底部处发生了应力集中。通过改变其支护参数,可以看出 3 种不同支护参数的工况在右拱腰处的受力情况得到了很大改善,应力集中现象明显减小,但是在左右边墙底部处的集中应力变化较小,这说明不同的支护参数对右拱腰部位的岩层顺层滑移有着不同

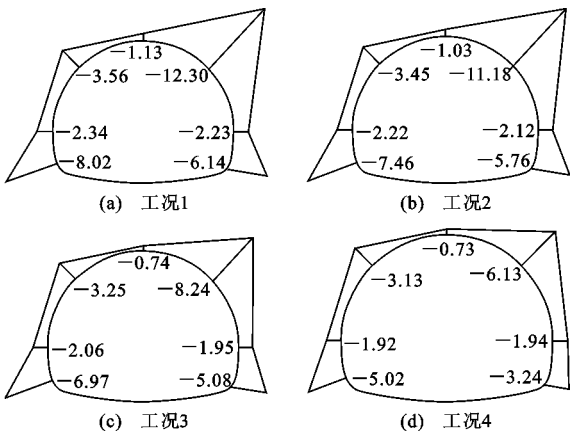


图 18 P_1 计算结果(单位:MPa)

Fig. 18 Calculation Results of P_1 (Unit:MPa)

表 7 P_3 提取结果

Tab. 7 Extraction Results of P_3 MPa

提取点位置	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4
拱顶	-2.30	-2.18	-1.87	-1.66
左拱腰	-5.67	-5.54	-5.14	-4.82
右拱腰	-14.65	-13.51	-10.37	-8.06
左拱脚	-5.64	-5.32	-4.96	-4.62
右拱脚	-6.54	-6.23	-5.86	-5.65
左边墙底部	-11.01	-10.25	-9.56	-7.41
右边墙底部	-9.16	-8.58	-7.70	-5.66

的抑制作用,但是对边墙与仰拱衔接处(左右边墙底部)的应力集中改善作用并不明显,工况 4 虽在现场地应力的影响下右拱腰处仍有较大应力集中,但整体受力均匀,改善效果最佳。

综上所述,可以得到不同支护参数对结构受力的影响规律(以第一主应力为例):工况 2 右拱腰处的集中应力为 11.18 MPa,比工况 1 模拟结果减小了 9.1%;工况 3 右拱腰处的集中应力为 8.24 MPa,比工况 1 模拟结果减小了 33.0%;工况 4 右拱腰处的集中应力为 6.13 MPa,比工况 1 模拟结果减小了 50.2%。第三主应力有着类似的规律。

5 结 语

(1)实测隧道在深埋条件下具有变形大、变形速率大、变形时间长等特征,会在拱腰、边墙底部处出现比较大的应力集中,导致支护结构受力不均,变形较大,出现裂缝等不利情况。

(2)采用单层初支,钢拱架间距由 75 m 调整为 60 m,钢拱架型号由 I18 调整为 I22,拱顶处的竖直位移相对于原始设计模拟结果减小了 13%,拱脚处水平位移减小了 17.3%,右拱腰处的集中应力减小了 9.1%;采用双层初支,2 层中钢拱架间距与型号

均与原始支护设计相同,为 75 m 与 I18,拱顶处的竖直位移相对于原始设计模拟结果减小了 29.6%,拱脚处的水平位移减少了 31.3%,右拱腰处的集中应力减小了 33.0%;采用双层初支,2 层中钢拱架的间距均为 60 m,型号为 I22,拱顶处的竖直位移相对于原始设计模拟结果减小了 56.6%;拱脚处的水平位移减小了 51.8%;右拱腰处的集中应力减小了 50.2%。

(3)增强双层支护刚度对下台阶开挖扰动限制较好,且左右两侧的收敛占比接近,可将断面 B 的拱顶沉降限制为 80.56 mm,周边收敛限制为 159.34 mm,拱顶沉降为 80 mm,周边收敛为 160 mm。

(4)后续可以此研究为基础,细化支护参数,单独改变钢拱架型号、钢拱架间距、双层支护厚度等,得到单一因素改变对隧道支护结构的影响规律。

参考文献:

References:

[1] 于远祥,陈宝平,张 涛,等.基于锚杆受力分析的软岩隧道变形规律及柔模支护技术[J].中国公路学报,2018,31(6):254-263.
YU Yuan-xiang, CHEN Bao-ping, ZHANG Tao, et al. Deformation Law and Flexible Formwork Support Technology of Soft Rock Tunnel Based on Force Analysis of Rock Bolt[J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, 31(6): 254-263.

[2] 李 磊,谭忠盛.挤压性破碎软岩隧道大变形特征及机制研究[J].岩石力学与工程学报,2018,37(增 1): 3593-3603.
LI Lei, TAN Zhong-sheng. Characteristic and Mechanism Research for Large Deformation Problem in Squeezing-shattered Soft Rock Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 37 (S1): 3593-3603.

[3] 戴永浩,陈卫忠,田洪铭,等.大梁隧道软岩大变形及其支护方案研究[J].岩石力学与工程学报,2015,34 (增 2):4149-4156.
DAI Yong-hao, CHEN Wei-zhong, TIAN Hong-ming, et al. Study of Large Deformation and Support Measures of Daliang Tunnel with Soft Surrounding Rockmass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S2): 4149-4156.

[4] 李鸿博,戴永浩,宋继宏,等.峡口高地应力软岩隧道施工监测及支护对策研究[J].岩土力学,2011, 32(增 2):496-501.
LI Hong-bo, DAI Yong-hao, SONG Ji-hong, et al.

- Construction Monitoring for Xiaokou Soft Rock Tunnel Under High Geostress and Its Supporting Measures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(S2): 496-501.
- [5] 刘高, 张帆宇, 李新召, 等. 木寨岭隧道大变形特征及机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增2): 5521-5526.
LIU Gao, ZHANG Fan-yu, LI Xin-zhao, et al. Research on Large Deformation and Its Mechanism of Muzhailing Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(S2): 5521-5526.
- [6] JTG D70—2004, 公路隧道设计规范[S].
JTG D70—2004, Code for Design of Road Tunnel[S].
- [7] ZHENG K L, YANG X H, CHEN R, et al. Application of a Capillary Crystalline Material to Enhance Cement Grout for Sealing Tunnel Leakage[J]. Construction and Building Materials, 2019, 214: 497-505.
- [8] JTJ042—94, 公路隧道施工技术规范[S].
JTJ042—94, Technical Specifications for Construction of Highway Tunnel[S].
- [9] 罗鑫. 深埋软岩隧道大变形特征及支护措施探讨[D]. 西安: 长安大学, 2016.
LUO Xin. Explore the Deep Soft Rock Tunnel Large Deformation Characteristics and Support Measures[D]. Xi'an: Chang'an University, 2016.
- [10] 周晓军, 高杨, 李泽龙, 等. 地质顺层偏压隧道围岩压力及其分布特点的试验研究[J]. 现代隧道技术, 2006, 43(1): 12-21.
ZHOU Xiao-jun, GAO Yang, LI Ze-long, et al. Experimental Study on the Uneven Rock Pressure and Its Distribution Applied on a Tunnel Embedded in Geologically Bedding Strata[J]. Modern Tunnelling Technology, 2006, 43(1): 12-21.
- [11] 来弘鹏, 谢永利, 杨晓华. 黄土公路隧道受力特性测试[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2005, 25(6): 53-56.
LAI Hong-peng, XIE Yong-li, YANG Xiao-hua. Mechanical Characteristic of Highway Tunnel in Loess[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2005, 25(6): 53-56.
- [12] 晏长根, 罗鑫, 王凯, 等. 深埋软岩大变形偏压公路隧道3层支护结构受力变形特征[J]. 中国公路学报, 2016, 29(2): 98-107.
YAN Chang-gen, LUO Xin, WANG Kai, et al. Deformation and Pressure Characteristics of Three-tier Support Structure in Large Deformation Bias Highway Tunnel with Deep Buried Soft Rock[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, 29(2): 98-107.
- [13] 王晓彤, 丁文琪, 刘学增, 等. 地下洞室围岩压力分配比例研究[J]. 现代隧道技术, 2006, 43(增): 144-147.
WANG Xiao-xing, DING Wen-qi, LIU Xue-zeng, et al. Study on Pressure Distribution Ratio of Surrounding Rock in Underground Caverns[J]. Modern Tunnelling Technology, 2006, 43(S): 144-147.
- [14] 陈雷, 黄德镛, 陈发本. 基于MIDAS/GTS软岩隧道预留变形量的分析研究[J]. 建筑机械化, 2016(9): 45-48.
CHEN Lei, HUANG De-yong, CHEN Fa-ben. Analysis and Research on Soft Rock Tunnel Reserved Deformation Based on MIDAS/GTS[J]. Construction Mechanization, 2016(9): 45-48.
- [15] 丁尧, 王俊, 徐国文. 层状岩体隧道围岩稳定性的数值模拟分析[J]. 成都理工大学学报: 自然科学版, 2019, 46(3): 363-372.
DING Yao, WANG Jun, XU Guo-wen. Numerical Simulation Analysis on the Tunnel Stability in Layered Rock Mass[J]. Journal of Chengdu University of Technology: Science & Technology Edition, 2019, 46(3): 363-372.
- [16] YANG Z F, WANG Z Y, ZHANG L Q, et al. Back-analysis of Viscoelastic Displacement in a Soft Rock Road Tunnel[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, 38(3): 331-341.
- [17] ZHANG S S, WANG Y T, XIAO F, et al. Large-scale Model Testing of High-speed Railway Subgrade Under Freeze-thaw and Precipitation Conditions[J]. Advances in Civil Engineering, 2019(2): 1-14.
- [18] 黄俊, 梁庆国, 岳琳琳, 等. 高地应力软岩隧道不同施工方法数值模拟变形分析研究[J]. 铁道标准设计, 2018, 62(5): 116-119, 128.
HUANG Jun, LIANG Qing-guo, YUE Lin-lin, et al. Numerical Simulation Analysis of High Ground Stress Soft Rock Tunnel Deformation Subject to Different Construction Methods[J]. Railway Standard Design, 2018, 62(5): 116-119, 128.
- [19] SUN J, WANG L G. Numerical Simulation of Grooving Method for Floor Heave Control in Soft Rock Roadway[J]. Mining Science and Technology (China), 2011, 21(1): 49-56.