深埋硬岩隧道卸荷热－力效应及岩爆趋势分析

陈国庆[1]，李天斌[1]，何勇华[1]，蒋良文[2]，付开隆[2]，孟陆波[1]

(1. 成都理工大学 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室，四川 成都 610059；2. 中铁二院工程集团有限责任公司，四川 成都 610031)

摘要：在高地应力和高地温的联合作用下，深埋高地温隧道围岩的变形破坏机制将更加复杂。开展不同温度环境下花岗岩加卸载三轴试验，详细分析试样的应力－应变全过程曲线、力学参数变化特征和宏观破坏类型等随温度的变化规律。试验表明：存在 60 ℃～100 ℃的温度门槛值，当温度未超过此范围门槛值时，随着温度的增加，岩石峰后变形由延性向脆性转换，温度增强了硬岩的脆性破坏；当温度升高时，主要表现为剪切破坏，出现贯穿试件的剪切破坏。在试验基础之上，开展基于有限差分的热－力耦合分析，利用脆性力学模型和能量指标分析隧道的温度作用效应，进行不同地温下隧道开挖后的力学响应，定量对比不同地温条件下隧道塑性区、应力和能量指标，计算结果表明，隧道地温增加将使岩体岩爆烈度增加。计算结果与试验数据相一致，深埋硬岩隧道卸荷的热－力耦合研究对于深埋高地温隧道的设计和施工具有指导意义。

关键词：隧道工程；高地温；岩爆；三轴试验；热－力耦合分析

中图分类号：U 45 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－6915(2013)08－1554－10

THERMO-MECHANICAL COUPLING AND ROCKBURST TENDENCY ANALYSIS OF DEEP HARD ROCK TUNNEL

CHEN Guoqing[1]，LI Tianbin[1]，HE Yonghua[1]，JIANG Liangwen[2]，FU Kailong[2]，MENG Lubo[1]

(1. *State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection，Chengdu University of Technology，Chengdu，Sichuan* 610059，*China*；2. *China Railway Second Engineering Group Co.，Ltd.，Chengdu，Sichuan* 610031，*China*)

Abstract: The failure mechanism of tunnel is more complex under the high geostress and high ground temperature action for deep hard rock tunnel. Loading-unloading triaxial tests on granite under different temperatures were carried out. The complete stress-strain curves of rock，mechanical parameters of rock，and macro failure types under different temperature conditions were analyzed in detail. The results show that there is a temperature threshold value of 60 ℃－100 ℃. The failure is from ductile to brittle with the temperature increase if the temperature does not exceed the threshold value. Temperature enhanced the brittle damage of hard rock. Shear is the dominant failure mode with the temperature increase. Then based on the test，thermo-mechanical coupling calculation was carried out. The thermal effect of excavation unloading for hard rock tunnel was calculated by using a brittle constitutive model and energy release rate index. The mechanical response to tunnel excavation was analyzed under different ground temperatures. The plastic zone，stress index and energy release value were compared quantitatively under different ground temperatures. The calculation showed that temperature increase would make rockburst intensity increase，and shear zone increase. The result of calculation and test data is consistent，and the analysis could benefit the understanding of brittle failure under high ground temperature.

Key words: tunnelling engineering；high ground temperature；rockburst；triaxial test；thermo-mechanical coupling analysis

---

收稿日期：2012－12－03；**修回日期：**2013－01－31

基金项目：国家自然科学基金资助项目(41230635，41002110)；交通运输部西部交通建设科技项目(20113188051090)

作者简介：陈国庆(1982－)，男，博士，2004 年毕业于河海大学水利水电工程专业，现任副教授、硕士生导师，主要从事地质灾害防治和岩石力学方面的教学与研究工作。E-mail：chgq1982@126.com。通讯作者：李天斌(1964－)，男，博士，现任教授。E-mail：ltb@cdut.edu.cn

1　引　言

目前，高地温环境下的深埋隧道岩石力学问题，已成为岩石力学的热点之一。我国西南地区地质构造复杂、新构造运动和地热环境活跃，兴建的大量铁路、公路深埋隧道将经受高地温环境的困扰。深埋硬岩隧道还将经受高应力作用下的岩爆灾害。拟建的泛亚铁路网重点工程云南大理—瑞丽铁路线全长 34.5 km，将穿越地热环境活跃的高黎贡山，隧道选线最大主应力为 15～28 MPa，最高温度高达 50 ℃，因此，高黎贡山隧道属高地应力、高地热隧道，隧道将遇到岩爆、高地温及等温度－应力耦合作用的困扰。因此，需要深入研究高应力、高地温环境下的深埋硬岩隧道岩石力学行为。

温度对岩石的作用效应概括为两方面：一是温度对基本力学参数的作用影响；二是温度作用引起的破坏形式改变。如：许锡昌和刘泉声[1]研究了 20 ℃～600 ℃的花岗岩在单轴压缩下的主要力学参数随温度的变化规律，提出 75 ℃，200 ℃分别是力学参数的门槛值；L.Y. Zhang 等[2]探讨了从室温至 800 ℃下 3 种硬岩的峰值强度、峰值应变和弹性模量的变化规律；J. S. O. Lau 和 R. Jackson[3]研究了较低围压下花岗岩的弹性模量、泊松比、抗压强度随温度的变化规律；吴 刚等[4]研究了常温～800 ℃温度作用下，大理岩的应力－应变全过程等随温度的变化情况。

在温度对岩石破坏形式改变方面：Q. X. Lin 等[5]通过声发射监测了花岗岩强度随时间的降低规律和微观破坏机制。李建林等[6]通过三轴卸荷试验认为，高温烘烤后岩样的抗拉强度出现了明显降低。张志镇等[7]在实时高温对花岗岩进行单轴压缩和断口电镜扫描试验，并指出高温后岩样冲击倾向性减弱，破坏机制呈现脆性向延性转变的趋势。李鹏举等[8-9]通过 25 ℃～1 300 ℃的温度试验证明温度的升高使硬岩从脆性向延性转化。

在热－力计算分析方面：S. Y. Li 等[10]根据温度对岩土的损伤试验，基于 Mohr-Coulomb 准则提出了岩土材料的统计损伤本构模型。陈益峰等[11]基于均匀化方法给出低孔隙率脆性岩石在热－力耦合荷载作用条件下的各向异性损伤模型和有效热传导特性模型。J. C. Andersson 和 C. D. Martin[12]与 H. X. Lan 等[13]分别利用有限元和 UDEC 分析了瑞典 ASPO 试验巷道的热－力响应。

综上所述，目前关于温度对硬岩力学特征的研究主要集中在对力学参数变化规律方面，而隧道开挖卸荷路径下温度和应力耦合作用下岩石的卸荷力学试验研究较少，热－力耦合力学模型也较少考虑高应力隧道岩爆的特殊力学特征。

因此，本文开展了不同温度下的三轴卸加载岩石力学试验，揭示高地温隧道开挖卸荷力学响应，并进行了硬岩隧道脆性破坏的热－力计算，计算表明增温加强了隧道的脆性破坏程度，破坏类型以剪破坏为主。研究成果可有助于高地温深埋硬岩隧道的稳定性分析。

2　硬岩热－力效应的加卸载三轴试验

2.1　试验设备和方法

实时高温下花岗岩试验采用力－热耦合环境的 MTS815 型程控伺服刚性试验机(见图 1)，可进行温度－因素的岩石力学试验测试。该仪器从美国 MTS 公司引进，具有性能稳定、控制精度高、测试数据准确等特点。MTS815 型程控伺服刚性试验机与之配套的高温炉施加的温度范围为常温～200 ℃，可满足高地温隧道的岩石力学试验。



图 1　含温度环境的 MTS815 岩石力学试验机

Fig.1　MTS815 rock mechanics testing machine containing temperature environment

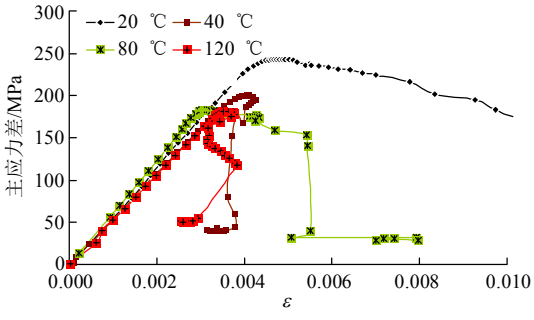
本试验所用花岗岩岩样采自大理到瑞丽铁路线高黎贡山越岭段，深度大概为 677～682 m，主要为黑云母花岗岩。试件为直径 5 cm，高 10 mm 的圆柱体。用磨片机及砂纸对试件的两端进行仔细研磨，

使上、下表面平行度在 0.05 mm 以内，表面平面度在 0.02 mm 以内，高度精确到 1.00 mm。花岗岩在常温下平均密度为 2.65 g/cm^3，平均单轴抗压强度为 90.0 MPa。

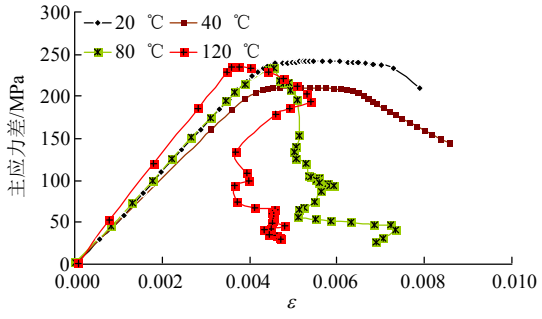
深埋硬岩隧道开挖后经历了强烈的卸荷应力路径和应力重分布，主要表现为最大主应力上升，最小主应力下降。因此，在试验中采用卸载围岩、增加轴压的三轴试验方法来模拟深埋硬岩隧道开挖后的力学行为。试验温度设置为 20 ℃，40 ℃，80 ℃，120 ℃四个等级，并按 2 ℃/min 的升温速度加热到预定温度后保持恒温 3 h，以保证试样与炉腔温度一致。试验采用 ISRM 推荐的方法，加载速率用位移控制。进行不同围压(15，20，25，30 MPa)下峰前卸围压试验：以 0.1 MPa/s 的速率卸载 σ_3 且同时以 0.1 MPa/s 的速率增加 σ_1 至岩样破坏。

2.2 不同温度下变形破坏特征

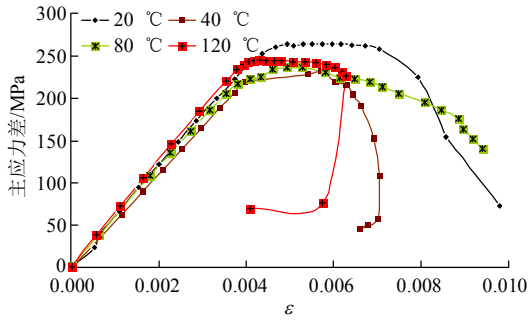
在不同温度下的应力－应变曲线如图 2 所示，从图 2 可以看出，相同围压下，在峰前加载阶段，高温时的曲线斜率较低温时要陡，试样轴向应变的增长速率随着温度的升高而增大。不同温度环境下岩石的峰值强度有较小差异，随着温度的增加，岩石的峰值强度略有下降。峰后的应力－应变曲线更能反映出岩石的变形破坏特征，随着温度的增加，岩石的峰后变形由延性向脆性转换，高温下岩石的脆性跌落明显，峰后曲线由 I 型向 II 型转换，表明随着温度的增加，岩石的脆性破坏特性增强。



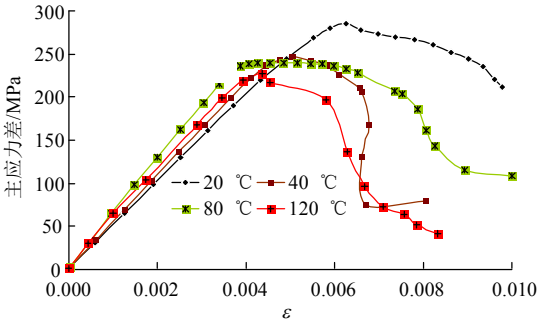
(a) 围压 15 MPa



(b) 围压 20 MPa



(c) 围压 25 MPa



(d) 围压 30 MPa

图 2　不同温度下的应力－应变曲线

Fig.2　Stress-strain curves under different temperatures

2.3 峰后力学参数变化特征

由三轴试验确定岩样的抗剪强度参数，以轴压 σ_1 为纵坐标，以围压 σ_3 为横坐标，将各试件破坏时的试验数据标绘在该坐标系中，用数学关系式 $\sigma_1 = a\sigma_3 + b$ 表示(见图 3)，分析不同温度环境的下的抗剪切参数(黏聚力 c 和内摩擦角 φ)与设计围压的关系。

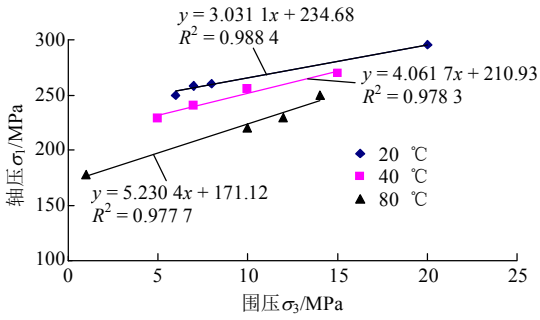


图 3　不同温度下花岗岩轴压－围压关系

Fig.3　Relation between axial stress and confining pressure of granite under different temperatures

根据 Mohr-Coulomb 强度准则及 a，b 在直线中的物理意义，可以按下式推算出岩石的强度参数：

$$\sin\varphi = \frac{a-1}{a+1} \tag{1}$$

$$c = \frac{b(1-\sin\varphi)}{2\cos\varphi} \tag{2}$$

表 1 为不同温度下花岗岩抗剪强度参数，从表 1 可以看出，80 ℃时岩样破坏时黏聚力比 20 ℃时减小了 45%，而内摩擦角增大了 42%。分析表明，试样破坏时主应力差($\sigma_1-\sigma_3$)峰值点对应的黏聚力随着温度的升高而减小，内摩擦角随着温度的升高而增大，即在岩石脆性破坏过程中出现黏聚力弱化、内摩擦角增加的力学特征。

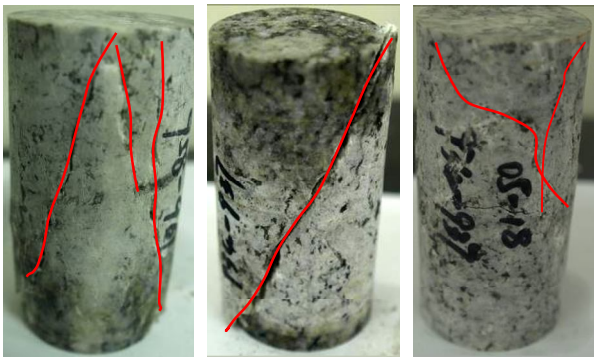
表 1　不同温度下花岗岩抗剪强度参数

Table 1　Shear strength parameters of granite under different temperatures

试验温度/℃	a	b	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 φ/(°)	相关系数 R
20	3.0	234.7	67.7	30.0	0.9
40	4.1	211.1	52.1	37.4	0.9
80	5.2	171.1	37.5	42.6	0.9

2.4　花岗岩宏观破坏分析

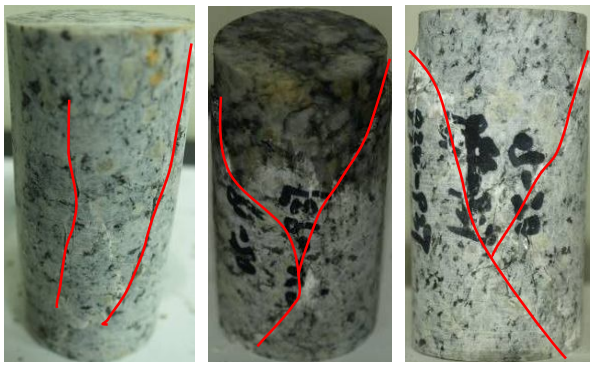
图 4～7 为不同围压和不同温度下岩样破坏类型。从试件破坏形迹可知，在常温 (20 ℃)下，不同围岩下岩石破坏类型有差异，在低围压下岩石以张性劈裂破坏为主(见图 4(a))，随着围岩升高向延性



(a) 20 ℃　　(b) 40 ℃　　(c) 80 ℃

图 4　15 MPa 围压时岩样破坏类型

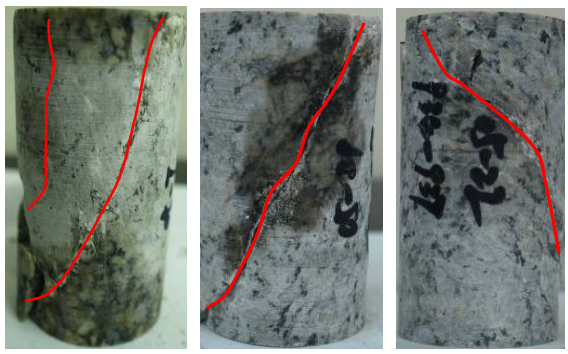
Fig.4　Failure types of rock sample when confining pressure is 15 MPa



(a) 20 ℃　　(b) 40 ℃　　(c) 80 ℃

图 5　20 MPa 围压时岩样破坏类型

Fig.5　Failure types of rock sample when confining pressure is 20 MPa



(a) 20 ℃　　(b) 40 ℃　　(c) 80 ℃

图 6　25 MPa 围压时岩样破坏类型

Fig.6　Failure types of rock sample when confining pressure is 25 MPa



(a) 20 ℃　　(b) 40 ℃　　(c) 80 ℃

图 7　30 MPa 围压时岩样破坏类型

Fig.7　Failure types of rock sample when confining pressure is 30 MPa

剪破坏过渡(见图 7(a))。由图 4～7 可知，温度对岩石的张剪破裂特性也有热作用效应。在低温下主要为张性和剪性破坏，试件上出现由拉伸应变引起的竖向劈裂裂缝，随着温度的增加，剪切成分占据很大成分，80 ℃时，图 4(c)和 5(c)有贯穿共轭 X 型剪切裂缝，图 7(c)有明显剪切面及次级剪切面。试样破坏时伴随巨大声响，表现出明显的脆性破坏特征。

试验表明，在加卸载试验中，剪切占据很大成分。随着围压的增大，向剪切破坏的趋势明显，当温度升高时，主要表现为剪切破坏，出现贯穿试件的单面剪切，张性破坏成分较少。

3　深埋隧道热－力计算方法选取

3.1　有限差分法热－力耦合计算原理

岩石的热传导理论方程为

$$k_x\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}+k_y\frac{\partial^2 T}{\partial y^2}+k_z\frac{\partial^2 T}{\partial z^2}+Q=\rho c\frac{\partial T}{\partial t} \tag{3}$$

式中：k_x，k_y，k_z 分别为 x，y，z 向热传导系数；Q 为单位时间内释放出来的热量；ρ 为密度；c 为

比热。

由温度引起的应力改变量为

$$\Delta\sigma_{ij} = -3\alpha K\delta_{ij}\Delta T \tag{4}$$

式中：α 为热膨胀系数，K 为体积模量，δ_{ij} 为 Kronecker 符号，ΔT 为温度改变量。

式(3)，(4)表明，热－力耦合作用主要通过能量转换、热胀和热－力参数之间的相互耦合表现出来。

在 FLAC^{3D} 中，有 2 种热－力耦合计算方法：

方法①：只开启热计算模块，由式(4)进行热应力计算，待热模块计算平衡后再开启应力模块计算；

方法②：同时开启热和应力计算模块，在有限差分的每步平衡中进行热应力和开挖卸荷应力计算。

下面将分别通过弹性和弹塑性 2 种力学模型的计算，确定适用于高地温下隧道开挖卸荷过程的热－力耦合计算方法。

3.2　弹性模型的热－力耦合分析

隧道计算模型如图 8 所示，隧洞直径为 3.5 m，采用准三维的薄层网格模型，计算网格尺寸为 40 m×40 m×2 m，单元数为 2 800，节点数为 5 602。隧道地应力为：σ_1 = 60 MPa，σ_2 = 45 MPa，σ_3 = 11 MPa。假定地温 80 ℃为隧道温度，隧道开挖后由于通风降温等物理作用，洞壁周边温度设为常温 20 ℃。计算中采用的热－力参数见表 2。

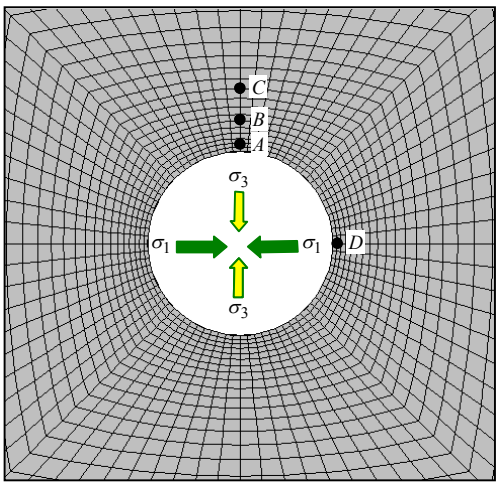


图 8　隧道计算模型

Fig.8　Calculation model of tunnel

表 2　岩体物理力学参数

Table 2　Physico-mechanical parameters of rock mass

密度/(kg·m^{-3})	弹性模量/GPa	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/MPa
2 700	60	0.25	30	30
抗拉强度/MPa	**剪胀角/(°)**	**比热容/(J·(kg·℃)$^{-1}$)**	**热传导系数/(W·(m·℃)$^{-1}$)**	**热膨胀系数/(10^{-6} ℃$^{-1}$)**
10	20	800	2	6

弹性模型的 2 种热－力耦合计算方法的计算结果见表 3，从 3 个计算测点(见图 8)的应力和位移指标可见，对于弹性模型，2 种计算方法的计算结果基本相同，即力学卸荷作用和温度作用对隧洞围岩变形和应力的影响是相互独立的。因此，当采用弹性模型时，热－力作用可分开求解。

表 3　弹性模型热－力耦合计算结果

Table 3　Thermo-mechanical coupling results for elastic model

测点编号	热－力耦合计算方法	最大主应力 σ_1 /MPa	最小主应力 σ_3 /MPa	位移/mm
A	方法①	128.7	7.9	0.4
	方法②	128.5	7.9	0.3
B	方法①	86.4	18.5	0.3
	方法②	86.4	18.4	0.3
C	方法①	66.2	15.0	0.1
	方法②	66.1	15.0	0.1

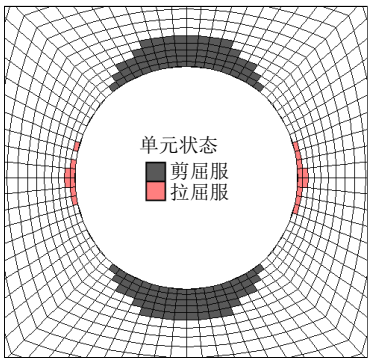
3.3　弹塑性模型的热－力耦合分析

弹塑性模型采用 M-C 准则，力学参数见表 2，2 种计算方法的计算结果见表 4，从 3 个测点的应力和位移指标可见，对于弹塑性模型 2 种热－力耦合计算方法存在较大差别。图 9 分别为未考虑温度效应和考虑温度效应时方法①和②的塑性区分布，从计算结果可以看出，隧道温度改变引起岩石热应力，热－力耦合计算获得的塑性区范围比无温度效应开挖大，但方法①的塑性区不符合实际规律。因此，弹

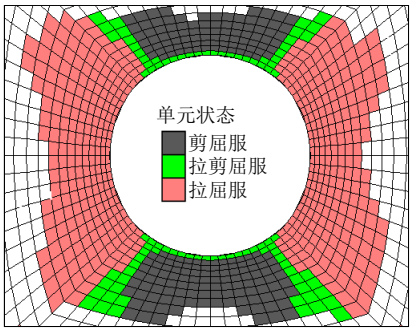
表 4　弹塑性模型热－力耦合计算结果

Table 4　Thermo-mechanical coupling results for elastoplastic model

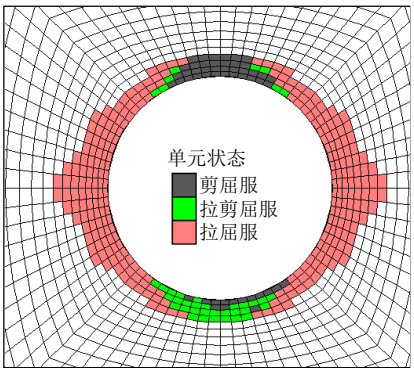
测点编号	热－力耦合计算方法	最大主应力 σ_1 /MPa	最小主应力 σ_3 /MPa	位移/mm
A	方法①	79.2	1.8	0.3
	方法②	98.1	6.1	0.4
B	方法①	107.5	20.9	0.8
	方法②	92.8	22.5	0.5
C	方法①	71.5	19.5	0.4
	方法②	67.2	17.2	0.1



(a) 未考虑温度效应



(b) 方法①



(c) 方法②

图 9　不同计算方法的塑性区对比

Fig.9　Plastic zone contrast under different calculation methods

塑性模型的热－力耦合计算，应采用方法②的计算模式，即在有限差分每步平衡中，同时开启热和应力计算模块，进行增温引起的热应力和开挖卸荷应力的耦合迭代计算。

4　硬岩隧道热－力效应计算及岩爆分析

4.1　三轴试验的数值计算验证

根据前述分析，本节利用方法②的热－力耦合计算方式，应用能反映硬岩脆性破坏的 RDM 力学模型[14]进行隧道的力学行为计算，结合具有脆性破坏评价特征的能量指标[15]，定量分析岩爆等脆性破坏的温度效应。

理想弹塑性模型主要表现为岩石产生屈服后力学参数不变，而 RDM 力学模型作为一种特殊的弹塑性力学模型，屈服准则仍为 M-C 准则，主要通过改变岩石屈服后的本构关系模拟岩体破损过程中应力与应变改变特点，能反映岩体破损过程中塑性和脆性演化，所以，该模型是一典型的弹脆塑性模型。在 RDM 力学模型中，岩体力学参数是随等效塑性应变发生变化的，故在模型的弹性阶段，模型参数值是稳定的，其应力－应变曲线是线性的；进入屈服阶段后，模型参数即发生了劣化改变，故应力－应变曲线表现出明显的应力跌落过程；当塑性应变达到临界塑性应变后，模型参数劣化到稳定值，应力－应变曲线表现为塑性流动(见图 10)。

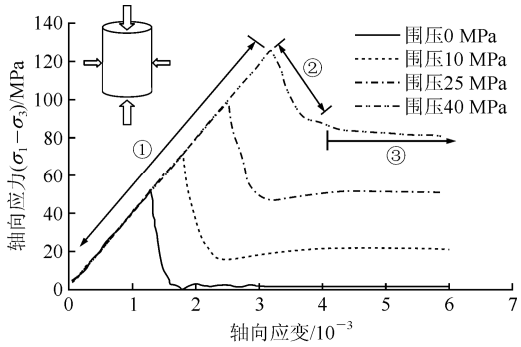


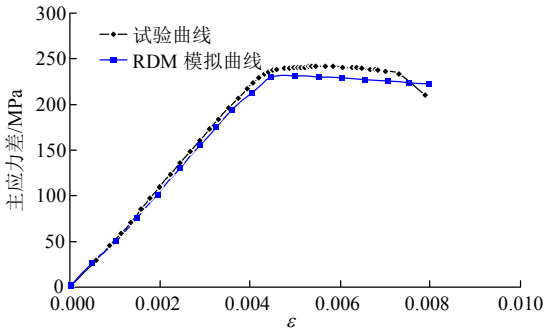
图 10　RDM 典型弹脆塑性应力－应变曲线[14]

Fig.10　Typical stress-strain curves of RDM[14]

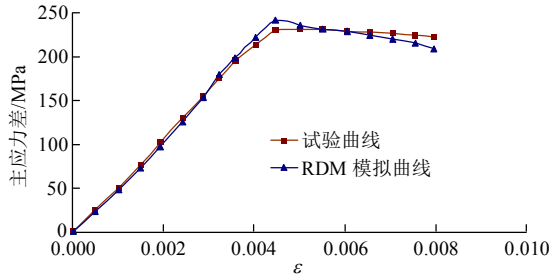
RDM 力学模型能较好地模拟不同环境下岩石峰后的应力－应变特性，如低围压下的脆性破坏向高围压的塑性转换。同理，该模型也可以模拟出不同温度环境下的岩石塑性、脆性破坏的力学特征。

关于温度对硬岩力学特性的影响已经开展过大量研究。在较低的温度范围内(如 20 ℃～60 ℃)，岩石的基本物理力学性质不受温度影响。许锡昌[1]通过试验研究发现 75 ℃，200 ℃分别是花岗岩弹性模量和单轴抗压强度的门槛温度。吴 刚等[4]在试验中发现，在 400 ℃以内，温度对石灰岩等硬岩的物理力学性质影响不大。隧道的温度范围一般不超过 100 ℃，因此，花岗岩隧道的基本力学参数和热－力学参数基本保持不变，本文设定热－力耦合分析中花岗岩力学参数保持恒定。

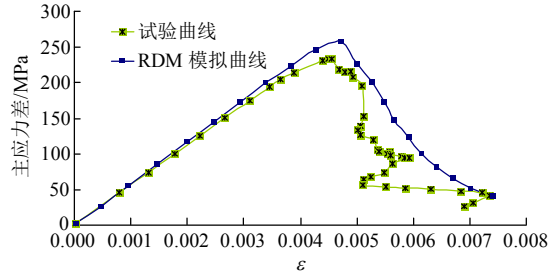
为验证 RDM 力学模型分析不同温度环境下岩石的力学行为特征，对三轴力学试验结果进行验证。以围压 20 MPa 为例，分析不同温度环境下岩石的应力－应变特征。将温度分别为 20 ℃，40 ℃，80 ℃，120 ℃的花岗岩三轴试验全过程曲线与 RDM 力学模型模拟曲线进行对比(见图 11)。以 20 ℃环境下的应力－应变曲线为基准，通过拟合力学参数使 20 ℃环境下的应力－应变曲线吻合(见图 11(a))，然后基于 20 ℃环境下相同的力学参数利用热－力耦合分析分别模拟 40 ℃，80 ℃和 120 ℃环境下的应力－应变力学行为，分析可见 RDM 力学模拟曲线与试验曲线吻合较好，表明该模型可以反映花岗岩屈服后的脆性跌落。



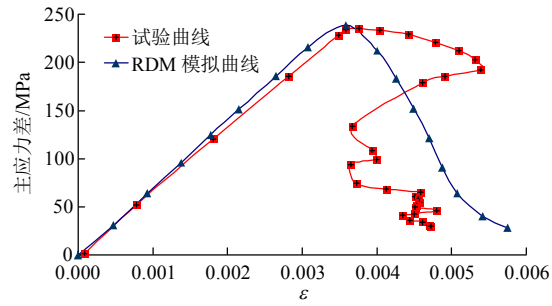
(a) 20 ℃



(b) 40 ℃



(c) 80 ℃



(d) 120 ℃

图 11　不同温度环境下试验曲线与 RDM 模拟曲线对比

Fig.11　Contrast between RDM modeling curve and rock experiment curve under different temperatures

上述计算表明，利用 RDM 力学模型能够较好地模拟岩石峰后的力学行为和温度导致的脆性变化，在此基础上，进一步分析不同地温下隧道开挖后岩爆烈度的对比。

4.2　不同地温下隧道岩爆烈度对比分析

为分析不同初始地温条件下硬岩脆性破坏的温度作用效应，隧道温度计算范围定为 20 ℃～60 ℃，分别计算了 20 ℃，30 ℃，40 ℃，50 ℃和 60 ℃五种工况下深埋硬岩隧道的脆性破坏特征，隧道开挖后围岩温度保持不变。根据式(4)，由于只有温差才会引起应变和应力，不同初始地温的隧道开挖后破坏特征无差别。因此，在计算中近似假定模型外边界的温度为 20 ℃，而隧洞边界温度分别为上述 5 种工况，由此分析不同地温条件下隧道开挖卸荷的破坏特征。

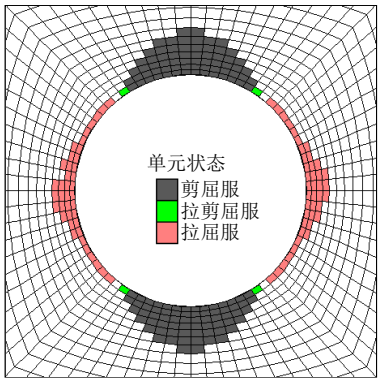
采用 RDM 脆性力学模型主要力学参数见表 5，热－力学参数同表 2。

表 5　硬岩脆性力学模型主要力学参数

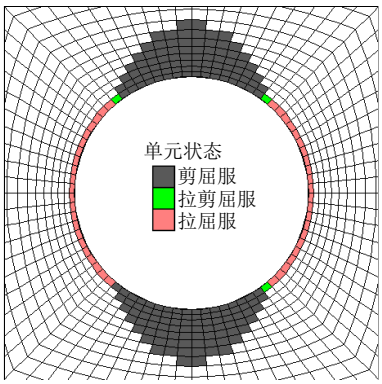
Table 5　Main mechanical parameters of hard rock

黏聚力临界塑性应变	摩擦角临界塑性应变	黏聚力/MPa		摩擦角/(°)	
		初始 c_0	残余 c_r	初始 φ_0	残余 φ_r
3×10^{-3}	5×10^{-3}	50	15	5	48

图 12 给出了 20 ℃，60 ℃地温时隧道开挖后的塑性区分布图，计算表明，随隧道温度的升高，隧道顶拱的剪破坏增多，而侧墙拉破坏区面积减少。剪破坏区主要分布在垂直于 σ_1 方向的洞顶区域，拉破坏区域主要分布在平行于 σ_1 的隧道侧边墙。计算结果表明，围岩脆性破坏多发生在与隧洞 σ_1 呈近似垂直的方向上，温度增加会使该方向的脆性剪切破



(a) 20 ℃地温时



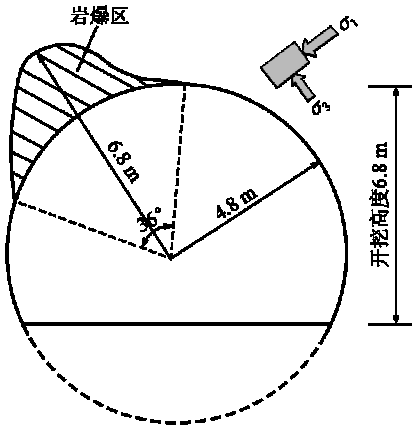
(b) 60 ℃地温时

图 12　隧道开挖后塑性区分布图

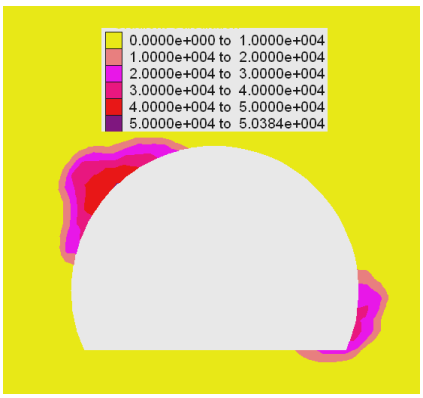
Fig.12　Distribution of plastic zone after tunnel excavation

坏增多，且剪破坏单元的增幅大于拉破坏单元减幅。计算获得的拉剪破坏特征与三轴试验岩样破坏规律一致，即当温度升高时，主要表现为剪切破坏，出现贯穿试件的剪切破坏。

为定量评价温度对岩爆等脆性破坏的影响程度，采用能量密度指标 *LERR* 分析了不同地温下围岩的能量释放量。*LERR* 能较好反映围岩脆性破坏的强弱程度和影响范围，通过太平驿水电站引水隧洞、拉西瓦水电站地下洞室等高应力地区硬岩隧道的脆性破坏计算分析[15]，验证了该指标的有效性和适用性。如图 13 所示，*LERR* 能较好地反映现场岩爆破坏区，并能通过该指标的大小反映岩爆的强弱程度。因此，*LERR* 云图能反映脆性破坏的范围和强弱程度。



(a) 实测岩爆破坏区

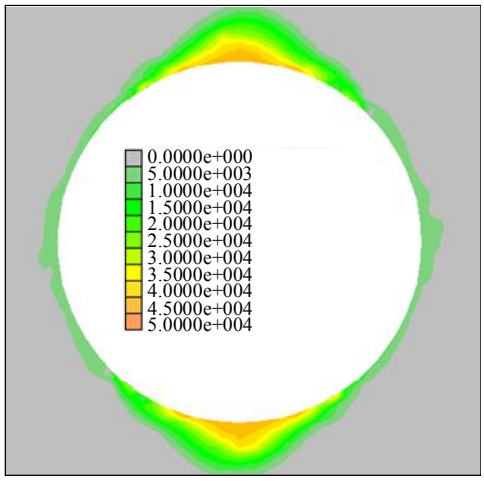


(b) *LERR* 指标示意图(单位：J/m^3)

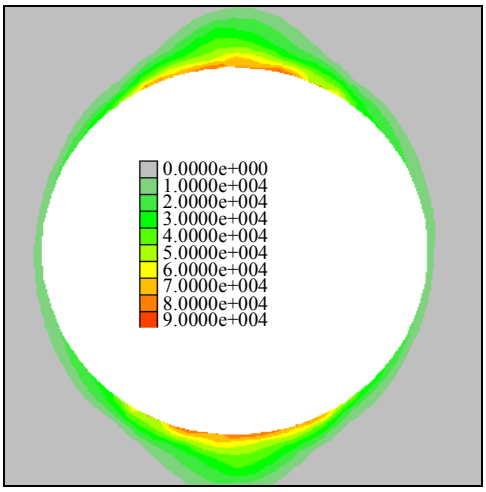
图 13　太平驿水电站引水隧洞岩爆形状[15]

Fig.13　Observed failure zone of Taipingyi tunnel[15]

图 14 分别为 20 ℃和 60 ℃时隧道开挖后 *LERR* 分布图，20 ℃地温时隧道开挖后 *LERR* 最大值为 50 kJ/m^3，60 ℃地温时隧道开挖后 *LERR* 最大值为 90 kJ/m^3，增加近 80%。*LERR* 最大值也发生在隧道顶拱，即垂直于σ_1方向的洞顶剪切破坏区域，在隧道侧墙拉破坏区域的 *LERR* 值在 15 kJ/m^3 左右，洞



(a) 20 ℃地温时



(b) 60℃地温时

图 14　隧道开挖后 *LERR* 分布图(单位：J/m^3)

Fig.14　*LERR* distribution after tunnel excavation(unit：J/m^3)

顶剪切区的脆性破坏程度远大于侧墙拉破坏区域。*LERR* 计算结果表明，隧道温度的增加，围岩将聚集和释放更多能量，岩石脆性破坏程度增加，高地温条件下深埋硬岩隧道岩爆烈度增强。

图 15 为 20 ℃，40 ℃，60 ℃地温下 *A* 点 *LERR* 演化，能量密度值由 *LERR* 指标获得。从图 15 可以看出，当地温从 20 ℃上升至 60 ℃时，能量密度曲线表现为明显的脆性破坏趋势，60 ℃地温时，*A* 点能量密度快速从峰值跌落至峰谷，高温环境下 *A* 点的脆性跌落特性更为明显，能量密度变化特征表明，随着地温的升高，围岩的脆性破坏更为强烈。计算也表明，本文采用的 RDM 力学模型和能量计算指标能较好地反映出深埋硬岩隧道的脆性破坏特征。

4.3　温度作用下硬岩隧道脆性破坏机制

图 16 为不同地温下隧道最大主应力分布图，

20 ℃地温时 σ_1 最大值为 120 MPa(图 16 虚线)，

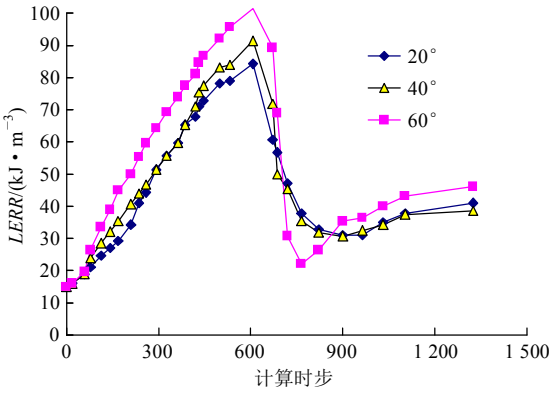


图 15　不同地温下 *A* 点 *LERR* 演化

Fig.15　*LERR* evolution of point *A* under different ground temperatures

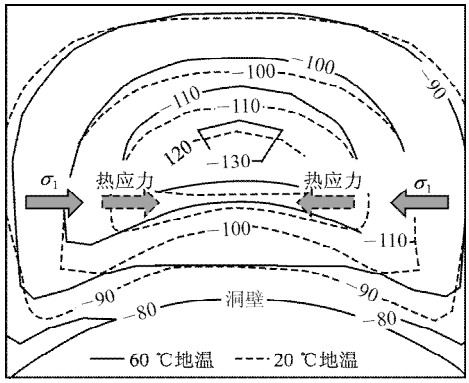


图 16　不同地温下隧道最大主应力分布图(单位：MPa)

Fig.16　Major principal stress of tunnel under different ground temperatures(unit：MPa)

60 ℃地温时 σ_1 最大值为 130 MPa(图 16 实线)。由式(4)可得，温度的增加导致硬岩产生附加的热应力，使围岩的应力集中程度增加，因此，温度增加会加剧高应力条件下围岩的脆性破坏程度。

表 6 为顶拱 *A* 点的主应力值变化情况，随着隧道温度的增加，*A* 点的 σ_1 值增加，从 89 MPa 增加到 100 MPa，而 σ_3 值基本不变，主应力值的增大导致洞壁周边处于双向应力集中状态，进而使垂直于 σ_1 方向的洞壁围岩体出现脆性破坏现象。

表 6　不同地温下 *A* 点主应力值变化

Table 6　Principal stresses of point *A* under different ground temperatures

温度/℃	σ_1 /MPa	σ_3 /MPa
20	89	4
30	92	5
40	94	5
50	96	5
60	100	5

图 17 为不同地温下隧道 *D* 点的应力状态示意图，从图中可以看出，温度上升后，最大和最小主

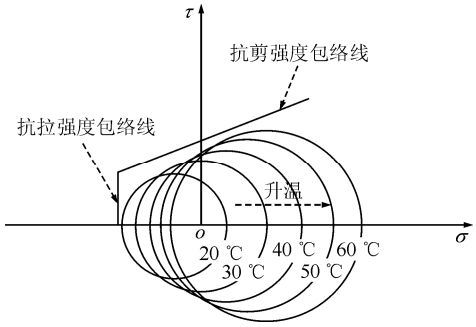


图 17　不同地温下 *D* 点应力状态变化示意图(单位：MPa)

Fig.17　Change of stress state of point *D* under different ground temperatures(unit：MPa)

应力都增大，应力圆半径增大，应力圆倾向于抗剪强度包络线，在 60 ℃地温时，应力圆最接近于抗剪强度包络线，而当地温为 20 ℃时，应力圆远离抗剪强度包络线，并靠近抗拉强度包络线。应力状态表明，在升温过程中引起的热应力使得隧道洞壁围岩剪破坏增多而拉破坏减少，相反，降温使得拉破坏增多。

从细观角度分析，岩体内部都存在微裂隙(见图 18(a))；微裂隙接触表面上的法向应力小于围压，因而当岩体受外界作用时裂隙产生扩展，从而导致岩体的有效黏聚力降低(见图 18(b))。当岩体受到温度荷载产生附加热应力时，增加的热应力实际上增大了裂隙面的法向作用力。根据 M-C 准则的基本原理，附加热应力增加了岩体内部的有效摩阻力，在宏观上体现为有效内摩擦角增大。因此，受温度荷载作用时岩体宏观力学参数表现为如表 1 所示的演化规律，即黏聚力 *c* 是随应变降低而内摩擦角 φ 是随应变增大的演化规律。

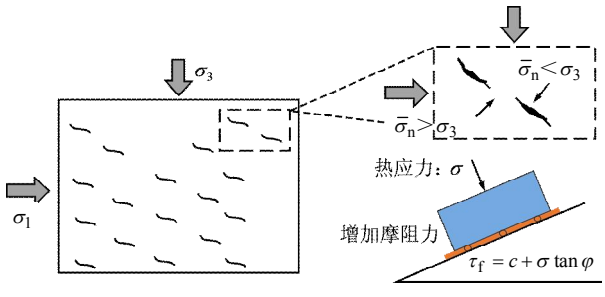


图 18　岩石强度参数与温度变化过程示意图

Fig.18　Relationship between rock strength parameters and temperature transformation

5　结　论

(1) 不同温度环境下的三轴加卸载试验表明，

存在 60 ℃～100 ℃的温度门槛值，当温度未超过此范围门槛值时，随着温度的增加，岩石的峰后变形由延性向脆性转换。

(2) 在升围压卸围压试验中，随着围压的增大，向剪切破坏的趋势明显；当温度升高时，主要表现为剪切破坏，出现贯穿试件的剪切破坏。

(3) 随着隧道地温的升高，温度梯度将使围岩聚集更多能量，硬岩脆性破坏程度也相应增加，高地温条件下深埋硬岩隧道较常温条件下岩爆烈度增强。研究成果可用于隧道开挖前的岩爆烈度预测。

致谢　感谢成都理工大学优秀创新团队培养计划、中青年骨干教师培养计划的大力支持。试验得到四川大学水利水电学院徐 进教授、刘建锋副教授的大力指导，同时感谢成都理工大学环境与土木工程学院研究生马宏敏、阴红宇等在试验数据处理方面的工作。

参考文献(References)：

[1] 许锡昌，刘泉声. 高温下花岗岩基本力学性质初步研究[J]. 岩土工程学报，2000，22(3)：332－335.(XU Xichang，LIU Quansheng. A preliminary study of basic mechanical properties for granite at high temperature[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2000，22(3)：332－335.(in Chinese))

[2] ZHANG L Y，MAO X B，LU A H. Experimental study on the mechanical properties of rocks at high temperature[J]. Science in China(Series E)：Technological Sciences，2009，52(3)：641－646.

[3] LAU J S O，JACKSON R. The effects of temperature and water-saturation on mechanical properties of Lac duBonnet pink granite[C]// The 8th International Congress on Rock Mechanics. Tokyo，Japan：A. A. Balkema，1995：1 167－1 172.

[4] 吴　刚，王德咏，翟松韬，等. 高温下大理岩力学性质的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报，2012，31(6)：1 237－1 244.(WU Gang，WANG Deyong，ZHAI Songtao，et al. Test research on mechanical properties of marble under high temperature[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2012，31(6)：1 237－1 244.(in Chinese))

[5] LIN Q X，LIU Y M，THAM L G. Time-dependent strength degradation of granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences，2009，46(7)：1 103－1 114.

[6] 李建林，陈　星，党　莉，等. 高温后砂岩三轴卸荷试验研究[J]. 岩石力学与工程学报，2011，30(8)：1 587－1 595.(LI Jianlin，CHEN Xing，DANG Li，et al. Triaxial unloading test of sandstone after high temperature[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2011，30(8)：1 587－1 595.(in Chinese))

[7] 张志镇，高　峰，徐小丽. 花岗岩力学特性的温度效应试验研究[J]. 岩土力学，2011，32(8)：2 346－2 352.(ZHANG Zhizhen，GAO Feng，XU Xiaoli. Experimental study of temperature effect of mechanical properties of granite[J]. Rock and Soil Mechanics，2011，32(8)：2 346－2 352.(in Chinese))

[8] 李鹏举，冯光明，李守彦，等. 温度影响下大理岩脆塑性转换的机制分析[J]. 煤炭科学技术，2010，38(9)：23－25.(LI Pengju，FENG Guangming，LI Shouyan，et al. Analysis of fragility plasticity conversion mechanism of marble under temperature influences[J]. Coal Science and Technology，2010，38(9)：23－25.(in Chinese))

[9] 万志军，赵阳升，董付科，等. 高温及三轴应力下花岗岩体力学特性的实验研究[J]. 岩石力学与工程学报，2008，27(1)：72－77.(WAN Zhijun，ZHAO Yangsheng，DONG Fuke，et al. Experimental study on mechanical characteristics of granite under high temperatures and triaxial stresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2008，27(1)：72－77.(in Chinese))

[10] LI S Y，LAI Y M，ZHANG S J. An improved statistical damage constitutive model for warm frozen clay based on Mohr-Coulomb criterion[J]. Cold Regions Science and Technology，2009，57(2)：154－159.

[11] 陈益峰，李典庆，荣　冠，等. 脆性岩石损伤与热传导特性的细观力学模型[J]. 岩石力学与工程学报，2011，30(10)：1 959－1 969.(CHEN Yifeng，LI Dianqing，RONG Guan，et al. A micromechanical model for damage and thermal conductivity of brittle rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2011，30(10)：1 959－1 969.(in Chinese))

[12] ANDERSSON J C，MARTIN C D. The ASPO pillar stability experiment：part II—rock mass response to coupled excavation-induced and thermal-induced stresses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences，2009，46(5)：879－895.

[13] LAN H X，MARTIN C D，ANDERSSON J C. Evolution of in situ rock mass damage induced by mechanical-thermal loading[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering，2013，46(1)：153－168.

[14] 江　权，冯夏庭，陈国庆. 考虑高地应力下围岩劣化的硬岩本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报，2008，27(1)：144－152.(JIANG Quan，FENG Xiating，CHEN Guoqing. Study of constitutive model of hard rock considering surrounding rock deterioration under high geostresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2008，27(1)：144－152.(in Chinese))

[15] 苏国韶，冯夏庭，江　权，等. 高地应力下地下工程稳定性分析与优化的局部能量释放率新指标研究[J]. 岩石力学与工程学报，2006，25(12)：2 453－2 460.(SU Guoshao，FENG Xiating，JIANG Quan，et al. Study on new index of local energy release rate for stability analysis and optimal design of underground rock mass engineering with high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and

Engineering，2006，25(12)：2 453－2 460.(in Chinese))