

金川深部高应力巷道锚喷支护设计与数值模拟技术

高 谦^{1,2}, 宋建国¹, 余伟健¹, 王正辉³

(1. 北京科技大学, 北京 100083; 2. 金属矿山高效开采与安全教育部重点实验室, 北京 100083; 3. 金川镍钴研究设计院, 甘肃 金昌 737104)

摘 要: 针对金川深部高应力巷道变形特征, 首次提出了以预应力锚索为支护手段的综合控制技术, 为预测支护效果和支护参数优化, 进行了高应力挤压碎裂蠕变围岩的锚喷支护巷道稳定性数值分析研究。首先给出了综合控制技术中的两次支护型式和参数; 然后, 考虑巷道围岩的碎裂蠕变特性, 研究采用了分段线性软化模型和剪胀特性参数, 并探索提出了锚固体支护强度指标, 定量考虑锚固围岩的强度效应; 最后, 采用提出的计算模型和分析方法, 进行了 1178 m 分段道数值模拟和参数优化, 取得了较好的分析效果。

关键词: 高应力采场巷道; 长锚索支护; 数值模拟; 优化设计

中图分类号: TD853.34 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2007)02-0279-06

作者简介: 高 谦(1956-), 男, 江苏徐州人, 教授, 博士生导师, 从事采矿与岩石力学教学与研究。E-mail: gaoqian@ces.vstb.edu.cn。

Design and numerical simulation of rock bolting and shotcrete for deep tunnels with high stress in Jinchuan Mine

GAO Qian^{1,2}, SONG Jian-guo¹, YU Wei-jian¹, WANG Zheng-hui³

(1. University of Science and Technology of Beijing, Beijing 100083, China; 2. Key Laboratory of Ministry of Education on High Efficient and Safety Mining for Metal Mines, Beijing 10083, China; 3. Mining Institute of Jinchuan Group Ltd, Jinchang 737100, China)

Abstract: Considering the deformation characteristics of deep tunnels with high stress in Jinchuan Mine, a synthetic controlling technology composed of pre-stressed cables was put forward. In order to forecast supporting effect and parameter optimization, numerical simulation technology was studied and executed for rock bolting and shotcrete tunnels with high stress and jointed creeping rock masses. Two supporting types and their parameters were given first. Then subsectional softening model and parameter of dilatancy were adopted based on crash creep characteristics of jointed rock masses and supporting strength index of anchorage body were put forward. Finally, 1178 subsections of tunnels with high stress were analyzed and evaluated with the above-mentioned numerical method and technology, and parameters were optimized.

Key words: stope roadways with high stress; long cable supporting; numerical simulation; optimized design

0 前 言

金川二矿区^{#1}矿体深部采场已接近千米, 采场面积达到 10 万 m²。因此, 采场巷道大部分处于高应力集中区。尤其 1178 m 分段道位于双中段开采形成的水平矿柱中, 受水平构造应力的作用, 巷道应力更加显著。对于节理裂隙十分发育的金川矿岩体, 巷道表现显著出的挤压碎裂变形破坏特征。根据对 1000 m 中段巷道的变形破坏调查发现, 1000 多米巷道发生严重变形破坏的达 559 m, 占 55.9%。许多地段的巷道在掘成巷仅两个星期, 巷道两帮的收敛变形就达 500 mm 以上, 底鼓超过 1.0 m, 致使一些巷道断面由设计的 5.4 m×5.2 m 收缩为 3.5 m×3.0 m。巷道变形速度之快、变形量之大前所未有^[1-5]。

为了控制金川矿区深部高应力采场巷道的变形地

压, 首次提出了以预应力锚索为支护手段的巷道变形综合控制技术^[3-4], 并在二矿区 1178 m 分段道工程进行试验研究。为了配合现场试验研究, 定量预测锚索支护效果和支护参数优化, 开展了高应力挤压碎裂蠕变围岩的锚喷支护巷道的变形稳定性数值分析研究。为此, 首先给出了综合控制技术中的两次支护型式和参数; 然后, 考虑巷道围岩的碎裂蠕变特性, 分析中采用了分段线性软化模型以及剪胀特性力学参数; 探索性提出了锚固体支护强度指标, 用于定量考虑锚固围岩的强度效应。最后, 采用所提出的计算模型和分析方法, 进行了 1178 m 分段道数值模拟和参数优化, 取得了较好的效果。

收稿日期: 2005-12-12

1 分段道两次锚喷支护方案与设计参数

为了进行二矿区 1178 分段巷道的采场地压,提出了以预应力锚索为核心的综合控制技术。该控制技术包含两次锚喷网支护型式以及配套的施工工艺和地压控制措施。

1.1 初次支护参数

根据现场调查和分析,初步判断 1178 m 分段道围岩属于 IV 类。根据类比,提出了初次支护方案如下。

(1) 巷道拱顶和两帮采用全长砂浆或水泥药卷锚杆,锚杆长 3 m,间、排距 1 m×1 m,加钢筋网喷层,厚 10 cm。锚杆为普通螺纹钢 ϕ 18 mm;金属网用 ϕ 6.5 钢筋,网度 150 mm×150 mm;垫板用中心突出的 200 mm×200 mm×10 mm 垫板;水泥卷选用 ϕ 22 mm×200 mm;水泥浆选用 425 级袋装水泥与中性水配制,双螺帽固定;用 YT28 钻机配 ϕ 32 mm 钻头钻孔,钻孔深度 3.0 m。

(2) 巷道底板采用自钻式锚杆,锚杆直径为 ϕ 29/15 mm,锚杆长 3.0 m (1.5 m 长两节通过连接螺母连接),锚杆排间距 1.0 m×1.0 m。并铺设钢筋网喷层,将底板与锚杆连成一体。

1.2 二次支护参数

拱顶和帮采用锚索长度分别考虑 5 m, 6 m 和 7 m 3 种方案,锚固长度 2 m,间排距 1 m×2 m,预应力 15 t,锚索为 1860 钢绞线, ϕ 15.24 mm×3.3 m,配 ϕ 32 mm×600 mm 中速树脂锚固剂;金属网用 ϕ 6.5 钢筋,网度 150 mm×150 mm;垫板用中心突出的 200 mm×200 mm×10 mm 垫板;锚具用 QLMK15 型。

2 高应力挤压变形巷道数值模拟方法

2.1 巷道数值计算模型

(1) 计算范围

分段巷道跨度(毛洞)为 5 m,故取计算范围取为 49 m×35 m (10 倍洞跨)。划分为 38×34=1294 个单元和 1365 个节点。

(2) 原岩应力模拟与边界条件

根据金川矿区原岩应力测试结果^[6],垂直应力取自重力应力,侧压系数 $\lambda=1.2$ 。表 1 给出了计算模型应力边界条件的边界值。为模拟水平构造应力场,按照给定的应力边界条件,并赋予重力加速度,进行迭代循环达到平衡状态即获得原岩的初始应力场。

(3) 计算参数的确定

a) 原岩计算参数

1178 m 分段巷道岩体基本属于 IV 类,但以 16 行为界的东、西两侧岩体存在一定的差异。为了考虑巷道围岩质量的差异,分别考虑三种分类指标 RMR,由此给出的岩体参数列于表 2。

b) 围岩计算参数

巷道围岩在达到屈服强度后,由于节理裂隙的剪胀和松弛,不仅使围岩强度迅速降低,而且其体积也发生剪胀扩容,并随位移的增加而加剧。这种体积扩容和强度弱化效应对于金川深部节理化岩体更加显著。为了模拟这种岩体效应,在计算中采用了分段线性的应变软化模型,并采用岩体的剪胀角考虑岩体的碎胀效应。根据试验研究,岩体剪胀角为 $5^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 。1178 m 分段巷道应变软化模型塑性应变与岩体强度参数列于表 3 中。

表 1 计算模型的边界应力条件

Table 1 Boundary stress conditions of the computing model

埋深 /m	上下边界埋深/m		上、下边界应力 σ_v /MPa				左、右边界应力 σ_H /MPa		
	h_U	h_D	β	σ_v	σ_v	Δ	σ_H	σ_H	Δ
572	547	582	1.0	14.769	15.714	0.945	17.723	18.857	1.134
			1.2	17.723	18.857	1.134	17.723	18.857	1.134
			1.4	20.677	22.000	1.323	17.723	18.857	1.134

注:巷道上覆岩体平均密度取 2700 kg/m³。

表 2 1178 m 中段岩体计算参数

Table 2 Computing parameters of the rock masses for 1178 subsections

RMR	密度 ρ / (kg·m ⁻³)	抗压强度 R_c /MPa	抗拉强度 R_t /MPa	黏聚力 c /MPa	内摩擦角 φ / (°)	变形模量 E /GPa	泊松比 μ
40	2400	15.00	0.8	0.700	35.0	6.00	0.26
35	2350	12.75	0.7	0.575	32.5	4.83	0.27
30	2300	10.50	0.6	0.450	30.0	3.65	0.28

表 3 巷道围岩峰后软化强度计算参数

Table 3 Softening parameters after peak strength of the surrounding rock mass

分类指标RMR	塑性应变 $\varepsilon^p / \%$	黏聚力 c/MPa	塑性应变 $\varepsilon^p / \%$	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	塑性应变 $\varepsilon^p / \%$	抗拉强度 R_t / MPa	塑性应变 $\varepsilon^p / \%$	剪胀角 $\psi / (^\circ)$
40	0.0	0.7	0.0	35	0.0	0.8	0.0	15
	0.5	0.395	0.5	27.5	0.5	0.40	0.5	10
	1.0	0.09	1.0	20	1.0	0.0	1.0	5
35	0.0	0.58	0.0	32.5	0.0	0.7	0.0	15
	0.5	0.335	0.5	26.5	0.5	0.35	0.5	10
	1.0	0.09	1.0	20	1.0	0.0	1.0	5
30	0.0	0.45	0.0	30	0.0	0.6	0.0	15
	0.5	0.27	0.5	25	0.5	0.3	0.5	10
	1.0	1.0	1.0	20	1.0	0.0	1.0	5

c) 锚杆/锚索计算参数

有限差分软件FLAC程序开发了用于模拟锚杆、锚索和钢筋网喷层的锚杆单元和梁单元。根据锚杆的直径、锚固方式(全长或端锚)、间排距参数计算相应的力学参数。表4~6分别给出了全长砂浆锚杆、预应力锚索和喷层的力学参数。

2.2 锚固体强度效应分析

锚杆或锚索的支护,对围岩的加固效应表现在两个方面^[7]:①锚固体的力学作用,即锚杆施加于围岩的锚固力,通过所施加的侧向应力而提高围岩的承载能力;②锚固体的强度效应,施加于围岩中的锚杆或锚索以及喷层注浆,不仅使其加固段改变为复合加强体,而且锚固力限制围岩的剧烈变形,避免围岩的有害松动变形而导致强度的急剧下降,从而维护了围岩的自身强度。

由此可见,锚固体的强度效应实质上是减小围岩强度弱化程度,也即提高围岩的残余强度。因此,考虑锚固体的强度效应,仍采用岩体的应变软化模型。为了定量考虑锚固小强度效应,假定其效应与锚杆长度和预应力成正比、与间排距乘积成反比,由此提出了支护强度指标的概念。支护强度指标 ID 定义如下^[8]:

$$ID = K_T \frac{l}{ei}, \quad (1)$$

式中, ID 为锚杆支护强度指标, l 为锚杆或锚索长度(m), e, i 为分别为锚杆间距、排距(m), K_T 为预应力锚杆修正系数,根据经验,给出如下修正系数表达式:

$$K_T = 1 + \frac{1}{20ei} Q, \quad (2)$$

式中, Q 为单根锚杆施加的预应力(t)。

施加锚杆尤其是预应力锚索,使得松散岩体之间的接触应力增大,避免或减小围岩的松动变形,在一定程度上维护了松动围岩的固有强度,尤其是提高了塑性区围岩的残余强度,由此给出了松动围岩锚固效应的强度参数的修正计算式为

$$\left. \begin{aligned} R_c^p &= R'_c \left(1 + \frac{ID}{10}\right), \\ R_t^p &= R'_t \left(1 + \frac{ID}{10}\right), \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} c^p &= c' \left(1 + \frac{ID}{10}\right), \\ \varphi^p &= \varphi' \left(1 + \frac{ID}{10}\right), \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

表 4 锚杆单元的计算参数(钻孔直径 ϕ 22 mm/35 mm)

Table 4 Computing parameters of anchor element (bore diameter ϕ between 22 mm and 35 mm)

直径/mm	截面积/ (10^{-4}m^2)	排距/m	灰浆抗压强度/MPa	锚杆弹性模量/GPa	锚杆屈服强度/kN	K_{bond} /GPa	S_{bond} / (10^5N)
18	2.54	1.0	20	98.6/1.0=98.6	130/1.0=130.0	31.3/1.0=31.3	5.65/1.0=5.65
29	6.60	1.0	20	98.6/1.0=98.6	260/1.0=260.0	39.7/1.0=39.7	9.11/1.0=9.11

表 5 锚索单元的计算参数(钻孔直径 40 mm)

Table 5 Computing parameters of anchor cable element (bore diameter ϕ 40 mm)

直径/mm	截面积/ (10^{-4}m^2)	排距/m	灰浆抗压强度/MPa	锚索弹性模量/GPa	锚索屈服强度/kN	K_{bond} /GPa	S_{bond} / (10^5N)
15.24	1.82	2.0	20	98.6/2.0=49.3	230/2.0=115.0	6.5/2.0=3.25	4.8/2.0=2.4

表6 喷层梁单元的计算参数

Table 6 Computing parameters of beam element for shotcrete layer

喷层材料	喷层厚度/m	截面面积/m ²	喷层弹性模量 E/GPa	截面惯性矩 I/m ⁴
素喷混凝土	0.10	0.1	17.5	83.3×10 ⁻⁶
加金属网喷层	0.20	0.2	21.0	666.7×10 ⁻⁶

表7 不同长度锚索加固区围岩计算参数

Table 7 Computing parameters for anchorage of rock mass with different lengths of cables

RMR	40			35			30		
锚索长度/m	5	6	7	5	6	7	5	6	7
锚固预应力/t	14	17	20	14	17	20	14	17	20
ID	3.375	4.275	5.250	3.375	4.275	5.250	3.375	4.275	5.250

式中，ID 为锚杆支护强度指标， R_c^p ， R_t^p ， C^p ， φ^p 为分别为选定围岩峰后抗压、抗拉、黏聚力和内摩擦角的修正参数， R_c' ， R_t' ， c' ， φ' 分别为峰后围岩对应于不同塑性应变的岩体参数（见表3）。

表7给出了不同支护方案的支护强度指标ID的值。根据式（3）、（4），可以计算对应的塑性应变峰后围岩强度参数。表8~10分别给出了围岩评分为40，35和30的三类岩体峰后强度指标。

表8 锚固巷道围岩峰后软化强度计算参数（RMR=40）

Table 8 Softening parameters after peak strength for anchored rock mass (RMR=40)

ID	塑性应变 ε^p /%	黏聚力 c /MPa	内摩擦角 φ / (°)	抗拉强度 R_t /MPa	剪胀角 ψ / (°)
3.375 (5 m)	0.0	0.7	35	0.8	15
	0.5	0.528	36.8	0.535	10
	1.0	0.120	26.8	0.0	5
4.275 (6 m)	0.0	0.7	35	0.8	15
	0.5	0.564	39.3	0.571	10
	1.0	0.128	28.6	0.0	5
5.250 (7 m)	0.0	0.7	35	0.8	15
	0.5	0.602	41.9	0.61	10
	1.0	0.137	30.5	0.0	5

表9 锚固巷道围岩峰后软化强度计算参数（RMR=35）

Table 9 Softening parameters after peak strength for anchored rock mass (RMR=35)

ID	塑性应变 ε^p /%	黏聚力 c /MPa	内摩擦角 φ / (°)	抗拉强度 R_t /MPa	剪胀角 ψ / (°)
3.375 (5 m)	0.0	0.58	32.5	0.7	15
	0.5	0.448	35.2	0.468	10
	1.0	0.5	26.8	0.0	5
4.275 (6 m)	0.0	0.58	32.5	0.7	15
	0.5	0.478	37.8	0.50	10
	1.0	0.128	28.6	0.0	5
5.250 (7 m)	0.0	0.58	32.5	0.7	15
	0.5	0.511	40.4	0.534	10
	1.0	0.1378	30.5	0.0	5

表10 锚固巷道围岩峰后软化强度计算参数（RMR=30）

Table 10 Softening parameters after peak strength for anchored rock mass (RMR=30)

ID	塑性应变 ε^p /%	黏聚力 c /MPa	内摩擦角 φ / (°)	抗拉强度 R_t /MPa	剪胀角 ψ / (°)
3.375 (5 m)	0.0	0.45	30	0.6	15
	0.5	0.361	33.4	0.401	10
	1.0	0.120	26.8	0.0	5
4.275 (6 m)	0.0	0.45	30	0.6	15
	0.5	0.385	35.7	0.428	10
	1.0	0.128	28.6	0.0	5
5.250 (7 m)	0.0	0.45	30	0.6	15
	0.5	0.412	38.1	0.458	10
	1.0	0.137	30.5	0.0	5

2.3 巷道稳定性评价指标

(1) 关键控制点最大位移 u_{max} 。巷道顶底板和两帮中部位通常是巷道的最大位移处，这些点的位移反映结构的最大变形状态。对其关键点位移进行监测，并以此位移作为巷道稳定性评价指标之一。

(2) 巷道顶底板相对收敛率 K_g 。同一围岩条件和应力环境，关键点的位移随巷道高度或跨度的增大而增大。为了统一判断标准，引入无量纲指标：顶底板相对收敛率 K_g ，定义为顶、底板收敛位移与巷道高度之比：

$$K_g = \frac{|v_T| + |v_B|}{h} \quad (5)$$

式中， v_T ， v_B 分别为巷道顶、底板位移（收敛）， h 为巷道高度。

(3) 巷道两帮相对收敛率 K_b 。两帮相对收敛率 K_b ，定义为巷道两帮中部相对收敛与巷道跨度之比：

$$K_b = \frac{|u_L| + |u_R|}{b} \quad (6)$$

式中， u_L ， u_R 分别为巷道左帮和右帮位移（收敛）值， b 为巷道的跨度。

(4) 巷道稳定性安全系数 F_s 。为计算巷道稳定安全系数，FLAC 程序提供了两种计算方法：荷载裕量

法和材料强度储备法。在本研究采用材料强度储备法。当围岩实际黏聚力 c 和内摩擦角 φ 减小到 c_r, φ_r , 即

$$\left. \begin{aligned} c_r &= c / F_s, \\ \varphi_r &= \arctan(\tan \varphi / F_s), \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

巷道发生失稳破坏, 此巷道的稳定安全系数就等于 F_s 。

3 计算结果与主要结论

3.1 数值分析结果

根据初次支护方案进行了分析, 表11给出了巷道围岩位移与塑性区随时间的变化规律。为了进行锚索参数的优化设计, 采用上述的本构模型和计算参数, 进行了3类围岩质量 (RMR=40, 35, 30), 3种采动应力 (应力集中系数 $\beta=1.0, 1.2, 1.4$) 和3种锚索长度 ($L=5\text{ m}, 6\text{ m}, 7\text{ m}$) 的正交数值试验分析, 获得了

大量的计算结果。由于篇幅所限, 表12~14仅给出了部分计算结果。

3.2 主要结论

考虑到金川深部高应力采场巷道的碎裂蠕变变形特性, 提出了以预应力锚索为核心的综合控制技术, 在此基础上, 探索了高应力碎裂蠕变特性支护巷道的数值分析方法, 进行了不同围岩质量、不同采动应力条件和不同锚索长度情况下的巷道变形分析与稳定性预测, 由此获得以下几点主要结论。

(1)从表11给出的初次支护巷道变形和塑性区随时间的变化结果可见, 初次支护后如果不及时进行二次支护, 巷道围岩变形会迅速增大, 塑性区在不断扩展, 当塑性区范围发展到6.0 m后, 巷道就变形失稳破坏。巷道失稳位移将超过0.5 m (57.11 cm), 拱顶位移将达到20 cm, 而两帮相对收敛值超过1.2 m。

表 11 初次支护巷道围岩数值计算结果

Table 11 Results of numerical simulation for the supporting rock mass

支护后时间 /h	顶底板收敛值 /cm	两帮收敛值 /cm	最大位移矢量 /cm	最大塑性区范围 /m	稳定状态
20	3.737	4.446	2.486	1.0	稳定
60	5.827	10.571	5.349	2.5	稳定
100	9.412	19.139	9.842	3.5	稳定
120	10.117	24.53	12.66	4.0	稳定
140	14.001	30.58	15.80	4.0	稳定
160	15.286	37.04	19.17	4.5	稳定
180	19.665	43.33	22.46	5.0	稳定
200	22.738	49.44	25.70	5.5	稳定
628	77.17	124.24	73.17	6.0	失稳

表 12 采动应力 $\beta=1.0$ 情况下的 3 种支护方案计算结果

Table 12 Results of numerical simulation in three supporting projects with mining stress $\beta=1.0$

RMR	锚索长度/m	预应力/t	顶底板相对收敛值 v /cm	两帮相对收敛值 u /cm	顶底板相对收敛率 K_g	两帮相对收敛率 K_b	稳定安全系数 F_s
40	5	14	15.36	19.92	3.41×10^{-2}	3.98×10^{-2}	1.16
	6	17	10.24	17.20	2.27×10^{-2}	3.44×10^{-2}	1.28
	7	20	9.08	16.80	2.02×10^{-2}	3.36	1.33
35	5	14	20.65	27.10	4.59×10^{-2}	5.42×10^{-2}	1.07
	6	17	14.55	23.77	3.23×10^{-2}	4.75×10^{-2}	1.22
	7	20	12.19	22.84	2.70×10^{-2}	4.57×10^{-2}	1.25
30	5	14	30.10	44.53	6.69×10^{-2}	8.91×10^{-2}	1.02
	6	17	22.94	44.31	5.10×10^{-2}	8.86×10^{-2}	1.17
	7	20	17.14	37.15	3.81×10^{-2}	7.43×10^{-2}	1.22

表 13 采动应力 $\beta=1.2$ 情况下的 3 种支护方案计算结果

Table 13 Results of numerical simulation in three supporting projects with mining stress $\beta=1.2$

RMR	锚索长度/m	预应力/t	顶底板相对收敛值 v /cm	两帮相对收敛值 u /cm	顶底板相对收敛率 K_g	两帮相对收敛率 K_b	稳定安全系数 F_s
40	5	14	15.57	26.86	3.46×10^{-2}	5.37×10^{-2}	1.22
	6	17	10.19	23.45	2.26×10^{-2}	4.69×10^{-2}	1.26
	7	20	9.10	23.10	2.02×10^{-2}	4.62×10^{-2}	1.05
35	5	14	19.53	35.23	4.34×10^{-2}	7.05×10^{-2}	1.05
	6	17	12.62	30.71	2.81×10^{-2}	6.14×10^{-2}	1.16
	7	20	11.76	30.36	2.61×10^{-2}	6.07×10^{-2}	1.20
30	5	14	31.90	66.59	7.09×10^{-2}	13.32×10^{-2}	1.00
	6	17	19.05	46.82	4.23×10^{-2}	9.36×10^{-2}	1.10
	7	20	17.23	45.78	3.83×10^{-2}	9.16×10^{-2}	1.15

表 14 采动应力 $\beta = 1.4$ 情况下的 3 种支护方案的计算结果Table 11 Results of numerical simulation in three supporting projects with mining stress $\beta = 1.4$

RMR	锚索长度/m	预应力/t	顶底板相对收敛值 v/cm	两帮相对收敛值 u/cm	顶底板相对收敛率 K_g	两帮相对收敛率 K_b	稳定安全系数 F_s
40	5	14	14.49	32.97	3.22×10^{-2}	6.60×10^{-2}	1.08
	6	17	9.60	29.90	2.13×10^{-2}	5.98×10^{-2}	1.17
	7	20	9.22	29.68	2.05×10^{-2}	5.94×10^{-2}	1.21
35	5	14	21.34	44.94	4.74×10^{-2}	8.99×10^{-2}	1.02
	6	17	13.92	39.21	3.09×10^{-2}	7.84×10^{-2}	1.12
	7	20	12.83	38.35	2.85×10^{-2}	7.67×10^{-2}	1.17
30	5	14	34.08	78.98	7.57×10^{-2}	15.80×10^{-2}	0.96
	6	17	20.28	56.74	4.51×10^{-2}	11.35×10^{-2}	1.05
	7	20	18.91	55.56	4.20×10^{-2}	11.11×10^{-2}	1.11

(2) 采用 3 m 长的短密锚杆实施初期支护, 在不受采动应力的情况下, 巷道自稳最长时间仅为 26 d。如果考虑采动应力, 巷道自稳时间会更短。所以进行初次支护, 不仅要保证支护质量, 且要尽早实施二次长锚索支护。二次支护时间最好在 15~20 d 之内完成。

(3) 对于不同围岩质量的巷道稳定性随锚索长度的增加而提高, 其稳定安全系数与锚索长度近似呈线性关系。巷道稳定性随采动应力而降低, 而降低趋势也进行呈线性关系。

(4) 对于 1178 分段道巷道, 其围岩分类指标可分为两类, 即较好者为 $RMR=38\sim 40$, 较差者为 $RMR=25\sim 30$ 。如果考虑采动应力 $\beta=1.2$ (中等影响), 取巷道允许安全系数 $F_s=1.2$, 其锚索长度分别为 6 m 和 8 m, 方可满足稳定要求。

参考文献:

- [1] 李莉, 高谦, 王正辉. 金川二矿区深部 1178 m 中段采场巷道支护设计与稳定性分析[J]. 有色金属, 2005, 57(1): 19 - 22. (LI Li, GAO Qian, WANG Zheng-hui. Tunnel supporting design and stability analysis of 1178 m middle section, NO 2 mine, Jinchuan[J]. Nonferrous Metals(Mining), 2005, 57(1): 19 - 22. (in Chinese))
- [2] 王永前, 杨志强, 高谦. 金川高应力深部开采技术的地压控制[J]. 采矿技术, 2002, 2(3): 15 - 19. (WANG Yong-qian, YANG Zhi-qiang, GAO Qian. Ground pressure control of jin chuan high-stressed and deep-buried mining technique. World Mining Express, 2002, 2(3): 15 - 19. (in Chinese))
- [3] 北京科技大学, 金川镍钴研究院. 金川二矿区深部巷道稳定性与支护技术研究[R]. 2005. (University of Science and

Technology Beijing, Jinchuan Ni-Co Research Institute. The stability and supporting technique research of depth tunnel in NO 2 mine of Jinchuan[R]. 2005. (in Chinese))

- [4] 王小卫, 高谦. 金川二矿区深部开采的关键技术问题与研究思路[J]. 采矿技术, 2002, 2(2): 12 - 14. (WANG Xiao-wei, GAO Qian. Critical technique and research method of depth mining in NO2 mine, Jinchuan[J]. World Mining Express, 2002, 2(2): 12 - 14. (in Chinese))
- [5] 高谦, 刘同有, 方祖烈. 金川二矿区开采潜在问题与优化控制研究[J]. 有色金属, 2004, 56(4): 2 - 5. (GAO Qian, LIU Tong-you, FANG Zu-lie. Latent problems and optimized control research of mining in NO2 mine, Jinchuan[J]. Nonferrous Metals(Mining), 2004, 56(4): 2 - 5. (in Chinese))
- [6] 廖椿庭, 施兆贤. 金川矿区原岩应力实测及在矿山设计中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1983, 2(1): 103 - 112. (LIAO Chun-ting, SHI Zhao-xian. In-situ stress measurement of Jin chuan mine district and its application in the mining design[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1983, 2(1): 103 - 112. (in Chinese))
- [7] 勾攀峰. 巷道锚杆支护提高围岩强度和稳定性的研究[D]. 徐州: 中国矿业大学, 1998. (GOU Pan-feng. The research on the tunnel cable supporting to increase the strength and stability of surrounding rock mass[D]. Xuzhou: China University of mining & technology. 1998. (in Chinese))
- [8] 北京科技大学. 金川二矿区深部巷道变形破坏数值模拟与支护参数优化[R]. 2005. (University of Science and Technology Beijing. The numerical stimulating of depth tunnel deformation and supporting parameters optimization, NO 2 mine, Jinchuan[R]. 2005. (in Chinese))