

DOI: 10.11779/CJGE201409013

# 高应力软岩巷道可接长锚杆让压支护技术

王 飞, 刘洪涛, 张胜凯, 孙建辉, 李育吉, 蔡 猛

(中国矿业大学(北京) 资源与安全工程学院, 北京 100083)

**摘要:** 高应力软岩巷道的塑性区范围和变形量均较大, 其稳定型控制需要支护材料具备良好的延伸性能及深部锚固特性。基于“高阻让压”而研发的可接长锚杆长度大于4 m、延伸率为17%, 破断载荷为195 kN, 能够适应此类巷道的变形破坏特征。根据支护材料和围岩的变形破坏特征, 分别建立了可接长锚杆和“锚杆+锚索”支护系统的本构模型, 结果表明: 为保证支护结构稳定, 避免支护系统本构模型失稳后应变量剧增, 支护系统本构模型的应变上限不能超过支护元件的最大应变量; 可接长锚杆能够提供远大于锚索的让压距离, 保障软岩巷道支护系统的支护强度和稳定性。试验条件下, 可接长锚杆的平均支护阻力约为170.2 kN, 顶板0~4 m内围岩理论变形量为264 mm, 与工程实际变形量比较接近, 起到了对高应力软岩巷道顶板的让压支护的目标。

**关键词:** 可接长锚杆; 让压支护; 软岩巷道; 本构模型; 支护系统

中图分类号: TU43; TD353 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)09-1666-08

作者简介: 王 飞 (1988-) 男, 硕士研究生, 主要从事矿山压力及岩层控制和巷道支护方面研究。E-mail: wangfeialvin@163.com。

## Yieldable technology of lengthened bolts for high-stress soft rock roadways

WANG Fei, LIU Hong-tao, ZHANG Sheng-kai, SUN Jian-hui, LI Yu-ji, CAI Meng

(Faculty of Resources and Safety Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China)

**Abstract:** Due to their large deformation and plastic zones, the high-stress soft rock roadways, for stability control, need the support materials which have high elongation, and are anchored to the deep layer of the roof rock. Based on the theory of “strong support and yield pressure”, a new type of lengthened bolt is invented to adapt to the deformation and failure of the soft rock roadways. Its length, elongation and broken load are 4 m, 17% and 195 kN, respectively. The constitutive models for lengthened bolt support system and bolt-cable support system are established. The result shows that the upper limit strain of constitutive model for support system should not exceed the maximum strain of support materials in order to guarantee the stability of support structure. The new lengthened bolt can provide more yield-pressure distance than the cable, which exactly assures both the stability and the support strength of the lengthened bolt support system in soft rock roadways. Under the experimental conditions, the resistance of the lengthened bolt support is about 170.2 kN, and the theoretical rock deformation, 0 m to 4 m away from the roadway roof, is 264 mm, which is close to the actual deformation value. The goal of “yield support” in high-stress soft rock roadways is effectively achieved.

**Key words:** lengthened bolt; yield support; soft rock roadway; constitutive model; support system

## 0 引言

高应力软岩巷道围岩的支护难度大及支护成本高是影响深部矿井安全与高效生产的技术难题<sup>[1-2]</sup>。此类巷道具有地应力高、变形量大、塑性区范围大的特征, 特殊的变形破坏特征使得在部分高应力软岩巷道中, 巷道围岩的部分变形是在当前支护水平及支护成本下是无法完全控制的, 因此就需要对此类巷道进行卸压或者让压支护, 以避免支护材料的损坏及浪费<sup>[3-4]</sup>。国内外相关学者为解决高应力软岩巷道的支护难题进行了不懈的努力和研究, 并在在让压型锚杆等支护材料

方面取得了大量的研究成果<sup>[5-13]</sup>。按照让压型锚杆的工作原理, 可以将其主要分为以下两种: 第一种是机械式让压, 通过对锚杆杆体结构的特殊加工, 使其具有区别于普通锚杆的让压性能, 主要代表有前苏联的杆体弯曲波浪型锚杆和我国何满潮教授研发的恒阻大变形锚杆; 第二种是配件让压, 通过在锚杆托盘与螺母之间加入可提供让压距离的让压配件, 提高锚杆的

基金项目: 国家自然科学基金项目(51204187, 51234005); 北京高等学校青年英才计划项目(YETP0928)

收稿日期: 2013-12-27

让压性能, 主要代表有姜福兴、王连国教授研发的让压件和让压环。

高应力软岩巷道围岩具有地应力高、变形量大和塑性区范围大的特征, 因此支护材料不仅需要在提供较高支护阻力时具备更大的让压距离, 还必须能够锚固到塑性区之外的稳定岩层中。本文针对此类巷道的围岩变形破坏特征, 研发了长度较大、强度较高、延伸率较大的新型可接长锚杆, 并以具有典型高应力软岩特征的蒲河矿西三采区集中运输巷为工程背景, 综合采用现场工程地质调查、顶板监测、物理力学试验、本构模型分析等手段和方法, 研究了可接长锚杆对控制高应力软岩巷道顶板围岩的优势, 并将可接长锚杆支护方案成功应用于工程现场。

## 1 可接长锚杆的力学性能

螺纹钢杆体的延伸率较高, 能够提供较大的延伸量来适应顶板变形, 基于“高阻让压”而研发的新型可接长锚杆解决了螺纹钢锚杆的井下运输及安装所面临的长度瓶颈, 适用于高应力软岩巷道顶板围岩的控制。新型可接长锚杆主要由两段或多段左旋螺纹钢杆体经连接螺栓连接而成, 其中杆体接头处直径比杆体直径大 6 mm, 且连接螺栓及接头处的强度与杆体强度相匹配, 充分发挥了螺纹钢杆体的强度及延伸性能(见图 1)。



图 1 可接长锚杆连接处结构组成

Fig. 1 Structure of lengthened bolt in joints

为了深入研究左旋螺纹杆锚杆、预应力锚索, 以及可接长锚杆力学性能, 在实验室对  $\phi 20 \text{ mm} \times 2000 \text{ mm}$  左旋螺纹钢锚杆、 $\phi 17.8 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm}$  预应力锚索及  $\phi 20 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm}$  可接长锚杆进行了拉伸试验。由于可接长锚杆及锚索的长度一般大于 4 m, 常规的试验台无法对支护材料的全长进行杆体拉伸试验, 可接长锚杆与锚索的拉伸试验在特制实验台上完成, 试验台宽度为 0.25 m, 长为 4 m, 高 0.3 m(见图 2(a))。试验采用手动液压加载装置, 其中最大加载载荷为 500 kN, 单次加载最大距离为 15 cm。当液压活塞达到最大量程后需要对其卸载, 并在支护材料的另一端加装特制柱状垫环后, 重新对试验材料加载直至材料的破断, 4 m 可接长锚杆试验过程中需要在锚杆另一端依次加装高度为 10 cm 或 5 cm 的柱状垫环(见图 2(b))。可接长锚杆的接头墩粗处的强度大于杆体的强度, 接头墩粗处及连接螺栓均不会发生破断

(见图 2(c))。

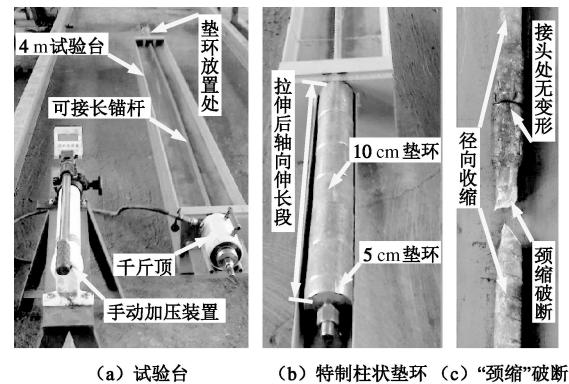


图 2 可接长锚杆杆体拉伸试验

Fig. 2 Tensile tests on lengthened bolts

锚杆变形主要为杆体自由段均匀伸长及屈服点的屈服量。由图 2(b) 可看出, 4 m 长自由段锚杆进行拉伸试验时, 共加入了 6 块 10 cm 垫环和 1 块 5 cm 垫环, 此时杆体自由段均匀延伸且变形量已达 650 mm, 杆体暂未出现“颈缩”现象。继续加载后, 杆体出现屈服点并破断(见图 2(c))。4 m 长自由段的锚杆最大变形量达到 685 mm, 延伸率约为 17%, 破断时手动加载装置液压表盘显示数值换算后为 195 kN。试验得出 3 种支护材料的载荷与延伸量的对应关系(见图 3)。

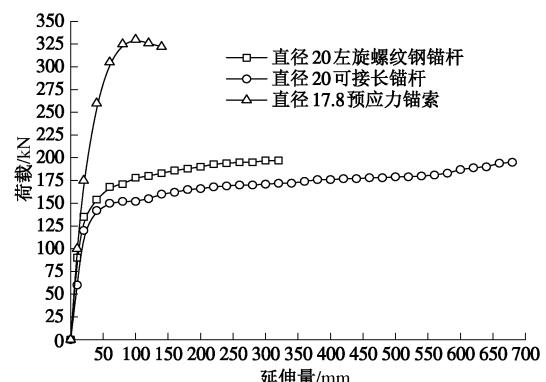


图 3 锚杆(索)拉伸试验曲线图

Fig. 3 Stress-strain curves of bolts and cables

随着杆(索)体两端荷载的增大, 3 种支护材料在荷载作用下变形量迅速增加, 杆(索)体依次进入弹性变形阶段和塑性变形阶段, 直至支护材料的破断, 具体表现为: 普通锚杆在延伸量为 30 mm(荷载为 140 kN) 时, 杆体进入塑性变形阶段, 延伸量和荷载分别缓慢增加至 320 mm 和 197 kN 时发生破断; 可接长锚杆在延伸量为 55 mm(荷载为 140 kN) 时, 杆体进入塑性变形阶段, 延伸量和荷载分别缓慢增加至 685 mm 和 195 kN 时发生破断; 而锚索在延伸量为 70 mm(荷载为 300 kN) 时, 杆体进入塑性变形阶段, 延伸量在

136 mm (荷载为 322 kN) 就已经发生索体的破断。根据 3 种支护材料的载荷与延伸量的关系, 可将支护材料的应力应变简化为线性强化弹塑性模型 (见图 4)。

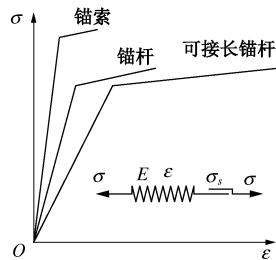


图 4 锚杆 (索) 本构模型

Fig. 4 Constitutive model for bolts and cables

$\phi 20 \text{ mm} \times 2500 \text{ mm}$  普通锚杆、 $\phi 20 \text{ mm} \times 5000 \text{ mm}$  可接长锚杆和 $\phi 17.8 \text{ mm} \times 6000 \text{ mm}$  锚索实际安装后自由段的长度分别为按 2, 4 和 5 m 计。根据图 3 中支护材料的载荷与延伸量的关系, 可得出以上 3 种支护材料的支护应力与应变关系 (假设锚索长度增加后最大应力不发生变化, 应变量近似成比例增加), 其中支护应力为单根锚杆或锚索在单位面积上的支护强度。 $\phi 20 \times 2500 \text{ mm}$  普通锚杆、 $\phi 20 \times 5000 \text{ mm}$  可接长锚杆和 $\phi 17.8 \times 6000 \text{ mm}$  锚索应力与应变关系如表 1 所示。

表 1 支护材料的力学参数

Table 1 Mechanical parameters of support materials

材料	参数			
	最大支护应力 /MPa	弹塑性应力临界点 $\sigma_s$ /MPa	最大变形量/m	弹塑性临界点变形量/m
$\phi 20 \times 2500$ 螺纹钢锚杆	0.197	0.14	0.32	0.03
$\phi 20 \times 5000$ 可接长锚杆	0.195	0.14	0.685	0.055
$\phi 17.8 \times 6000$ 预应力锚索	0.322	0.30	0.170	0.08

## 2 高应力软岩巷道顶板变形规律

试验巷道以蒲河矿西三采区集中运输巷为工程背景, 该巷道埋深为 400~500 m, 巷道断面为半圆拱形, 布置于煤层底板砂质泥岩内, 顶板岩性由外向里依次主要为砂质泥岩、泥岩和粉砂岩, 平均厚度分别为 1.8, 5.0 和 4.2 m。试验巷道顶板围岩的强度较低, 且所处位置地质构造复杂, 围岩完整性差, 煤层的顶板普遍赋存油母页岩等软岩, 具有较强的持续变形性。

该巷道断面为半圆拱形, 支护方式以“锚杆+锚索”联合支护为主, 巷道断面内具体支护参数为: 15 根 $\phi 20 \text{ mm} \times 2400 \text{ mm}$  螺纹钢锚杆, 间排距均为 800 mm, 平行布置于巷道顶板及两帮; 3 根 $\phi 17.8 \times 6000 \text{ mm}$  锚索, 排距为 800 mm, 间距为 1600 mm, 平行布

置于巷道顶板中间。在该巷道原支护方案下, 顶板围岩的持续变形时间长, 变形量较大, 锚索破断的情况比较严重, 经常需要重新补打锚杆锚索, 造成了支护材料的损失与浪费。

### 2.1 顶板变形规律监测及分析

#### (1) 顶板变形规律监测

试验巷道开挖后, 在掘进头处每隔 20 m 处及时布置了 3 组矿用多基点位移监测仪, 对试验巷道顶板围岩变形规律进行监测, 基点分别布置于顶板中间钻孔内 2, 4 和 8 m 处, 顶板围岩 0~2 m, 2~4 m, 4~8 m 和 0~8 m 内的变形量如图 5 所示。

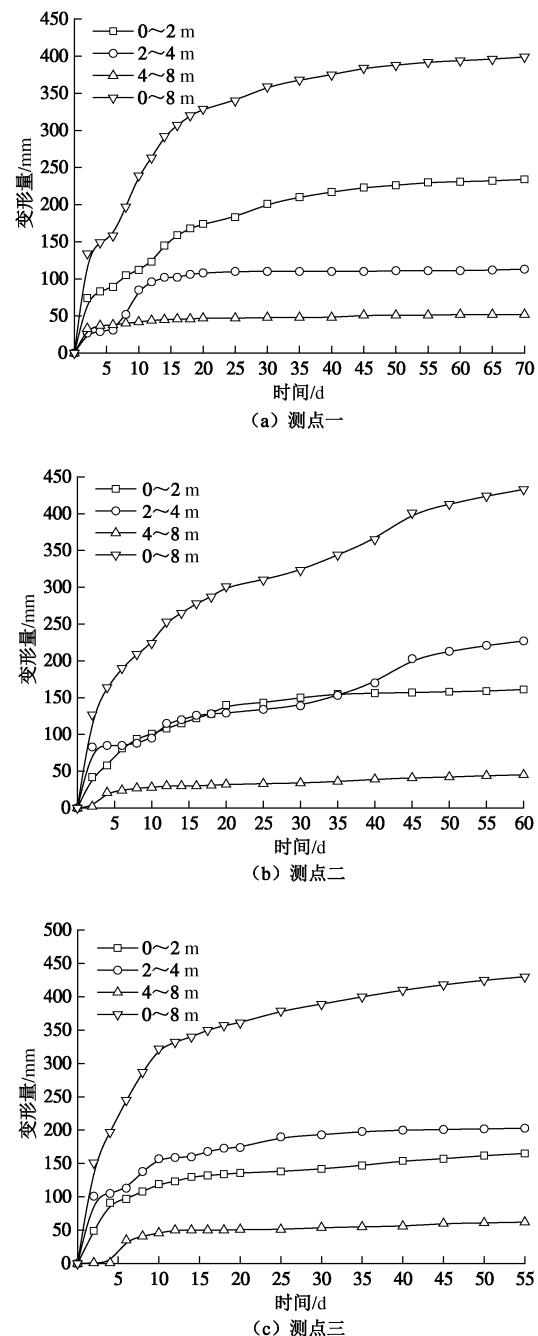


图 5 顶板变形规律监测结果

Fig. 5 Observed results of deformation in roadway roof

由图 5 可以看出: 在监测期内, 3 处顶板围岩总变形量平均为 421 mm, 其中在 0~2 m、2~4 m 和 4~8 m 内, 平均变形量分别为 187, 181 和 53 mm, 分别占总变形量的 44%, 43% 和 13% (见表 2 所示)。在为期 70 d 的观测周期结束后, 顶板变形量仍在持续增加。

表 2 顶板围岩变形量

Table 2 Rock deformation in roadway roof

研究层位	0~2 m	2~4 m	4~8 m	总变形量
测点一 (70 d)	234	113	52	399
测点二 (60 d)	161	227	45	433
测点三 (55 d)	165	203	62	430
平均变形量	187	181	53	421
百分比	44%	43%	13%	100%

### (2) 顶板变形规律分析

根据监测结果并结合具有软岩特征的焦作矿区、邢东矿区的部分巷道顶板围岩变形规律, 可得出此类高应力软岩巷道顶板围岩的变形破坏特征:

a) 在现有煤矿巷道工程条件下, 高应力软岩巷道围岩的部分变形具有不可控性, 顶板的变形量都相对较大且持续变形时间较长, 部分巷道的顶板变形量甚至可以达 500 mm 以上。过高的支护强度可以降低围岩的变形速率, 但会极大增加巷道的支护成本。

b) 监测结果表明, 顶板围岩 4~8 m 内围岩的变形量相对较小, 仅总变形量的 13% 左右, 而 0~4 m 内围岩变形量可占 87% 以上; 由于巷道围岩的强度较低, 变形破坏不断向深部扩展, 巷道顶板 2~4 m 内的围岩变形量可达总变形量的 43%, 因此 2~4 m 内围岩也是软岩巷道围岩控制的重点。

### 2.2 顶板围岩的本构模型

高应力软岩巷道顶板围岩具有的变形量大, 持续时间长, 且变形破坏主要发生在 0~4 m 内的特点, 以牛顿体和胡克体为元件的开尔文模型能够较好地体现出高应力软岩巷道顶板围岩的变形破坏特征。

由于煤矿常用的支护方式主要为“锚杆+锚索”联合支护, 而支护材料的长度决定了其所能控制的范围, 锚杆主要控制顶板 0~2 m 内的围岩, 锚索可以控制 2 m 以上的顶板围岩, 因此可将顶板围岩的模型简化为广义开尔文模型 (见图 6), 其中下部开尔文模型代表顶板 2 m 内的浅部围岩, 上部开尔文模型则代表顶板 2 m 以上的深部围岩。

在模型两端存在应力  $\sigma$  时, 开尔文模型中胡克体的应力随着应变量增大而增大, 广义开尔文模型的应变量为时间  $t$  的正相关函数, 最终达到应力与应变均不再增加的稳定平衡状态。

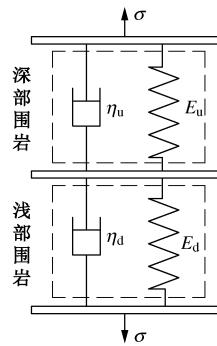


图 6 顶板围岩的广义开尔文模型

Fig. 6 Generalized Kelvin model of roof rock

### 3 顶板-支护系统本构模型

顶板支护系统主要由顶板围岩和锚杆、锚索和可接长锚杆等支护材料组成, 利用顶板与支护材料的本构模型元件可以模拟顶板围岩的支护强度与变形情况<sup>[14-16]</sup>。

#### 3.1 可接长锚杆支护分析

当顶板采用 5 m 可接长锚杆支护时, 可接长锚杆可同时控制顶板浅部和深部的围岩, 其支护系统模型如图 7 所示。若树脂锚固段长度按 1 m 计, 不考虑树脂锚固段发生的变形, 则 5 m 锚杆安装后自由段长度为 4 m。可接长锚杆“颈缩”破断前的延伸量主要为杆体自由段的均匀拉伸, 因此 5 m 可接长锚杆安装后在 0~2 m 和 2~4 m 内的应变量各占总应变量的 1/2。

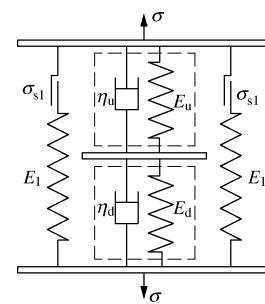


图 7 可接长锚杆支护系统模型

Fig. 7 Model of lengthened bolt support system

(1) 在下部开尔文模型中, 各元件的之间是并联关系, 因此模型中应力和应变满足以下关系:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_e = \varepsilon_v = \frac{1}{2} \varepsilon_1, \quad (1)$$

$$\sigma_d = \sigma_e + \sigma_v + k_1 \sigma_1, \quad (2)$$

式中,  $\varepsilon_d$ ,  $\varepsilon_e$ ,  $\varepsilon_v$  分别为下部开尔文模型的总应变量、弹簧应变量和阻尼器应变量,  $\varepsilon_1$  为可接长锚杆应变量;  $\sigma_d$ ,  $\sigma_e$ ,  $\sigma_v$  分别为下部开尔文模型的总应力、弹簧应力和阻尼器应力,  $\sigma_1$  为可接长锚杆应力 (MPa);  $k_1$  为顶板单位面积内可接长锚杆的平均数目, 根/m<sup>2</sup>。

当顶板变形量较大时, 可接长锚杆进入塑性变形阶段, 各元件的本构方程为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= E_d \varepsilon_e, \\ \sigma_v &= \eta_d \frac{d\varepsilon_v}{dt}, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\sigma_i = \sigma_{s1} + K_1 [\varepsilon_i - (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_0)] \quad (4)$$

式中  $E_d$  为下部开尔文模型中弹簧的弹性模量 (MPa);  $\varepsilon_i$ ,  $\varepsilon_0$ ,  $\varepsilon_{s1}$  分别为可接长锚杆的总应变量、预紧时的初始应变量和弹塑性临界点的应变量;  $\sigma_i$ ,  $\sigma_{s1}$  分别为可接长锚杆的总应力和弹塑性临界点的应力 (MPa);  $\eta_d$  为组合体下部模型中阻尼器的牛顿黏性系数;  $K_1$  为可接长锚杆线性强化弹塑性模型的强化系数 (MPa/m)。

将式 (3)、(4) 代入式 (2) 中, 可得出下部开尔文模型的应力为

$$\sigma_d = E_d \varepsilon_e + \eta_d \frac{d\varepsilon_v}{dt} + k_1 \{\sigma_{s1} + K_1 [\varepsilon_i - (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_0)]\} \quad (5)$$

根据式 (5) 和式 (1), 可解得该常系数微分方程的通解为

$$\varepsilon_d = \frac{\sigma_d - k_1 \sigma_{s1} + k_1 K_1 (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_0)}{E_d + 2k_1 K_1} + C e^{\frac{-(E_d + k_1 K_1)t}{\eta_d}} \quad (6)$$

随时间增加, 顶板应变量逐渐达到稳定状态, 即  $t \rightarrow \infty$  时, 可以得出在下部开尔文模型中, 浅部围岩稳定时的变形量为

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varepsilon_d = \frac{\sigma_d - k_1 \sigma_{s1} + k_1 K_1 (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_0)}{E_d + 2k_1 K_1} \quad (7)$$

(2) 在上部开尔文模型中, 各元件的之间为并联关系, 参考下部开尔文模型的应力与应变的计算过程, 深部围岩稳定时的应变量为

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varepsilon_u = \frac{\sigma_u - k_1 \sigma_{s1} + k_1 K_1 (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_0)}{E_u + 2k_1 K_1} \quad (8)$$

式中  $\varepsilon_u$  为上部开尔文模型的总应变量;  $\sigma_u$  为上部开尔文模型的总的应力 (MPa);  $E_u$  为上部开尔文模型中弹簧的弹性模量 (MPa);  $\eta_u$  为上部开尔文模型中阻尼器的牛顿黏性系数。

(3) 顶板围岩模型的总应变量为上部和下部开尔文模型的总应变量, 且等于可接长锚杆预紧后的应变量, 即

$$\varepsilon_{\text{总}} = \varepsilon_u + \varepsilon_d = \varepsilon_i - \varepsilon_0 \quad (9)$$

根据 3 种支护材料的拉伸试验可以看出, 可接长锚杆与普通锚杆的延伸率近似, 且远大于锚索的延伸率, 当顶板组合体模型中可接长锚杆达到延伸极限而时, 3 种支护材料都会由于延伸量不足而破断, 此种情况发生的概率较小。

### 3.2 “锚杆+锚索”联合支护分析

当巷道顶板采用“锚杆+锚索”联合支护时, 浅

部围岩主要由锚杆和锚索共同控制, 而深部围岩主要由锚索控制 (见图 8)。2.4 m 普通锚杆和 6 m 预应力锚索安装后的自由段长度按 2 m 和 5 m 计算。锚索破断前的延伸量主要为索体自由段的均匀延伸, 因此 6 m 预应力锚索安装后在 0~2 m 和 2~4 m 段延伸量各占 2/5。

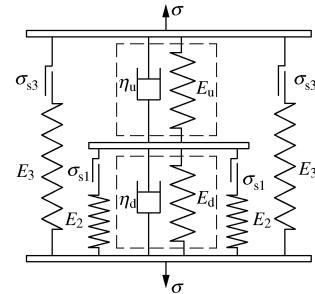


图 8 顶板围岩支护系统本构模型

Fig. 8 Model of bolt-cable support system

(1) 在下部开尔文模型中, 各元件的之间是并联关系, 因此支护系统模型中应力和应变满足以下关系:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_e = \varepsilon_v = \varepsilon_2 = \frac{2}{5} \varepsilon_3, \quad (10)$$

$$\sigma_d = \sigma_e + \sigma_v + k_2 \sigma_2 + k_3 \sigma_3. \quad (11)$$

式中  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$  分别为普通锚杆和预应力锚索的应变量;  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  分别为普通锚杆和预应力锚索的应力 (MPa);  $k_2$ ,  $k_3$  分别为单位面积顶板内普通锚杆和预应力锚索的平均数目 (根/m<sup>2</sup>)。

当顶板变形量较大时, 普通锚杆和预应力锚索均进入塑性变形阶段, 经计算下部开尔文模型稳定时的应变量为

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varepsilon_d = \frac{\sigma_d - k_2 (K_2 \varepsilon_0' + \sigma_{s2} - K_2 \varepsilon_{s2}) - k_3 (K_3 \varepsilon_0'' + \sigma_{s3} - K_3 \varepsilon_{s3})}{(E_d + K_2 k_2 + 2.5 K_3 k_3)} \quad (12)$$

式中,  $\sigma_{s2}$ ,  $\sigma_{s3}$  分别为普通锚杆和预应力锚索弹塑性临界点的应力 (MPa);  $\varepsilon_{s2}$ ,  $\varepsilon_{s3}$  分别为普通锚杆和预应力锚索弹塑性临界点的应变量,  $\varepsilon_0'$ ,  $\varepsilon_0''$  分别为普通锚杆和预应力锚索预紧时的初始应变量;  $K_2$ ,  $K_3$  分别为普通锚杆和预应力锚索的线性强化弹塑性模型的强化系数 (MPa/m)。

(2) 在上部开尔文模型中, 各元件的之间是并联关系, 参考下部开尔文模型的应力与应变的计算过程, 上部开尔文模型稳定时的应变量为

$$\varepsilon_u = \varepsilon_e = \varepsilon_v = \frac{2}{5} \varepsilon_3, \quad (13)$$

$$\sigma_u = \sigma_e + \sigma_v + k_2 \sigma_2. \quad (14)$$

当顶板变形量较大时, 预应力锚索进入塑性变形阶段, 经计算深部围岩稳定时的总应变量为

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varepsilon_u = \frac{\sigma_u - k_3(K_3 \varepsilon_0'' + \sigma_{s3} - K_3 \varepsilon_{s3})}{(E_u + 2.5K_3 k_3)} \quad (15)$$

(3) 顶板围岩模型的总应变量为上部和下部开尔文模型的总应变量, 且等于预应力锚索预紧后的应变量, 即

$$\varepsilon_{\text{总}} = \varepsilon_u + \varepsilon_d = \varepsilon_3 - \varepsilon_0'' \quad (16)$$

当顶板围岩模型的总应变量大于锚索预紧后的最大应变量时, 支护系统中锚索发生破断, 即  $k_3=0$  时

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varepsilon_u = \frac{\sigma}{E_u} \quad (17)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varepsilon_d = \frac{\sigma - k_2(K_2 \varepsilon_0' + \sigma_{s2} - K_2 \varepsilon_{s2})}{E_d + K_2 k_2} \quad (18)$$

由式(17)、(18)可知, 浅部围岩和深部围岩由于锚索的失效破断, 支护系统模型的总应变量较锚索失效前剧增。

### 3.3 支护方式对比

(1) 试验巷道在原“锚杆+锚索”联合支护下,  $\phi 20 \text{ mm} \times 2400 \text{ mm}$  普通锚杆的安装后最大延伸量约为 300 mm, 而顶板 0~2 m 内围岩两个月的变形量平均为 187 mm, 因此锚杆不会由于达到杆体延伸极限而破断;  $\phi 17.8 \text{ mm} \times 6000 \text{ mm}$  预应力锚索安装后的最大延伸量仅有 170 mm 左右, 高应力软岩巷道顶板 0~4 m 内围岩的变形量平均可以达到 368 mm, 超出了 6 m 锚索的最大延伸量, 锚索失去了与锚杆联合支护巷道顶板围岩的作用。

(2)  $\phi 20 \text{ mm} \times 5000 \text{ mm}$  可接长锚杆(自由段按 4 m 计)的破断载荷和延伸量分别为 195 kN 和 685 mm, 可以锚固到顶板深部相对稳定岩层中, 充分发挥巷道围岩残余强度的自承性能, 685 mm 的延伸量大于原支护方案中顶板围岩的最大变形量 433 mm, 避免了杆体失效破断, 显著提高顶板支护系统的让压距离, 保障支护系统的强度和稳定性。

综上所述: 在支护高应力软岩巷道时, 预应力锚索的延伸率较低, 不能与普通锚杆协调变形, 导致锚索失效破断; 可接长锚杆与预应力锚索相比, 能提供合适的让压距离, 在巷道顶板围岩变形量过大时, 可接长锚杆的“高阻让压”特性能够保障支护系统的稳定性。

## 4 工程应用

为了对比“锚杆+锚索”联合支护与可接长锚杆支护方式对高应力软岩巷道的控制效果, 设计了可接长锚杆支护方案, 并结合现场监测比较两种支护方案的应用效果。

### 4.1 可接长锚杆支护方案及参数设计

根据可接长锚杆的变形特征与工程条件, 设计了

可接长锚杆支护方案(见图 9)。采用  $\phi 20 \text{ mm} \times 5000 \text{ mm}$  可接长锚杆替代原支护方案顶板内的  $\phi 20 \text{ mm} \times 2400 \text{ mm}$  普通锚杆与  $\phi 17.8 \text{ mm} \times 6000 \text{ mm}$  预应力锚索, 而巷道两帮则采用  $\phi 20 \text{ mm} \times 3700 \text{ mm}$  扩帮锚杆。

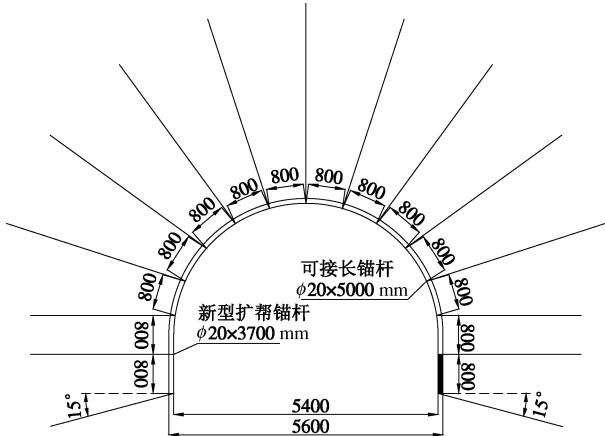


图 9 可接长锚杆支护方案

Fig. 9 Support scheme of lengthened bolts

可接长锚杆支护方案的支护密度较原“锚杆+锚索”联合支护方案略微降低, 具体的支护参数如下:

(1) 顶板采用  $\phi 20 \text{ mm} \times 5000 \text{ mm}$  新型可接长锚杆, 钻孔直径 28 mm, 锚杆间排距均为 800 mm。可接长锚杆安装时采用 2 根长度为 500 mm 树脂药卷, 预紧力 120 kN。

(2) 两帮采用  $\phi 20 \text{ mm} \times 3700 \text{ mm}$  扩帮锚杆, 以解决在巷道扩帮过程中, 经常需要重新补打锚杆锚索的问题, 钻孔直径 28 mm, 锚杆间排距 800 mm×800 mm, 平行布置, 预紧力 100 kN。

### 4.2 支护效果及分析验证

蒲河矿西三采区集中运输巷采用可接长锚杆支护后, 在试验巷道顶板内建立了 6 个锚杆受力监测点和 3 处多基点位移监测站, 分别对巷道顶板 0~8 m 内围岩变形规律及可接长锚杆工作阻力进行了持续监测(见图 10, 11)。观测两个月后数据显示, 顶板变形与锚杆受力基本趋于稳定。

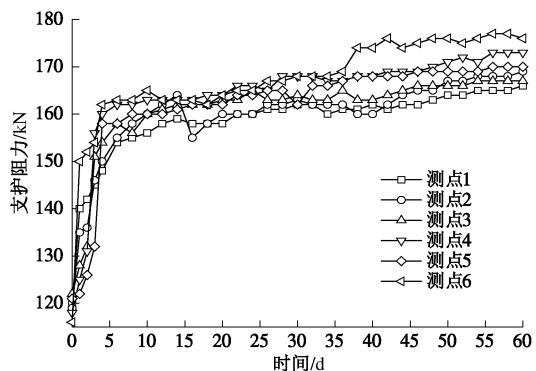


图 10 实测可接长锚杆支护阻力图

Fig. 10 Measured support resistance of lengthened bolts

由图 10 分析可知, 可接长锚杆安装时的预紧力基本符合方案设计要求, 安装后的锚杆工作状态良好, 支护阻力分布在 165~176 kN 之间, 平均为 170.2 kN, 且未发生破断现象, 该监测结果较好地体现了可接长锚杆的高阻性能, 并保证了支护体与围岩的强度协调性。

结合式(9)进行定量分析, 可接长锚杆的长度为 5000 mm, 直径为 20 mm, 钻孔直径为 28 mm, 树脂卷长度为 1000 mm, 直径为 23 mm, 外露长度按 100 mm 计, 锚杆安装后的自由段长度约为 3500 mm, 最大延伸量约为 595 mm。由图 3 可接长锚杆的杆体拉伸试验可知, 当预紧力为 120 kN 时, 可接长锚杆的延伸量约为 20 mm, 可接长锚杆支护阻力为 170.2 kN 时的延伸量约为 284 mm。顶板围岩的总变形量等于可接长锚杆的总变形量与预紧时的初始变形量之差, 即可接长锚杆控制范围内围岩的理论变形量约为 264 mm, 现场监测结果显示了该段实际变形量平均为 279 mm(见图 11)。该理论结果表明可接长锚杆支护系统本构模型可以用于指导巷道顶板的支护参数设计。

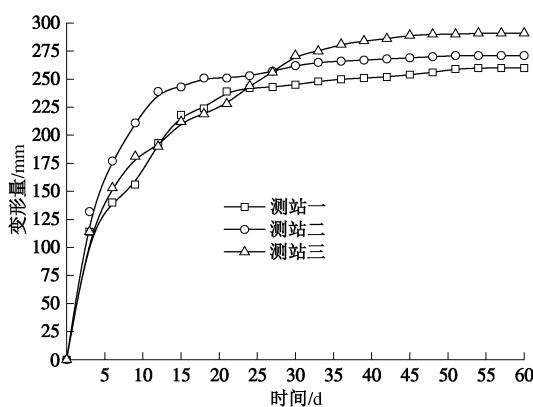


图 11 顶板围岩变形量

Fig. 11 Rock deformation in roadway roof

## 5 结 论

(1) 可接长锚杆可以锚固到顶板深部相对稳定的岩层中, 具有较高的支护阻力和良好的变形性能, 杆体强度和延伸量最大可以达到 195 kN 和 685 mm, 可以避免顶板变形过大时杆体破断失效。

(2) 顶板支护系统模型的分析结果表明: 为保证支护结构稳定, 支护系统本构模型的应变上限不能超过支护元件的最大应变量, 避免支护系统体模型失稳后应变量剧增; 预应力锚索的延伸率较低, 既不能与普通锚杆的力学性能相匹配, 又不能适应顶板的大变形特征, 易导致索体破断失效; 可接长锚杆与预应力锚索相比, 能提供较大的让压距离, 在巷道顶板围岩

变形量较大时, 可接长锚杆的“高阻让压”特性能够保障支护系统的稳定。

(3) 在监测期内, 5 m 可接长锚杆的平均支护阻力约为 170.2 kN, 顶板 0~4 m 内围岩理论变形量为 264 mm, 与实际变形量接近; 可接长锚杆杆体延伸量约为 284 mm, 远小于其最大延伸量, 较好的解决了高应力软岩巷道顶板的变形量大、持续变形时间长的难题, 可为此类巷道支护提供参考。

## 参 考 文 献:

- [1] 侯朝炯. 巷道围岩控制[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 2013: 186~194. (HOU Chao-jiong. Ground control of roadways[M]. Xuzhou: China University of Mining & Technology Press, 2013: 18~194. (in Chinese))
- [2] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京: 科学出版社, 2002: 21~24. (HE Man-chao, JING Hai-he, SUN Xiao-ming. Soft rock engineering mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2002: 21~24. (in Chinese))
- [3] 柏建彪, 王襄禹, 贾明魁. 深部软岩巷道支护原理及应用[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(5): 632~635. (BAI Jian-biao, WANG Xiang-yu, JIA Ming-kuai. Theory and application of supporting in deep soft roadway[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(5): 632~635. (in Chinese))
- [4] 何满潮, 袁越, 王晓雷, 等. 新疆中生代复合型软岩大变形控制技术及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2013(3): 433~441. (HE Man-chao, YUAN-Yue, WANG Xiao-lei, et al. Control technology for large deformation of mesozoic compound soft rock in Xinjiang and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013(3): 433~441. (in Chinese))
- [5] 王琦, 李术才, 李为腾, 等. 让压型锚索箱梁支护系统组合构件耦合性能分析及应用[J]. 岩土力学, 2012, 23(11): 3374~3384. (WANG Qi, LI Shu-cai, LI Wei-teng, et al. Analysis of combination components coupling of pressure relief anchor box beam support system and application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 23(11): 3374~3384. (in Chinese))
- [6] 连传杰, 王阁. 预应力让压锚杆设计参数对深埋巷道稳定性影响分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 2): 452~458. (LIAN Chuan-jie, WANG Ge. Influence of design parameters of prestressed yieldable bolts on stability of deep mine roadway[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S2): 452~458. (in Chinese))

- [7] 张国锋, 于世波, 李国峰, 等. 巨厚煤层三软回采巷道恒阻让压互补支护研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(8): 1619 - 1626. (ZHANG Guo-feng, YU Shi-bo, LI Guo-feng, et al. Research on complementary supporting system of constant resistance with load release for three-soft mining roadways in extremely thick coal seam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(8): 1619 - 1626. (in Chinese))
- [8] 张志康, 王连国, 单仁亮, 等. 深部动压巷道高阻让压支护技术研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2012(1): 33 - 37. (ZHANG Zhi-kang, WANG Lian-guo, SHAN Ren-liang, et al. Support technology of high resistant and yielding property for deep roadway under dynamic pressure[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2012(1): 33 - 37. (in Chinese))
- [9] 王 平, 姜福兴, 王存文, 等. 大变形锚杆索协调防冲支护的理论研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2012(2): 191 - 196. (WANG Ping, JIANG Fu-xing, WANG Cun-wen, et al. The study on coordination for avoiding impact using bolt and anchor cable with large deformation[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2012(2): 191 - 196. (in Chinese))
- [10] 陈旭光, 张强勇, 杨文东, 等. 深部巷道围岩分区破裂现象的试验与现场监测对比分析研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 70 - 75. (CHEN Xu-guang, ZHANG Qiang-yong, YANG Wen-dong, et al. Comparative analyses of model tests and in-situ monitoring of zonal disintegration of rock mass in deep tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 70 - 75. (in Chinese))
- [11] 芮 瑞, 夏元友, 顾金才, 等. 压力分散型锚索锚固段受力特性试验分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 917 - 923. (RUI Rui, XIA Yuan-you, GU Jin-cai, et al. Field test and mechanical analysis of anchorage segment of pressure-dispersion anchors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 917 - 923. (in Chinese))
- [12] 曹文贵, 莫 瑞, 李 翔. 基于正态分布的岩石软硬化损伤统计本构模型及其参数确定方法探讨[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(5): 671 - 675. (CAO Wen-gui, MO Rui, LI Xiang. Study on statistical constitutive model and determination of parameters of rock based on normal distribution[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(5): 671 - 675. (in Chinese))
- [13] 汤 雷, 王五平. 锚杆支护与围岩共同承载的协调性[J]. 煤炭学报, 2004, 29(1): 12 - 16. (TANG Lei, WANG Wu-ping. Coordination between bolting support and surrounding rock affected by ground pressure[J]. Journal of China Coal Society, 2004, 29(1): 12 - 16. (in Chinese))
- [14] 王连国, 李明远, 王学知. 深部高应力极软岩巷道锚注支护技术研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2890 - 2893. (WANG Lian-guo, LI Ming-yuan, WANG Xue-zhi. Study on mechanisms and technology for bolting and grouting in special soft rock roadways under high stress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(16): 2890 - 2893. (in Chinese))
- [15] 李俊平, 连民杰. 矿山岩石力学[M]. 北京: 冶金工业出版社, 2011: 53 - 58. (LI Jun-ping, LIAN Min-jie. Mine rock mechanics[M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 2011: 53 - 58. (in Chinese))
- [16] 蔡美峰, 何满朝, 刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (CAI Mei-feng, HE Man-chao, LIU Dong-yan. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))