

# 基于梁柱稳定理论的深埋隧洞岩爆破坏 及孕育机理研究\*

肖建清<sup>1,2</sup>, 杨玉东<sup>1</sup>, 冯夏庭<sup>2</sup>

(1. 安阳师范学院建筑工程学院, 河南 安阳 455000;

2. 中国科学院武汉岩土力学研究所、岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071)

**摘要:** 深埋隧洞中岩爆轴向位置的确定以及破坏机理的研究是岩爆灾害预测和防治的理论基础。根据深埋长大隧洞围岩的结构、受力以及变形特点,建立了梁柱力学模型。在弹性范围内,运用力法,求解了该一次超静定梁柱的挠曲线方程和转角方程,得出了临界力的解析表达式。以锦屏 II 级水电站的松动圈实测数据为依据,给出了梁柱模型截面尺寸的确定方法,计算了围岩各部位存在稳定性问题的临界长度值以及达到临界稳定状态的特征长度值。最后,给出了深埋隧洞坑状岩爆的演化模型,分析了掌子面推进过程中,开挖卸荷、动力扰动等对于裂纹的萌生和扩展、围岩结构的形态和稳定性以及岩爆破坏模式的影响。

**关键词:** 深埋隧洞; 岩爆机理; 稳定理论; 梁柱模型

**中图分类号:** TV554 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2014)02-0203-08

## Rock Burst Damage and Generation Mechanism in Deep Tunnel Based on Beam-column Stability Theory

XIAO Jian-qing<sup>1,2</sup>, YANG Yu-dong<sup>1</sup>, FENG Xia-ting<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Anyang Normal University, Anyang 455000, China;

2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

**Abstract:** The study of rock burst position and failure mechanism along the axial direction can provide basic information for the prediction and precaution of rock burst in deep tunnel. The beam-column mechanical model was established based on structure, stress and deformation features of the surrounding rock in deep tunnel. By using the elastic theory and force method, the deflection and slope equations for the first order statically indeterminate beam-column were derived, and the analytical expression for critical force calculation was presented. On the basis of the measured data of the excavation disturbed zone (EDZ) in the tunnel of JinPing II hydropower station, the method for section size determination in beam-column model was provided. The critical lengths, beyond which the stability issue must be taken into account, and the characteristic lengths, at which the critical state of stability is reached, for the surrounding rock were calculated. Finally, a conceptual model representing the evolution process of rock burst in deep tunnel was put forward. And the influences of excavation and dynamic disturbance on the initiation and propagation of internal cracks, structure form of surrounding rock and failure mode of rock burst during construction were discussed.

**Key words:** deep tunnel; rockburst mechanism; stability theory; beam-column model

\* 收稿日期:2013-04-09;修回日期:2013-05-15

基金项目:国家重点基础研究发展规划(973)项目(2010CB732006)、国家青年自然科学基金项目(11002067)、河南省高等学校青年骨干教师资助计划项目(2011GGJS-144)资助

作者简介:肖建清(1978-),男,副教授,博士后。主要从事岩石疲劳理论及岩爆机理方面的研究。Email:jqxiao@163.com

## 引言

岩爆是地下工程中一种由高应力引起的突发性灾害,破碎的岩块向开挖空间弹射,对于设备和人员形成了极大的危害,其成灾机理与预测预报是岩石力学界面临的一大难题。在岩爆的孕育及破坏机理方面,研究者从不同的角度运用各种力学和数学原理,取得了强度理论、能量理论、刚度理论和岩爆倾向理论等一系列成果。其中,Ortlepp 教授的研究成果较具代表性,他根据矿山中岩爆的震源机理,将岩爆划分为应变型(Strain-burst)、弯曲破折型(Buckling)、矿柱型(Face crush/Pillar burst)、剪切破坏型(Shear rupture)和断层滑移型(Fault-slip)5 大类<sup>[1,2]</sup>。对于水电和交通工程中的长大隧洞,虽然环境不如矿山复杂,但破坏类型的多样性以及破坏的严重性并不亚于矿山。如锦屏Ⅱ级水电站的交通辅助洞和引、排水洞中发生了大大小小数百次岩爆<sup>[3-6]</sup>,让采用钻爆法和 TBM 法开挖的施工方都蒙受了巨大的损失,其大埋深、高地应力、断层发育的地质条件在国内实属罕见。除此之外,还有天生桥二级水电站引水隧洞<sup>[7]</sup>、太平驿水电站引水隧洞<sup>[8]</sup>以及秦岭公路隧道<sup>[9]</sup>、二郎山公路隧道<sup>[10]</sup>、苍岭公路隧道<sup>[11]</sup>等也都发生了岩爆灾害。由于水工及交通隧洞和矿山中的井巷在岩体、矿体的赋存条件上具有一定的差异性,因此,针对深埋隧洞的工程结构特点,借鉴矿山岩爆研究中的理论成果,分析深埋隧洞中岩爆的孕育及破坏机理,是建立深埋隧洞岩爆灾害预测预报系统、制定岩爆防治措施的理论基础。本文主要针对其破坏机理进行探讨。

## 1 围岩结构的梁柱模型

在岩爆问题的理论研究中,绝大部分已发表的研究成果都是以垂直于隧洞轴线的一个横截面为研究对象,运用弹塑性、损伤、断裂等理论,通过解析计算(或数值计算)得到围岩结构的应力、变形及能量的演化和分布规律,以此来揭示岩爆破坏的特征。这些成果在确定横截面上爆坑位置及形状等方面具有重要的现实意义。不足之处在于,工程中我们不仅需要知道横截面上的危险部位,更重要的是确定沿轴线方向的危险截面所在位置。大量现场监测资料(文献[5])<sup>[12]</sup>表明,开挖卸荷以及较为剧烈的应力调整影响的范围都是有限的,一般在掌子面后方

1~3 倍洞径范围之内。按照冯夏庭等(文献[3])的定义,开挖卸荷效应影响范围内发生的岩爆都属于即时型岩爆。所以,与矿山不同,在深埋水电或交通隧洞中,即时型岩爆最为常见。基于以上已有的研究成果,本文选定掌子面附近的“即时型”岩爆为研究对象。

对于掌子面后方的区域,沿周向取单位长度,沿径向取至松动圈边界,切割出一根沿轴向的长梁,如图 1 所示。与掌子面相接的一端线位移和角位移都被约束,故简化为固定端,另一端沿轴向的线位移被约束(相当于平面应变问题),同时转角为零,因此可以简化为滑移支座。梁上的外力包括轴向、切向和径向应力,而且其分布并不均匀,但对于硬脆性岩体,通过动态开挖的解析计算和现场监测,发现围岩变形的时间效应不明显,在隧洞围岩结构的成型过程中开挖卸荷占主导作用,所以可以近似假设其分布是均匀的。在梁柱结构稳定性分析中,轴向和径向应力是影响梁柱结构失稳的主要因素,切向应力是次要因素,但切向应力影响着梁柱的几何及物理结构(即松动圈的深度和分布性状以及松动圈内岩的不均质性),而这些影响在截面尺寸的确定以及横向扰动中已经考虑了。故而,抓住主要因素忽略次要因素后抽象的力学模型如图 2 所示,其中  $p$  表示隧洞轴向压力, $q$  表示径向荷载集度。值得一提的是,梁柱当作理想等截面轴向受压构件对待,材料的不均质性和几何缺陷等都等效为径向(横向)扰动。

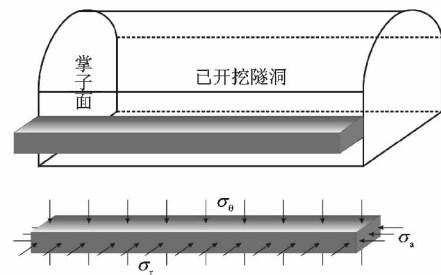


图 1 梁柱结构

Fig. 1 Beam-column structure

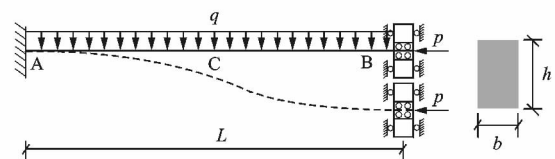


图 2 岩爆倾向性围岩的力学模型

Fig. 2 Mechanical model for the rock burst-prone surrounding rock

对于城门形隧洞,如果边墙较高,切向应力可能引起边墙的失稳,此时切向应力与轴向应力可对换后进行讨论,方法相同。

## 2 弹性稳定性分析

这是一个一次超静定结构,可以利用力法进行求解。如图 3 所示,取 B 端的约束反力偶为多余约束力,运用叠加原理,原超静定结构在径向均布力和轴向力作用下的响应(图 3(a))可以看作是基本结构(静定结构)在径向均布力、轴向力作用下的响应(图 3(b))与多余约束力、轴向力作用下的响应(图 3(c))的叠加。

对于图 3(b),取坐标系如图 4 所示,由截面法得到任意截面的弯矩

$$M = -\frac{q}{2}(L-x)^2 - P(\delta-y) \quad (1)$$

根据挠曲线近似微分方程以及边界条件,得到该问题的数学模型为

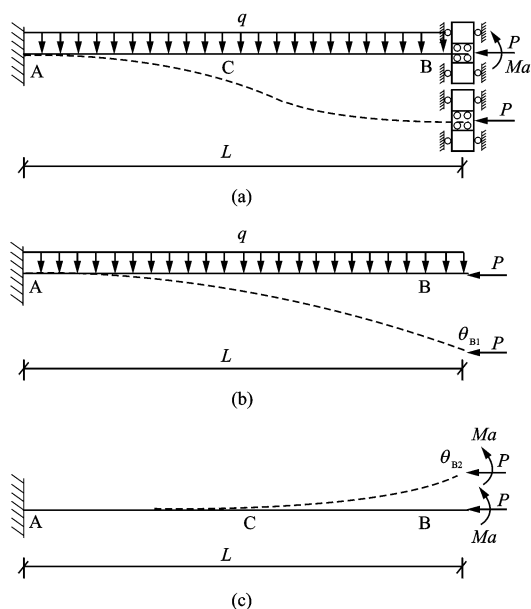


图 3 超静定结构的力法分解

Fig. 3 Decomposition of statically indeterminate structure with force method

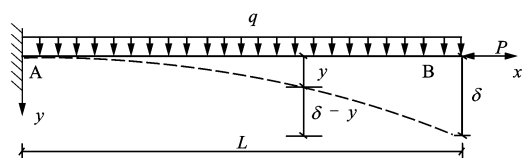


图 4 均布力的作用

Fig. 4 Effect of uniformly distributed force

$$\begin{cases} EIy'' = -M = \frac{q}{2}(L-x)^2 + P(\delta-y) \\ y(0) = 0, y'(0) = 0, y(L) = \delta \end{cases} \quad (2)$$

微分方程的通解为,

$$y_q = A\cos(kx) + B\sin(kx) + (\kappa^4\delta + \gamma^2\kappa^2(L-x)^2 - 2\gamma^2)/\kappa^4 \quad (3)$$

式中  $\kappa^2 = \frac{P}{EI}, \gamma^2 = \frac{q}{2EI}$ ; A、B 为积分常数,  $\delta$  为最大挠度,由边界条件得到:

$$A = (2\gamma^2 - \kappa^4\delta - \gamma^2\kappa^2L)/\kappa^4 \quad (4.1)$$

$$B = 2\gamma^2L/\kappa^3 \quad (4.2)$$

$$\delta = \frac{qL^4}{8EI} \cdot \chi_q(\mu) = \delta_0^q \cdot \chi_q(\mu) \quad (5)$$

式中  $\mu = \kappa L$ ,

$$\chi_q(\mu) = \frac{4[2\mu\sin(\mu) + 2\cos(\mu) - \mu^2\cos(\mu) - 2]}{\mu^4\cos(\mu)}.$$

因为  $\lim_{\mu \rightarrow 0} \chi_q(\mu) = 1$ ,故而上式的第 1 个因子  $\delta_0^q$  表示只有径向荷载作用时 B 端的挠度,第 2 个因子  $\chi_q(\mu)$  反映了轴向荷载 P 对于 B 端挠度的影响。

因此,其挠曲线方程和转角方程分别为

$$y_q = \frac{qL^4}{8EI} \cdot \frac{1}{\mu^4} [\psi\cos(\kappa x) + 8\mu\sin(\kappa x) - \psi - \frac{8\mu^2x}{L} + \frac{4\kappa^2x^2}{L^2}] \quad (6)$$

$$\theta_q = \frac{qL^3}{6EI} \cdot \frac{1}{\mu^3} [6\mu\cos(\kappa x) + \frac{3}{4}\psi\sin(\kappa x) - 6\mu + \frac{6\mu x}{L}] \quad (7)$$

式中  $\psi = 8 - 4\mu^2 - \mu^4\chi_q$ 。

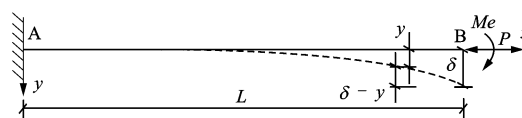


图 5 集中力偶的作用

Fig. 5 Effect of concentrated moment

对于集中力偶的作用,同理建立如图 5 所示坐标系,由截面法得到任意截面的弯矩  $M = -M_e - P(\delta - y)$ ,根据挠曲线近似微分方程以及边界条件,得到该问题的数学模型为

$$\begin{cases} EIy'' = -M = M_e + P(\delta-y) \\ y(0) = 0, y'(0) = 0, y(L) = \delta \end{cases} \quad (8)$$

微分方程的通解为

$$y_m = C\cos(kx) + D\sin(kx) + (\lambda^2M_e + \kappa^2\delta)/\kappa^2 \quad (9)$$

式中  $\kappa^2 = \frac{P}{EI}, \lambda^2 = \frac{1}{EI}$ ;

C、D 为积分常数， $\delta$  为最大挠度，由边界条件得到：

$$C = -(\lambda^2 M_e + \kappa^2 \delta) / \kappa^2, D = 0 \quad (10)$$

$$\delta = \frac{M_e L^2}{2EI} \cdot \chi_m(\mu) = \delta_0^m \cdot \chi_m(\mu) \quad (11)$$

式中  $\mu = \kappa L$ ；

$$\chi_m(\mu) = \frac{2[1 - \cos(\mu)]}{\mu^2 \cos(\mu)}$$

因为  $\lim_{\mu \rightarrow 0} \chi_m(\mu) = 1$ ，故而上式的第 1 个因子  $\delta_0^m$  表示只有集中力偶作用时 B 端的挠度，第 2 个因子  $\chi_m(\mu)$  反映了轴向荷载  $P$  对于 B 端挠度的影响。

因此，该问题的解为

$$y_m = \frac{M_e L^2}{2EI} \cdot \frac{1}{\mu^2} (2 + \mu^2 \chi_m) [1 - \cos(\kappa x)] \quad (12)$$

$$\theta_m = \frac{M_e L}{EI} \cdot \frac{1}{\mu} (1 + \frac{1}{2} \mu^2 \chi_m) \sin(\kappa x) \quad (13)$$

对于图 3 中的超静定问题，由 B 端的变形协调条件，即  $x=L$  时  $\theta_{qB} = \theta_{mB}$ ，得到

$$M_e = \frac{qL^2}{6} \cdot \frac{3\mu^4 \chi_q + 12\mu^2 - 24 + 24\mu \text{ctg}(\mu)}{2\mu^2 (2 + \mu^2 \chi_m)} \quad (14)$$

由叠加原理得到的挠曲线方程和转角方程为

$$y = y_q - y_m = \frac{qL^4}{EI} \cdot \frac{2}{\mu^3} \left\{ \frac{\mu}{L^2} x^2 - \frac{2\mu}{L} x + 2\sin(\kappa x) + 2[\cos(\kappa x) - 1] \cot(\mu) \right\} \quad (15)$$

$$\theta = \frac{qL^3}{EI} \cdot \frac{1}{\mu^2} \left[ \frac{x}{L} + \cos(\kappa x) - \cot(\mu) \sin(\kappa x) - 1 \right] \quad (16)$$

最大挠度位于 B 端，

$$\delta_B = \frac{qL^4}{24EI} \cdot \chi(\mu) = \delta_0 \cdot \chi(\mu) \quad (17)$$

式中  $\chi(\mu) = \frac{12}{\mu^3} [2\text{csc}(\mu) - 2\cot(\mu) - \mu]$ 。

由于  $\lim_{\mu \rightarrow 0} \chi(\mu) = 1$ ，故而上式的第 1 个因子  $\delta_0$  表示只有均布荷载作用在原超静定结构时 B 端的挠度，第 2 个因子  $\chi(\mu)$  反映了轴向荷载  $P$  对于 B 端挠度的影响。同时，由  $\lim_{\mu \rightarrow \pi} \chi(\mu) = \infty$ ，即  $\mu = \sqrt{P_{cr}/EI} \cdot L = \pi$ ，可得到该结构的临界荷载  $P_{cr} = \pi^2 EI / L^2$ 。

### 3 特征尺寸的计算

#### 3.1 梁柱的截面尺寸

运用梁柱力学模型进行围岩稳定性分析的前提是确定梁柱的截面尺寸，由于  $b$  取的是单位尺寸，所

以关键是得到  $h$  的大小。有 2 种方法可供选择，其一是通过解析计算或数值计算得到塑性区半径，以塑性区半径作为  $h$  的尺寸；其二是依据松动圈现场测试结果，以松动圈的厚度作为  $h$  的尺寸。鉴于弹塑性解析目前还仅对于均匀地应力场下圆形隧道有完善的解析解，故而本节将以现场测试结果来说明截面特征尺寸的确定原则。

以锦屏 II 级水电站交通辅助洞 A 为例，其断面为城门洞型，断面尺寸为 11 m × 6.4 m。在桩号 AK13+595 处进行了单孔及双孔穿透声波测试，以了解洞壁岩体的松动层厚度。此处的埋深约为 1800 m，岩性为  $T_{2y}^5$  白色厚层状大理岩，岩体完整，钻孔布置以及测试结果如图 6 所示。

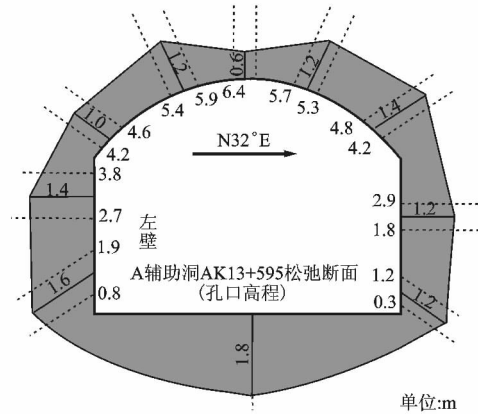


图 6 钻孔布置及测试结果示意  
Fig. 6 Schematic diagram of boreholes arrangement and measured result

从图中可以看到，在非均匀地应力场中，此断面各部位的围岩松动深度是不相同的，变化范围为 0.6 ~ 1.8 m，断面左、右侧壁松动深度大致相当，拱顶略小，底板略大。在稳定性分析中，可以取不同部位的岩体分别进行计算， $h$  的值采用现场实测数据，也可以用平均厚度进行整体估算。

#### 3.2 存在稳定性问题的临界长度

基于工程区的地质构造和地质历史，结合现场地应力及开挖隧洞收敛变形的测试结果，应用回归分析法可得到整个工程区的地应力场及岩体力学参数。根据反演计算结果，对于埋深 1800 m 的  $T_{2y}^5$  大理岩，取弹性模量 18 GPa、泊松比 0.24、单轴抗压强度 102 MPa、比例极限 81.5 MPa、粘聚力 12 MPa、摩擦角  $28^\circ$ ，轴向水平地应力 42.98 MPa、垂直地应力 46.62 MPa。根据弹性稳定理论，材料在线弹性

范围内工作,故而以上结论仅对于细长梁柱成立,即其适用条件为  $\lambda \geq \lambda_p$ 。

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_p}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 18 \times 10^9}{81.5 \times 10^6}} = 46.69 \quad (18)$$

矩形截面梁的柔度为

$$\lambda = \frac{L}{\sqrt{I/A}} = \frac{L}{\sqrt{\frac{bh^3}{12} / bh}} = \frac{\sqrt{12}L}{h} \quad (19)$$

式中  $I$  为截面惯性矩;

$A$  为截面面积;

$L$  为梁柱的长度;

$b$  为环向截取的单位宽度;

$h$  为径向等效深度。

从柔度计算式可以看到柔度与  $b$  无关,这从一个侧面说明了使用梁—柱力学模型足以代表掌子面附近隧洞的受力及变形特征,无需借用较为复杂的板壳稳定理论。利用等式  $\lambda = \lambda_p$ ,  $h$  采用 AK13+595 断面的现场测试结果,可以得到围岩结构存在稳定性问题的临界长度,计算结果如表 1 所示。该临界长度称为稳定临界长度,简称稳定长度,当开挖卸荷影响范围大于该长度时,其稳定性问题必须考虑,但到底会不会发生失稳还不能判断,还依赖于所承受的地应力及外界扰动;开挖卸荷影响范围小于该长度时,则不存在稳定性问题,不会发生像岩爆这类结构性的失稳破坏。

### 3.3 处于临界稳定平衡状态的长度

当轴向应力等于梁柱的临界应力时,压杆处于临界稳定平衡状态,径向的扰动达到一定水平时便可能引发梁柱的失稳破坏。

梁柱的临界应力为

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 E h^2}{12 L^2} \quad (20)$$

式中  $E$  为裂隙区的等效弹模;

$h$  为松动圈的深度;

$L$  为掌子面到监测断面的距离;

$\sigma_{cr}$  为临界应力。

令临界应力等于隧洞轴向地应力,即  $\sigma_{cr} = \sigma_a$ ,便可求得围岩结构处于临界稳定平衡状态的长度,如表 2 所示。此临界长度称为失稳临界长度,简称为失稳长度,在该地应力水平下,当开挖卸荷影响范围大于该长度时,径向的微小扰动便可引起围岩结构的失稳破坏,即岩爆。

对图 6 松动圈测试结果和表 2 的计算结果,显而易见,顶拱最容易发生岩爆,其次是左侧拱肩,左右拱、右侧洞壁和右下脚发生岩爆的概率相当,地板的概率最低。当然,这是在不考虑切向应力影响下得出的结论,切向应力对于圆拱部分的稳定事实上是有利的,所以综合考虑后可以得出,较为危险的部位包括拱顶(虽然有切向应力的稳定强化作用,但相对其它部位松动圈非常薄)、左拱肩(起拱部位应力非常集中)、右侧壁(切向应力几乎不影响其稳定性,而松动深度较小)。

根据图 2 挠曲线(即隧洞位移)的特点,在不考虑其它径向扰动的情况下,可以判断最危险的截面为  $B$  截面。如果考虑其它径向扰动,那么危险截面将位于  $L/2$  与  $B$  之间,可以圈定一个较小的范围,具体位置依赖于扰动源的特征。

## 4 坑状岩爆的演化模型

综合岩爆孕育和破坏过程的相关研究<sup>[12]</sup>,给出

表 1 辅助洞 AK13+595 横断面的松动深度及稳定临界长度

Table 1 Disturbed depth and stability critical length in the section AK13+595 of pilot tunnel A

|        | 部 位 |     |     |     |     |     |     |     |     |     | 平均值  |
|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
|        | 右下  | 右侧  | 右肩  | 右拱  | 顶拱  | 左拱  | 左肩  | 左侧  | 左下  | 底板  |      |
| 松动深度/m | 1.2 | 1.2 | 1.4 | 1.2 | 0.6 | 1.2 | 1.0 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 1.26 |
| 稳定长度/m | 16  | 16  | 19  | 16  | 8   | 16  | 13  | 19  | 22  | 24  | 17   |

表 2 辅助洞 AK13+595 横断面的松动深度及失稳临界长度

Table 2 Disturbed depth and instability critical length in the section AK13+595 of pilot tunnel A

|        | 部 位 |     |     |     |     |     |     |     |     |     | 平均值  |
|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
|        | 右下  | 右侧  | 右肩  | 右拱  | 顶拱  | 左拱  | 左肩  | 左侧  | 左下  | 底板  |      |
| 松动深度/m | 1.2 | 1.2 | 1.4 | 1.2 | 0.6 | 1.2 | 1.0 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 1.26 |
| 失稳长度/m | 22  | 22  | 26  | 22  | 11  | 22  | 19  | 26  | 30  | 33  | 23   |

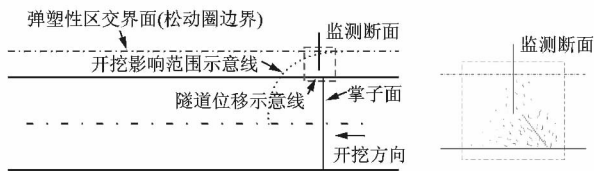


图 7 掌子面未开挖至监测断面

Fig. 7 monitoring section beyond the tunnel face

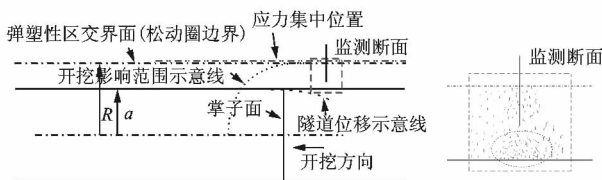


图 8 开挖卸荷效应及邻近开挖振动的影响

Fig. 8 Effect of local and neighboring excavations on the monitoring section

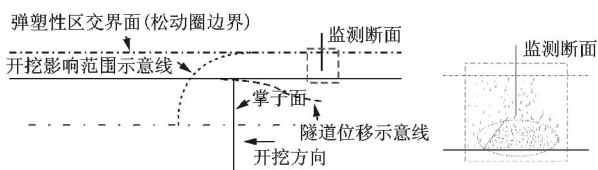


图 9 掌子面逐渐远离监测断面

Fig. 9 Monitoring section behind the tunnel face

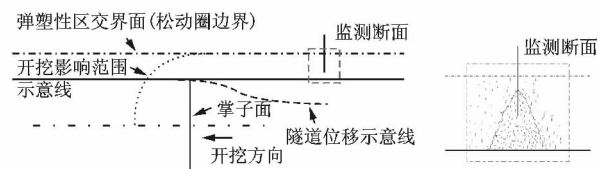


图 10 V形岩爆

Fig. 10 V-shaped rock burst

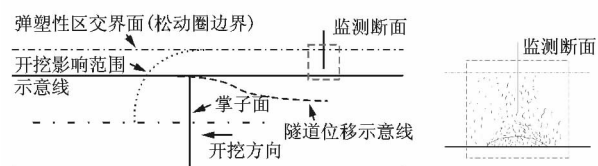


图 11 锅形岩爆

Fig. 11 Pot-shaped rock burst

坑状(V形和锅形)岩爆演化过程的概念模型。当掌子面未推进至监测断面,但开挖影响已波及监测断面时,如图 7 所示,由于影响范围内的应力调整,应力可能达到岩石的抗拉或抗剪强度而形成微裂纹。微裂纹的分布及尺度有一定规律,因为卸荷发生在掌子面附近,此处易形成应力集中,故而掌子面附近的微裂纹较为密集,同时,损伤尺度亦比较大,裂纹萌生和扩展的趋势线在图中用斜线已标识。

当 TBM 开挖至监测断面时,如图 8 所示,由于应力状态的急剧改变,监测区域内会形成大量的拉、剪微裂纹。现场监测结果表明,围岩结构在开挖的瞬时便基本成形,随着掌子面的推进,开挖振动使监测断面的应力集中区略有偏移(即松动圈略有扩大),而且该区域由于“震实”效应反而更为均匀(文献[12])。临近洞壁的裂隙区则不断有新的裂纹产生或扩展,损伤不断累积,而且一般发生在离掌子面一定距离的区域,说明非即时型的岩爆在时空上都存在滞后性。理论计算表明,在开挖卸荷的瞬时,洞壁浅层易形成径向拉伸裂纹,之后,切向应力变为压应力并维持在高位,“刀劈”效应易形成层板结构。当围岩为硬脆性岩石材料时,应力集中位置非常接近于弹性区交界面,形成该部位的高应力梯度,“刀劈”效应进一步加强[13]。由梁柱模型的特征可以看到,若此时监测断面离掌子面不远,未过隧道位移线的反弯点时,洞壁在轴向应力和弯曲压应力的高压作用下,裂纹多数处于闭合状态,裂纹的萌生和扩展都不易发生,故而发生岩爆的概率不大。

随着掌子面的向前推移,如图 9 所示,虽然掌子面离监测断面渐远,开挖振动可能反而会会引起监测断面附近区域的损伤急剧增加而达到一定的水平(文献[12])。若监测断面已过隧道位移线的反弯点,那么,此时在洞壁,弯曲拉应力可抵消部分轴向应力的作用,而使径向或与径向成小角度相交的裂纹发生扩展,其扩展的趋向在图中用斜线标识。

随着掌子面的进一步推移,若监测断面仍在开挖振动的影响范围之内,如图 10 所示,根据本文得出的梁柱临界稳定条件  $\sigma_{cr} = \pi^2 E h^2 / 12 L^2 = \sigma_a$ ,即临界应力等于轴向地应力时,因为  $h$  基本不变,随着损伤的累积, $E$  逐渐减小,而  $L$  逐渐增大,故而即便是  $\sigma_a$  不变,但  $\sigma_{cr}$  逐渐减小,最终可能也会导致围岩结构满足临界稳定条件。其后,应力调整和开挖振动都有可能触发围岩结构的失稳破坏而发生岩爆灾害。爆坑的形状可基本由 2 条裂纹的萌生和扩展趋势线圈定,由于岩爆多发生在硬岩中,其隧道位移非常小,故 2 条趋势线与洞壁的夹角较大(与径向夹角较小),易形成 V 型爆坑,这类岩爆一般为中等及中等以上的强度,裂纹发育充分,岩块呈块状或片状,爆坑边缘一般为陡阶梯状,断口多为沿晶断裂。

当洞壁的动态扰动比较强烈时,在浅层易形成锅形岩爆,如图 11 所示,一般为轻微岩爆,裂纹发育不充分,岩块呈薄片状或贝壳状,爆坑边缘较为光滑,穿晶断裂较为明显。从梁柱整体结构来看,轻微

锅形岩爆过后,在此处留下了一个较大的几何缺陷,非常有利于二次岩爆的触发,从而形成中等甚至强烈的V形岩爆,这种情况在锦屏时有发生。

综上所述,岩爆的轴向定位,一方面要分析动力扰动的强弱,另一方面要分析裂纹成核(或几何缺陷)的部位。在硬岩隧洞中,当动力扰动较弱时,隧洞发生V形岩爆的概率较大,而且只可能发生在 $L/2$ 至B断面。当动力扰动较强时,锅形岩爆发生的概率较大,在 $L/2$ 至B断面的区域最容易发生,而且有可能触发二次V形岩爆;由于隧洞收敛变形很小,在掌子面至 $L/2$ 断面的区域若有薄弱部位的存在,也会发生锅形岩爆。

## 5 结 语

对深埋隧洞中岩爆沿轴向的演化过程进行了分析和探讨:

(1)根据深埋隧洞围岩的结构及受力特点,以松动圈为界,沿轴向截取出一矩形截面长杆为研究对象,分析两端的约束条件后建立了岩爆倾向性围岩的梁柱力学模型。

(2)运用力法,在弹性范围内求解了该一次超静定梁柱的挠曲线方程和转角方程,得出了该梁柱模型临界力的解析表达式。

(3)以锦屏2级水电站的松动圈实测数据为依据,给出了梁柱模型截面尺寸的确定方法,计算了围岩各部位存在稳定性问题的临界长度值以及达到临界稳定状态的特征长度值。

(4)给出了深埋隧洞坑状岩爆的演化模型,分析了掌子面推进过程中,开挖卸荷、动力扰动等对于裂纹的萌生和扩展、围岩结构的形态和稳定性以及岩爆破坏模式的影响。

## 参考文献:

- [1] 郭 然,潘长良,于润沧. 有岩爆倾向硬岩矿床采矿理论与技术[M]. 北京:冶金工业出版社,2003.  
Guo R, Pan Ch L, Yu R C. Theory and Technique of Mining Dealing with Hard Rock Deposits Liable to Rockburst[M]. Beijing: China Metallurgical Industry Press, 2003.
- [2] Ortlepp W D. Rock Fracture and Rockbursts[M]. Johannesburg: South African Institute of Mining and Metallurgy, 1997.
- [3] 冯夏庭,陈炳瑞,明华军,等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制:即时型岩爆[J]. 石力学与工程学报,2012,31(3): 433-444.  
Feng X T, Chen B R, Ming H J, et al. Evolution law and mechanism of rockbursts in deep tunnels: immediate rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012,31(3):433-444.
- [4] 张镜剑,傅冰骏. 岩爆及其判据和防治[J]. 岩石力学与工程学报,2008,27(10):2034-2042.  
Zhang J J, Fu B J. Rockburst and its criteria and control[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008,27(10):2034-2042.
- [5] 陈炳瑞,冯夏庭,明华军,等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制:时滞型岩爆[J]. 岩石力学与工程学报,2012,31(3): 561-569.  
Chen B R, Feng X T, Ming H J, et al. Evolution law and mechanism of rockbursts in deep tunnels: time delayed rockburst [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012,31(3):561-569.
- [6] 邱士利,冯夏庭,张传庆,等. 深埋硬岩隧洞岩爆倾向性指标 RVI 的建立及验证[J]. 岩石力学与工程学报,2011, 30(6): 1126-1141.  
Qiu Sh L, Feng X T, Zhang Ch Q, et al. Development and validation of rockburst vulnerability index(RVI) in deep hard rock tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011,30(6):1126-1141.
- [7] 汪泽斌. 天生桥二级水电站隧洞岩爆规律及预测方法的探索[J]. 人民珠江,1994,(3):11-13.  
Wang Z B. On the law of rock burst in tunnels of Tianshengqiao II hydropower station and its prediction [J]. Pearl River, 1994, (3): 11-13.
- [8] 周德培,洪开荣. 太平驿隧洞岩爆特征及防治措施[J]. 岩石力学与工程学报,1995,14(2):171-178.  
Zhou D P, Hong K R. The rockburst features of Taipingshi tunnel and the prevention methods[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1995,14(2):171-178.
- [9] 郭志强. 秦岭终南山特长公路隧道岩爆特征与施工对策[J]. 现代隧道技术,2003,40(6):58-62.  
Guo Zh Q. Rock bursts and countermeasures in Zhongnanshan highway tunnel[J]. Modern Tunnelling Technology, 2003,40(6):58-62.
- [10] 徐林生,王兰生. 二郎山公路隧道岩爆特征与防治措施研究[J]. 中国公路学报,2003,16(1):74-76.  
Xu L Sh, Wang L Sh. Research on rockburst character and prevention measure of Erlang Mountain highway tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2003,16(1):74-76.

- [11] 汪琦,唐义彬,李忠. 浙江苍岭隧道岩爆工程地质特征分析与防治措施研究[J]. 工程地质学报, 2006, 14(2):276-280.  
Wang Q, Tang Y B, Li Zh. Engineering geological characteristics and prevention measures for rock bursts in Cangling tunnel, Zhejiang Province[J]. Journal of Engineering Geology, 2006, 14 (2):276-280.
- [12] 肖建清,冯夏庭,林大能. 爆破循环对围岩松动圈的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(11): 2248-2255.  
Xiao J Q, Feng X T, Lin D N. Influence of blasting round on excavation damaged zone of surrounding rock [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(11): 2248-2255.
- [13] 肖建清,冯夏庭,邱士利,等. 圆形隧道开挖卸荷效应的动静态解析方法及结果分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(12):2471-2480.  
Xiao J Q, Feng X T, Qiu Sh L, et al. Dynamic and static analytical method for excavation in circular tunnel and result analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(12):2471-2480.



(上接第 196 页)

- [4] 蒋建群,卢慈荣,沈林冲,等. 盾构法隧道纵向地震响应特性[J], 中国铁道科学, 2005, 26(6):84-87.  
Jiang J Q, Lu C R, Shen L Ch, et al. Characteristics of the longitudinal seismic response of shield tunnel [J]. China Railway Science, 2005, 26(6):84-87.
- [5] 周健,秦天,孔戈. 武汉长江隧道横断面地震响应分析[J], 工程抗震与加固改造, 2007, 29(2), 84-92.  
Zhou J, Qin T, Kong G. Transverse seismic response of Wuhan Changjiang Tunnel[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2007, 29(2): 84-92.
- [6] 耿萍,何川,晏启祥. 水下盾构隧道抗震设计分析方法的适应性研究[J], 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2), 3636-3630.  
Geng P, He Ch, Yan Q X. Applicability study on aseismic design method of submarine shield tunnel[J], Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(S2), 3636-3630.
- [7] 楼梦麟,王文剑,朱彤,等. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000, 20(4):30-36.  
Lou M L, Wang W J, Zhu T, et al. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2000, 20(4): 30-36.
- [8] 赵伯明,蒋英礼,陈靖. 软土地铁车站结构在三维强地震动作用下的响应分析[J]. 中国铁道科学, 2009, 30(3): 45-50.  
Zhao B M, Jiang Y L, Chen J. The response analysis of underground railway station structure in soft soil under strong earthquake [J]. China Railway Science, 2009, 30(3):45-50.
- [9] 陈育民,徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例 [M]. 北京:中国水利水电出版社, 2008.