

文章编号: 1673-3363-(2013)05-0665-08

# 深部高应力碎胀围岩二次支护参数研究

黄文忠<sup>1</sup>, 王卫军<sup>2</sup>, 余伟健<sup>2</sup>

(1. 丰城曲江煤炭开发有限责任公司, 江西 丰城 331136;

2. 湖南科技大学煤矿安全开采技术湖南省重点实验室, 湖南 湘潭 411201)

**摘要** 针对深部高应力碎胀围岩的变形特点及难支护问题, 以江西曲江矿区为例进行了二次支护参数优化设计的研究。根据曲江矿区深部巷道变形特点, 在原支护方案的基础上提出了具体支护方案。采用分段线性的应变软化模型, 获得了巷道围岩峰后软化强度参数; 考虑锚固体的强度效应, 提出了锚索的支护强度指标  $ID$  概念及计算公式, 并给出了锚固效应修正的岩体计算参数。针对 16 个设计方案进行了数值计算, 并采用提出的巷道工程稳定性综合得分指标  $E_s$  进行优选方案。计算结果表明, 方案 11(锚索长度  $l_a$  为 8 000 mm, 间排距  $e_a \times i_a$  为 1000 mm $\times$ 1000 mm; 初次支护时机位移值  $d_a$  为 60 mm)不但能保证巷道的稳定, 而且经济合理, 为最佳方案。另外, 分别分析了不同锚固效应对巷道稳定性的影响, 以及不同二次支护时机位移值对巷道稳定性的影响, 并提出了支护参数的总体评价及设计原则。

**关键词** 深部高应力; 巷道围岩; 支护强度; 二次支护时机; 数值计算

**中图分类号** TD 353

**文献标志码** A

## Analysis on secondary support parameter of deep high-stress & broken-expand surrounding rock

HUANG Wen-zhong<sup>1</sup>, WANG Wei-jun<sup>2</sup>, YU Wei-jian<sup>2</sup>

(1. Qujiang Coal Development Co. Ltd, Fengcheng, Jiangxi 331136, China; 2. Hunan Key Laboratory of Safe Mining Techniques of Coal Mines, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan, Hunan 411201, China)

**Abstract** According to deformation features and supporting problem of deep high-stress & broken-expand surrounding rock, with Qujiang Coal Mine as an example, optimization of secondary support parameter was studied. Concrete support projects were put forward based on deformation features of deep roadway and original supporting project, these projects include the first support parameters, the secondary support parameters and the secondary support opportunity. The piecewise linear strain-softening model was used to obtain post-peak soften strength parameters of surrounding rock. Strength effect of anchorage body was considered, the concept and the calculation formula of anchor supporting strength index ( $ID$ ) was put forward, and modified calculation parameters of rock mass were given. Numerical calculation was done for these sixteen secondary support projects, and comprehensive scores index ( $E_s$ ) of roadway stability proposed was used to optimize projects. The results showed that the eleventh project (the anchor length ( $l_a$ ) is 8 000 mm, the low and row distance ( $e_a \times i_a$ ) is 1000 mm $\times$ 1000 mm, the displacement value of secondary support opportunity ( $d_a$ ) is 60 mm) can not only ensure

收稿日期: 2012-08-07

基金项目: 国家自然科学基金项目(51104063; 51074071)

作者简介: 黄文忠(1967-), 男, 江西省南康市人, 硕士, 高级工程师, 从事煤矿开采技术及管理工作。

E-mail: hwzcl2006@163.com

Tel: 0795-6687088

stability of roadway, but also save cost, so it is optimum scheme. Therefore, influence relation of different anchoring effects and different displacement values of secondary support opportunity action on roadway stability were respectively analyzed, and overall evaluation and designing principles of support parameters were put forward.

**Key words** deep high stress; roadway surrounding rock; support strength; secondary support opportunity; numerical calculation

当埋深较大并受构造带影响的岩体被开挖后, 在地应力作用下由于存在大量的裂隙而迅速产生扩容现象, 即高应力碎胀变形。实践证明, 这种围岩体具有变形速度快、变形量大和变形持续时间较长等特点。此类工程围岩的稳定性和控制技术已成为目前研究的热点和难点问题。何满潮等<sup>[1]</sup>通过现场调查、室内试验以及理论分析, 以柳海矿运输大巷为工程背景, 确定软岩变形力学机制为高应力膨胀性软岩, 并提出了预留刚隙柔层支护技术进行支护。武栓军等<sup>[2]</sup>根据深部岩体的变形特征, 建立了弹塑性力学本构模型, 采用有限单元法对进路顶板的稳定性进行了模拟计算。陈仲杰等<sup>[3]</sup>通过分析深部高应力碎胀蠕变岩体特性, 提出了深部巷道围岩的支护对策。柏建彪等<sup>[4]</sup>研究分析了围岩应力和围岩变形速度随时间的变化规律、二次支护时间及支护强度对围岩变形的影响规律, 提出了指数蠕变模型。李刚等<sup>[5]</sup>对吕家坨煤矿深部高应力软岩巷道进行研究, 提出了以加强初次支护强度和采用底角锚杆为技术核心的支护方案。王卫军等<sup>[6]</sup>从控制围岩集中应力转移和缩小围岩破碎区范围出发, 提出了采用高强度锚杆、强力锚索、注浆加固围岩的高阻让压和高强度支护技术。牛双建等<sup>[7]</sup>针对深部矿井典型极软岩巷道提出了初期采用主动柔性支护对破碎围岩力学性能“固”、中期预留变形量对高应力“卸”、后期采用全断面高强度和高刚度支护对其流变变形强“抗”的刚柔耦合动态加固技术。以上研究成果较多地从深部岩体的变形特点等方面分析, 并提出了较为合理的控制措施, 总体以锚杆、锚索、锚注等联合支护方式为主<sup>[8-9]</sup>, 对控制围岩的大变形发挥了较大的作用。

对于二次支护设计参数等方面, 常庆粮、李大伟等<sup>[10-11]</sup>提出了一次锚网喷支护和二次料石碇支护的力学模型, 并建立了大刚度高强度二次支护巷道黏弹、黏塑性力学模型; 童义学<sup>[12]</sup>针对硐北矿大变形软岩巷道的特点, 采用了锚网喷-锚索喷二次支护工艺, 阐述了二次支护工艺的特点及关键技术; 余伟健等<sup>[13-14]</sup>在岩石力学理论的基础上, 根据弹塑

性理论、锚杆的中性点理论和锚索的力传递机制推导了初次支护和适当让压后二次支护的承载体强度方程, 并提出了叠加拱承载体强度理论。

以上研究成果都强调了二次支护参数及支护时机的重要性, 但由于把握最佳时机较难, 对于二次支护时机没有一个比较直观的定义, 特别是共同考虑二次支护参数和支护时机的优化与研究成果尚不多见。因此, 本文以曲江矿区深部巷道工程为背景, 在原方案的基础之上分别对初次支护和二次支护进行优化设计, 重点对二次支护进行参数优化设计, 并考虑二次支护时机的作用特点。

## 1 工程概况

曲江矿区-850 东大巷延伸段(该巷道埋深为 886 m 左右)沿走向布置在煤层底板岩层中, 该巷道主要为开辟新采区并提供运输、进风等用途。巷道设计长度为 1 013 m; 服务年限为 46.8 a。断面规格为半圆拱形, 净宽×净高为 4.4 m×3.5 m, 净断面为 13.3 m<sup>2</sup>。巷道掘进时的岩性为泥质粉砂岩, 呈灰黑色, 薄~中厚层状, 夹薄层状泥岩及细砂岩条带, 含少量菱铁矿结核, 产植物根茎化石, 节理发育, 钙泥质胶结, 硬度中等偏低。贯穿于该地区的主要断层包括 DF4, DF5, DF9 和 BF1, 这 4 条断层对巷道工程的影响较大, 均为正断层。

该巷道开挖后, 虽然采用“螺纹树脂锚杆+锚索+喷混凝土”支护, 有的甚至采用了高强度的 U 型钢可缩性支架, 但由于埋深大, 加上岩体破碎, 使顶板喷浆及围岩有严重离层、开裂、塌落和鼓出等现象。其变形和破坏严重影响矿井生产率提高。根据现场观测和调查发现, 该巷支护主要问题在于初次支护强度不够、二次支护参数不合理, 及在施工时对支护时机把握不准确。因此, 提高支护强度, 合理地进行二次支护参数设计是急需解决的问题。

## 2 巷道支护方案设计

### 2.1 巷道的总体方案设计

曲江-850 东大巷原永久性工程, 采用锚、梁、

网、喷、锚索组合支护方案，其中锚杆规格为  $\Phi 20$  mm $\times$ L2000 mm，排间距为 700 mm $\times$ 700 mm；锚索长度为 6.3 m，间排距为 1000 mm $\times$ 1400 mm。根据工程特点，并在原支护的基础之上进行重新设计时，仍采用锚、网、注、喷、锚索的方式进行支护。但岩体被开挖后，由于松动圈大于 2 m，所以锚杆和锚索的长度及间、排距应及时进行更改。具体支护参数如下：

1) 初次支护参数。巷道全断面锚杆选用  $\Phi 22$  mm 左旋无纵筋螺纹钢锚杆，锚杆长度  $l_c$  为 2 400 mm。每根锚杆使用 3 卷 K2350 树脂锚固剂，锚固力不低于 7 t，锚杆间排距为 700 mm $\times$ 700 mm。全断面挂钢丝网和钢筋梯子梁，金属网为  $\Phi 6$  mm，网格 100 mm $\times$ 100 mm，规格为 1000 mm $\times$ 800 mm。金属网接茬处必须有锚杆加钢筋梯子梁将其上紧并紧贴岩面，网间搭茬长度不少于 100 mm，钢筋梯子梁由  $\Phi 12$  mm 圆钢焊制而成。素喷射混凝土的厚度为 100 mm，金属网喷射混凝土的厚度为 200 mm。

2) 二次支护参数。锚索为  $\Phi 17.8$  mm，1 $\times$ 7 的钢绞线制作，锚索长度  $l_a$  分别考虑 6，7，8，9 $\times 10^3$  mm，间排距分别考虑 600 mm $\times$ 600 mm，800 mm $\times$ 800 mm，1000 mm $\times$ 1000 mm，1200 mm $\times$ 1200 mm。树脂端部锚固，锚固长度为 1 600 mm。每根锚索使用 4 卷 K2350 树脂锚固剂，锚固力不低于 12 t。锚索垫板采用 2 块垫板叠加，其规格分别为 350 mm $\times$ 350 mm $\times$ 10 mm 和 150 mm $\times$ 150 mm $\times$ 10 mm 的正方形垫板，大垫板在上，小垫板在下。

3) 二次支护时机。支护时机，即两次支护(或毛断面开挖后与支护)之间的时间间隔。这里，为了较直观地表示支护时机的宏观现象，现采用释放位移来说明问题，这里可称为支护时机位移值  $d_a$ 。由于压力较大，岩体松散，开挖后巷道的变形速度快，变形量较大，所以二次支护时机尤为重要。根据现场监测结果并为了便于设计，完成二次支护前需要先释放的位移在 0~100 mm。这里，分别将释放位移取值为 20，40，60，80 mm。

2.2 方案设计

根据以上支护参数可知，初次支护参数为固定，而二次支护参数分别考虑锚索长度  $l_a$ 、锚索的间排距  $e_a \times i_a$  和二次支护时机位移值  $d_a$ 。为了尽量减小方案的计算量，采用正交试验表进行设计。这里，考虑锚索长度  $l_a$ 、锚索的间排距  $e_a \times i_a$  和二次支护时

机位移值  $d_a$  这 3 个因素。根据二次支护参数设计，每一个因素应考虑 4 个水平值，而每一个因素的 4 个水平值在以上的方案设计中已经给出，因此，二次支护方案设计可采用正交试验表 L16(4<sup>3</sup>)进行，即可得到 16 个计算方案，各计算方案见表 1 所示。

表 1 二次支护计算方案  
Table 1 Calculation program of secondary support

方案	锚索长度 $l_a/\text{mm}$	锚索的间排距 $e_a \times i_a/(\text{mm} \times \text{mm})$	二次支护时机 位移值 $d_a/\text{mm}$
1	6 000	600 $\times$ 600	20
2	6 000	800 $\times$ 800	40
3	6 000	1000 $\times$ 1000	60
4	6 000	1200 $\times$ 1200	80
5	7 000	600 $\times$ 600	20
6	7 000	800 $\times$ 800	40
7	7 000	1000 $\times$ 1000	60
8	7 000	1200 $\times$ 1200	80
9	8 000	600 $\times$ 600	20
10	8 000	800 $\times$ 800	40
11	8 000	1000 $\times$ 1000	60
12	8 000	1200 $\times$ 1200	80
13	9 000	600 $\times$ 600	20
14	9 000	800 $\times$ 800	40
15	9 000	1000 $\times$ 1000	60
16	9 000	1200 $\times$ 1200	80

3 数值计算参数与方法

3.1 计算模型

本计算采用 FLAC<sup>2D</sup> 进行，该巷断面为半圆拱形，净宽 $\times$ 净高为 4.4 m $\times$ 3.5 m，由此将计算范围取为 150 m $\times$ 100 m，网格模型划分为 200 $\times$ 150=30000 个。根据现场调查，两帮收敛位移是顶底板的 1.20 倍左右，因此，水平应力大于垂直应力。根据建立的模型反复计算，侧压系数  $\lambda$  平均值取 1.26 比较合适。另外，在计算时，垂直应力取自重力，模型上、下边界采用应力边界，左、右边界采用位移边界，巷道埋深为 886 m，模型的上边界埋深为 811 m，下边界埋深为 961 m。如按巷道上覆岩体平均密度取 2 500 kg/m<sup>3</sup> 来算，所加应力分别为 20.275，24.025 MPa。

-850 东大巷岩体基本属于 IV 类，原岩计算参数见表 2。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变形效应，根据试验研究，岩体剪胀角为 5°~20°，在此取 10°，得到-850 东大巷围岩峰后软化强度参数见表 3。另外，锚杆、锚索及混凝土喷层的力学计算参数见表 4，5 所示。

表 2 岩体的计算参数  
Table 2 Calculated parameters of rock mass

岩体类型	容重 $g/(kg \cdot m^{-3})$	抗压强度 $R_c/MPa$	抗拉强度 $R_t/MPa$	黏聚力 $C/MPa$	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	变形模量 $E/GPa$	泊松比 $\mu$
原岩(泥质粉砂岩)	2.32	14	1.12	0.52	30	4.38	0.32

表 3 峰后岩体的计算参数  
Table 3 Calculated parameters of the post-peak rock mass

岩体类型	容重 $g/(kg \cdot m^{-3})$	抗压强度 $R_c'/MPa$	抗拉强度 $R_t'/MPa$	黏聚力 $C'/MPa$	内摩擦角 $\varphi'(^\circ)$	变形模量 $E/GPa$	泊松比 $\mu$
泥质粉砂岩	2.32	7	0.56	0.29	23.57	4.38	0.32

表 4 锚杆和锚索结构的计算参数  
Table 4 Calculated parameters of the anchor bolt and anchor cable structure

支护结构	直径 $\Phi/mm$	截面积/ $(\times 10^{-4}m^2)$	灰浆抗压强度/MPa	弹性模量/GPa	屈服强度/kN	$K_{bond}/GPa$	$S_{bond}/(\times 10^5N)$
锚杆	22	3.80	20	98.6/1.0=98.6	130/1.0=130.0	31.3/1.0=31.3	5.65/1.0=5.65
锚索	17.8	2.13	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 5 混凝土喷层的计算参数  
Table 5 Calculated parameters of the concrete sprayed 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	$83.3 \times 10^{-6}$
加金属网喷层	0.20	0.2	21.0	$666.7 \times 10^{-6}$

3.2 锚固体的强度效应

锚索的锚固效果主要是通过所施加的侧向应力而提高围岩的承载能力，而且由于锚索的锚固体具有较高的强度效应，将岩体与支护构建成复合加强体，大大限制了围岩的剧烈变形。因此，锚固体强度效应就是降低围岩强度弱化程度，即提高围岩的残余强度。这里，为了定量考虑锚固体强度效应，假定其效应与锚索的长度和预应力成正比、与间排距乘积成反比，由此可将锚索的支护强度指标  $ID$  定义如下：

$$ID = K_T \frac{l_a}{e_a \times i_a} \tag{1}$$

式中： $l_a$  为锚索长度，m； $e_a$ 、 $i_a$  分别为锚索的间、排距，m； $K_T$  为预应力锚索修正系数，根据经验，给出如下修正系数表达式：

$$K_T = 1 + \frac{1}{20} \frac{Q_a}{e_a \times i_a} \tag{2}$$

式中  $Q_a$  为单根锚索施加的预应力，t。

施加锚杆尤其是预应力锚索，使得围岩之间的接触应力增大，避免或减小松动范围，并提高了塑性区围岩的残余强度。在此，给出支护围岩的锚固效应修正计算参数，如下：

$$R_c^p = R_c' \left( 1 + \frac{ID}{10} \right), \quad R_t^p = R_t' \left( 1 + \frac{ID}{10} \right)$$

$$C^p = C'_t \left( 1 + \frac{ID}{10} \right), \quad \tan \varphi^p = \left( 1 + \frac{ID}{10} \right) \tan \varphi' \tag{3}$$

式中： $R_c^p$ 、 $R_t^p$ 、 $C^p$ 、 $\varphi^p$  分别为锚索作用范围之内的围岩峰后抗压强度、抗拉强度、黏聚力和内摩擦角的修正参数； $R_c'$ 、 $R_t'$ 、 $C'$ 、 $\varphi'$  分别为峰后软化围岩的力学计算参数，见表 4 所示。

根据以上公式可得到不同支护方案的支护强度指标  $ID$  值，以及对应的塑性应变峰后围岩强度参数，见表 6 所示。

表 6 二次支护后围岩的锚固效应修正的岩体计算参数  
Table 6 Corrected calculate parameters of rock mass after the secondary support

方案	支护强度指标 $ID$	抗压强度 $R_c^p/MPa$	抗拉强度 $R_t^p/MPa$	黏聚力 $C^p/MPa$	内摩擦角 $\varphi^p/(^\circ)$	变形模量 $E/GPa$	泊松比 $\mu$
1	44.44	38.11	3.05	1.58	67.19	4.38	0.32
2	18.16	19.71	1.58	0.82	50.87	4.38	0.32
3	9.60	13.72	1.10	0.57	40.54	4.38	0.32
4	5.90	11.13	0.89	0.46	34.75	4.38	0.32
5	51.85	43.30	3.46	1.79	69.69	4.38	0.32
6	21.19	21.83	1.75	0.90	53.70	4.38	0.32
7	11.20	14.84	1.19	0.61	42.77	4.38	0.32
8	6.89	11.82	0.95	0.49	36.38	4.38	0.32
9	59.26	48.48	3.88	2.01	71.71	4.38	0.32
10	24.22	23.95	1.92	0.99	56.20	4.38	0.32
11	12.80	15.96	1.28	0.66	44.85	4.38	0.32
12	7.87	12.51	1.00	0.52	37.94	4.38	0.32
13	66.67	53.67	4.29	2.22	73.38	4.38	0.32
14	27.25	26.07	2.09	1.08	58.41	4.38	0.32
15	14.40	17.08	1.37	0.71	46.80	4.38	0.32
16	8.85	13.20	1.06	0.55	39.44	4.38	0.32

4 计算结果分析及巷道稳定性讨论

4.1 方案优化

为了更符合实际工程情况，在计算中进行初次支护之前，即毛硐开挖完后，对围岩进行了一部分

应力释放后便进行初次支护，然后，根据以上 16 个方案分别进行了计算。进行一定的迭代计算步后所得到的结果见表 7 所示。

表 7 各方案的评价指标值  
Table 7 Evaluation value of each program

方 案	最大监测位移 $D_{\max}/\text{mm}$			最终收敛速率 $V_c/(\text{mm} \cdot \text{step}^{-1})$			支护结构最终抗力 $R_{\text{last}}/\text{MPa}$	围岩塑性区 $P/\text{m}$	安全系数 $S$
	拱顶	帮部	底板	拱顶	帮部	底板			
1	202.4	214.9	221.7	$2.44 \times 10^{-4}$	$4.87 \times 10^{-4}$	$5.04 \times 10^{-4}$	17.35	6.89	1.40
2	244.1	304.4	310.2	$7.87 \times 10^{-5}$	$1.17 \times 10^{-5}$	$1.23 \times 10^{-5}$	16.82	7.33	1.38
3	305.2	383.8	362.0	$5.31 \times 10^{-5}$	$6.24 \times 10^{-5}$	$7.78 \times 10^{-5}$	16.21	8.85	1.34
4	358.1	489.4	454.1	$8.16 \times 10^{-5}$	$3.18 \times 10^{-5}$	$4.08 \times 10^{-5}$	15.14	12.18	1.34
5	187.1	207.8	206.3	$2.03 \times 10^{-4}$	$3.05 \times 10^{-4}$	$3.18 \times 10^{-4}$	17.95	6.59	1.41
6	204.2	285.1	284.3	$4.89 \times 10^{-5}$	$1.21 \times 10^{-5}$	$1.52 \times 10^{-5}$	16.78	6.87	1.43
7	297.3	367.3	384.1	$5.01 \times 10^{-5}$	$3.41 \times 10^{-5}$	$4.29 \times 10^{-5}$	16.03	7.01	1.36
8	331.3	418.8	424.6	$7.07 \times 10^{-5}$	$3.11 \times 10^{-5}$	$3.49 \times 10^{-5}$	15.67	12.57	1.35
9	106.4	117.9	115.8	$5.54 \times 10^{-5}$	$7.69 \times 10^{-5}$	$7.69 \times 10^{-5}$	19.25	5.99	1.41
10	117.3	126.3	130.9	$4.01 \times 10^{-5}$	$5.94 \times 10^{-5}$	$6.08 \times 10^{-5}$	17.85	6.25	1.44
11	143.4	216.8	219.4	$1.51 \times 10^{-5}$	$1.58 \times 10^{-5}$	$2.18 \times 10^{-5}$	16.26	6.67	1.53
12	206.1	239.4	247.2	$1.71 \times 10^{-5}$	$8.78 \times 10^{-5}$	$8.23 \times 10^{-5}$	15.81	10.25	1.43
13	99.1	106.3	107.4	$5.67 \times 10^{-5}$	$8.99 \times 10^{-5}$	$9.64 \times 10^{-5}$	19.42	6.05	1.43
14	109.4	125.2	128.6	$5.11 \times 10^{-5}$	$6.08 \times 10^{-5}$	$5.93 \times 10^{-5}$	17.69	6.39	1.42
15	139.1	207.3	205.9	$1.51 \times 10^{-5}$	$3.43 \times 10^{-5}$	$2.66 \times 10^{-5}$	16.58	6.51	1.54
16	198.8	229.0	231.4	$1.69 \times 10^{-5}$	$9.18 \times 10^{-5}$	$9.06 \times 10^{-5}$	15.97	9.19	1.43

一般来讲，当支护结构所承受的最终抗力  $R_{\text{last}}$  小于支护结构所能承受的极限抵抗力  $R_{\text{max}}$  时，围岩工程的稳定性与最大监测位移  $D_{\text{max}}$ 、最终收敛速率  $V_c$ 、塑性区范围  $P$  成反比，而与支护结构所承受的最终抗力  $R_{\text{last}}$ 、安全系数  $S$  成正比。因此，将如下公式作为优选方案的指标，即巷道工程稳定性的综合得分值<sup>[14]</sup>：

$$E_s = K \frac{R_{\text{last}} S}{V_c P D_{\text{max}}} \quad (4)$$

式中： $E_s$  为巷道工程稳定性的综合得分值； $K$  是一个规范化系数，使  $E_s$  的最大值为 1。

由式(4)可得各方案的综合得分值，如图 1 所示。从图中可看出，方案 11，15 的综合得分值为最高，因此，这 2 个方案都可作为最佳优选方案。这 2 个方案的综合得分值较为接近(方案 11 为 0.92，方案 15 为 1.0)，而且不管是位移量、收敛速度、塑性区域和支护结构所受抗力，还是安全系数(都超过了 1.5)，其计算结果也都较为接近，即这 2 个方案都能保证巷道的稳定。但从经济角度来考虑，方案 11 可省去一部分费用，较方案 15 经济，为最优方案。

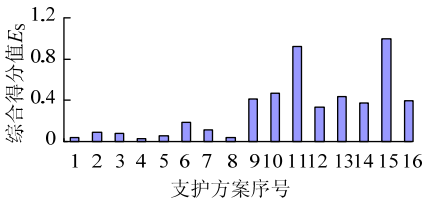


图 1 各计算方案的综合得分值  
Fig.1 Comprehensive values of each calculated program

另外，从计算结果(表 7)可以看出，当采用长度为 6 m 和 7 m 的锚索，其位移值其本上都在 200 mm 以上，塑性区域也大部分超过了锚索的锚固范围；而将锚索的长度调整到 8 m 以上时，不但位移值和塑性区域范围减小了，而且巷道工程的安全系数提高了，增强了巷道的稳定性。由此可知，该深部巷道的松动圈在 7~8 m 之间，只有将锚索加长到 8 m 及以上才能维护巷道较长时间的稳定。这也进一步说明了方案 11 的合理性。

4.2 不同锚固效应对巷道稳定性的影响

显然，不同程度的锚固效应会影响巷道工程的稳定性。一般来说，支护强度指标  $ID$  值越大，锚

固效果越好,围岩变形就越小,巷道就越稳定。但事实上,根据支护强度指标  $ID$  值与巷道围岩位移值  $D_{\max}$  和综合得分  $E_s$  值的关系曲线(如图2中列出了方案4,7,10,13的计算结果)可以发现,虽然随着支护强度的增大,巷道围岩变形位移逐渐变小,但巷道工程的综合得分指标  $E_s$  值却是到了一定程度不再增加,甚至有所降低。分析这一结果,可解释为如下原因:

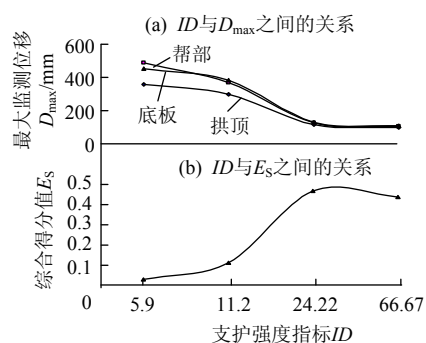


图2 不同支护强度指标值  $ID$  与巷道稳定性之间的关系

Fig.2 The relationship between different  $ID$  and roadway stability

1) 支护强度越高,围岩释放应力越小,作用于巷道周边岩体和支护结构的应力较高,使支护结构承受着较高的荷载,但此时碎胀围岩的变形并没有停止,随着应力的增大,变形速度极有可能加快。

2) 支护时机的影响。计算方案中,考虑不同的支护时机位移值。当支护强度较高时,加上支护时机位移值较小,围岩内部的应力来不及得到释放,造成支护结构承担的压力较大。当这种压力接近极限承载能力时,围岩变形速度有加快的趋势;而当围岩进一步产生碎胀扩容并有较大的挤压力时,也有可能破坏支护结构,从而引起巷道的失稳。

因此,进行深部高应力巷道支护时,不但要考虑锚固参数的设计,还必须考虑支护时机把握与选择,即提倡高阻力与让压相结合的支护设计。

#### 4.3 不同二次支护时机位移值对巷道稳定性影响

为了分析不同支护时机位移值对巷道稳定性的影响,针对方案11进行了计算,即方案的锚喷支护参数不变,但二次支护时机位移值分别取为20,40,60,80 mm,共进行了4个方案的计算,计算后可以得到的关系曲线,如图3所示。分析曲线图可得到如下几点:

1) 随着二次支护时机位移值的增大,不管是巷道拱顶、两帮,还是底板,其围岩变形都是不断增大的,而且当支护时机位移值达到40 mm后,位移

增势更快,这说明,二次支护时机越往后,巷道变形越严重。

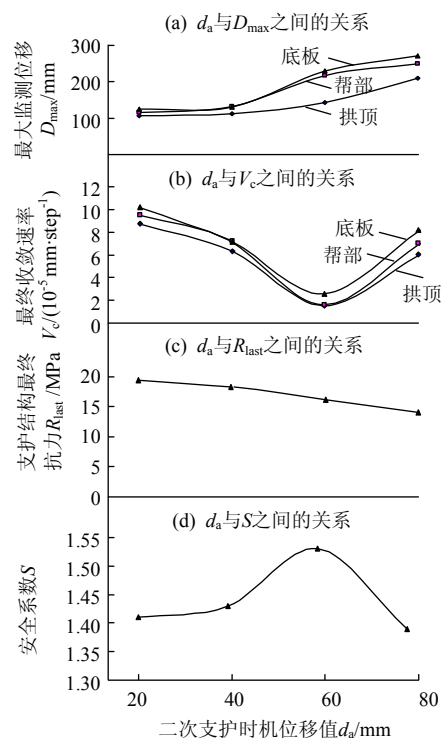


图3 不同支护时机位移值  $d_a$  与各评价指标值之间的关系

Fig.3 The relationship between different  $d_a$  and each index value

2) 随着二次支护时机位移值的增大,巷道围岩的最终收敛速度呈先减小后增大的趋势,而且当二次支护时机位移值为60 mm时,收敛速度最小。这说明,支护时机位移值在一定范围之内,收敛速度趋于稳定,而超过这个范围,收敛速度又有可能趋于不稳定,甚至呈加速增长。

3) 二次支护时机位移值与支护结构所受抗力的关系遵循让压规律,即二次支护时机位移值越大(让压值越大),围岩内部所预先释放的应力越大,从而作用在支护结构上的荷载越小,支护结构所发挥出来的抵抗力也就越小。

4) 随着二次支护时机位移值的增大,得到的安全系数呈先增大后减小的趋势。一般来讲,安全系数反映了巷道工程的稳定性,安全系数的这种变化趋势说明在一定的支护时机位移值范围之内,巷道围岩的稳定性随着支护时机位移值的增大而提高,但当二次支护时机位移达到某一数值时(本计算为60 mm),稳定程度也达到极限,超过这个值后,巷道稳定性随着支护时机位移值增大而降低。

从以上二次支护时机位移值与各指标的关系来看,巷道的稳定性不能仅仅依据某一指标的大

小,而是要综合多个指标。对于不同支护时机位移值对巷道稳定性的影响特点,可归纳为:

1) 对于二次支护时机位移值一定要适当,过小虽然会将巷道围岩抑制在较小的范围,但由于应力释放较小,使支护结构承受着较高的荷载,如果作用时间过长并达到支护结构的承载极限,会造成围岩产生挤压变形,随着时间的增长其速度也会加快,极有可能会引起支护结构的破坏,并最终使巷道失稳。

2) 如二次支护时机位移值过大,即在二次支护之前允许围岩释放较多的应力时,由于已产生的松动圈范围较大,并大大降低了围岩的自身承载能力,当围岩变形超过某一范围时便失去最佳支护时机,从而使支护结构与围岩不能达到协调一致的工作状态,使巷道存在潜在的不稳定因素或由于变形过大而产生失稳。

3) 当二次支护时机位移值适度时,即在支护之前使高应力围岩产生一定的变形并释放一部分能量,但并没有使围岩自身承载能力降低。当进行支护后,作用在支护结构体上的荷载适度,并形成了协调工作的“支护+围岩”承载共同体,这不管是对于巷道短时间稳定,还是长时间稳定都非常有利。

综上所述,二次支护时机位移值应在一定范围之内取值,不是越小越好,也不是越大越好,应强调适度让压。根据本次计算结果,对于曲江矿区的高应力巷道二次支护时机位移值应在 50~70 mm 之间取值,最佳为 60 mm。

#### 4.4 支护参数的总体评价及设计原则

在支护设计中,不应只重视锚固参数的设计,还要注意合理选取支护时机,为了维护巷道的稳定,应全面考虑支护强度和支护时机。因此,提出了如下几点设计原则:

1) 当二次支护时机位移值较大时,由于在支护前已经产生较大的应力释放,故对于所要求的支护强度应适当提高,并合理地调整锚索长度和间排距。例如在二次支护时机位移值为 60 mm 的情况下,应进行方案 11(锚索长度  $l_a$  为 8 000 mm,间排距  $e_a \times i_a$  为 1000 mm×1000 mm)的锚固参数设计,但是,当二次支护时机位移值达到 80 mm 时,应按照方案 10(锚索长度  $l_a$  为 8 000 mm,间排距  $e_a \times i_a$  为 800 mm×800 mm)或方案 15(锚索长度  $l_a$  为 9 000 mm,间排距  $e_a \times i_a$  为 1000 mm×1000 mm)的锚固参数进行设计。

2) 当二次支护时机位移值较小时,情况正好与前面相反。由于在支护前围岩内部释放的应力较小,还处于较高应力水平,所要求的支护不但应具有较高的强度,而且还应具有一定让压效果,此时,也应合理地调整锚索长度和间排距,但此时不应有太大的变化(特别是锚索的长度不应减短)。例如采用方案 11(锚索长度  $l_a$  为 8 000 mm,间排距  $e_a \times i_a$  为 1000 mm×1000 mm)的锚固参数设计,当二次支护时机位移值只有 40 mm 时,可按照方案 12(锚索长度  $l_a$  为 8 000 mm,间排距  $e_a \times i_a$  为 1200 mm×1200 mm)锚固参数进行设计。

3) 释放适当的变形地压不仅可采取锚杆和锚索等柔性支护结构,而且还应强调施工工艺的优化,并及时加强监测,以此来达到反馈设计并较为准确地把握二次支护的最佳时机的目的。当然,这都需要经过反复现场试验和经验总结来确定,经过优化施工还可以选择适当的封底时机以起到调节释放围岩应力的作用。

## 5 结 论

1) 在原支护方案的基础上,提出了具体支护参数,重点考虑了二次支护参数和二次支护时机,分别考虑了锚索长度  $l_a$ 、锚索的间排距  $e_a \times i_a$  和二次支护时机位移值  $d_a$ 。

2) 针对深部高应力碎胀围岩变形特点,考虑碎胀变形效果,采用分段线性的应变软化模型,获得了巷道围岩峰后软化强度参数,给出了锚索的支护强度指标  $ID$  概念、计算公式和锚固效应修正的岩体计算参数。

3) 计算结果表明,方案 11(锚索长度  $l_a$  为 8 000 mm,间排距  $e_a \times i_a$  为 1000 mm×1000 mm;初次支护时机位移值  $d_a$  为 60 mm)和方案 15(锚索长度  $l_a$  为 9 000 mm,间排距  $e_a \times i_a$  为 1000 mm×1000 mm;初次支护时机位移值  $d_a$  为 60 mm)的综合得分为最高,它们的计算结果较为接近,能够保证巷道的稳定。但综合考虑包括经济在内的各种因素,方案 11 应为最佳方案。

4) 根据支护强度指标  $ID$  值与巷道围岩位移值  $D_{\max}$  和综合得分  $E_S$  值的关系曲线可以发现,虽然随着支护强度的增大,巷道围岩变形位移逐渐变小,但巷道工程的综合得分  $E_S$  却是到了一定程度不再增加,甚至有所降低。因此,巷道工程的稳定性,特别是长期稳定不能只单方面看位移的变化,还要考虑支护结构的受力和围岩的最终变形速率等因

素的变化。

5) 二次支护时机位移值一定要适当,这样才能使围岩和支护结构形成协调工作的“支护+围岩”承载共同体,这不论是对于巷道的短时间稳定还是长时间稳定都非常有利。本次计算结果表明,对于曲江矿区的高应力巷道二次支护时机位移值应在50~70 mm之间取值,最佳为60 mm。

6) 在支护设计中,不应只重视锚固参数的设计,还要注意合理选取支护时机,为了维护巷道的稳定,应全面考虑支护强度和支护时机。在实际施工当中,当二次支护时机位移值不是很好把握时,应对锚索等支护强度进行适当调节,并强调施工过程的监测信息反馈设计。

#### 参考文献:

- [1] 何满潮, 郭志飏, 任爱武, 等. 柳海矿运输大巷返修工程深部软岩支护设计研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(9): 977-980.  
HE Man-chao, GUO Zhi-biao, REN Ai-wu, et al. Deep softrock supporting technology of the repair project for transport tunnel in Liuhai Coal Mine [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(9): 977-980.
- [2] 武栓军, 骆玉琦, 李宏业, 等. 深部高应力碎胀岩体中分层道稳定性的数值模拟[J]. 中国矿业, 2005, 14(8): 76-78.  
WU Shuan-jun, LUO Yu-qi, LI Hong-ye, et al. Stability analyses of drift in deep rock mass by finite-element [J]. China Mining Magazine, 2005, 14(8): 76-78.
- [3] 陈仲杰, 杨金维. 金川矿区深部高应力碎胀蠕变岩体支护对策[J]. 金属矿山, 2005(1): 18-22.  
CHEN Zhong-jie, YANG Jin-wei. Measures for supporting deep high stress crack-expansion creep rockmass in Jinchuan Mining District[J]. Metal Mine, 2005(1): 18-22.
- [4] 柏建彪, 王襄禹, 姚喆. 高应力软岩巷道耦合支护研究[J]. 中国矿业大学学报, 2007, 36(4): 421-425.  
BAI Jian-biao, WANG Xiang-yu, YAO Zhe. Study of coupling support in soft rock roadway under high stress[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2007, 36(4): 421-425.
- [5] 李刚, 梁冰, 张国华. 高应力软岩巷道变形特征及其支护参数设计[J]. 采矿与安全工程学报, 2009, 26(2): 183-186.  
LI Gang, LIANG Bing, ZHANG Guo-hua. Deformation features of roadway in highly stressed soft rock and design of supporting parameters[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2009, 26(2): 183-186.
- [6] 王卫军, 彭刚, 黄俊. 高应力极软破碎岩层巷道高强度耦合支护技术研究[J]. 煤炭学报, 2011, 36(2): 223-227.  
WANG Wei-jun, PENG Gang, HUANG Jun. Research on high-strength coupling support technology of high stress extremely soft rock roadway[J]. Journal of China Coal Society, 2011, 36(2): 223-227.
- [7] 牛双建, 靖洪文, 张忠宇, 等. 深部软岩巷道围岩稳定控制技术研究及应用[J]. 煤炭学报, 2011, 36(6): 914-919.  
NIU Shuang-jian, JING Hong-wen, ZHANG Zhong-yu, et al. Study on control technology of surrounding rocks in deep soft roadway and its application[J]. Journal of China Coal Society, 2011, 36(6): 914-919.
- [8] 余伟健, 高谦. 高应力巷道围岩综合控制技术及应用研究[J]. 煤炭科学技术, 2010, 38(2): 1-5.  
YU Wei-jian, GAO Qian. Surrounding rock comprehensive control technology and application to mine high stress roadway[J]. Coal Science and Technology, 2010, 38(2): 1-5.
- [9] KOCHARYAN G G, SPIVAK A A. Movement of rock blocks during large-scale underground explosions, part I: experimental data [J]. Journal of Mining Science, 2010, 37(1): 64-76.
- [10] 常庆粮, 周华强, 李大伟, 等. 软岩破碎巷道大刚度二次支护稳定原理[J]. 采矿与安全工程学报, 2007, 24(2): 169-173.  
CHANG Qing-liang, ZHOU Hua-qiang, LI Da-wei, et al. Stability principle of extremely rigid secondary support for soft and broken rock roadway[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2007, 24(2): 169-173.
- [11] 李大伟, 侯朝炯, 柏建彪. 大刚度高强度二次支护巷道控制机理与应用[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(7): 1072-1078.  
LI Da-wei, HOU Chao-jiong, BAI Jian-biao. Control mechanism and application of doubly supported roadways with large rigidity and high strength[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(7): 1072-1078.
- [12] 童义学. 软岩巷道二次支护技术的应用[J]. 煤炭科学技术, 2004, 32(12): 16-18.  
TONG Yi-xue. Application of secondary support technology in mine soft rock roadway[J]. Coal Science and Technology, 2004, 32(12): 16-18.
- [13] 余伟健, 高谦, 朱川曲. 深部软弱围岩叠加拱承载体强度理论及应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(10): 2134-2142.  
YU Wei-jian, GAO Qian, ZHU Chuan-qu. Study of strength theory and application of overlap arch bearing body for deep soft surrounding rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(10): 2134-2142.
- [14] 余伟健, 高谦, 张周平, 等. 深埋大跨度软岩硐室让压支护设计研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(1): 40-47.  
YU Wei-jian, GAO Qian, ZHANG Zhou-ping, et al. Yield supporting design for deep and large-span soft rock caverns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(1): 40-47.