

深部巷道锚杆-锚索-围岩变形协同研究

龙景奎^{1,2*}, 范子毅³, 刘碧雁⁴

(1.中国矿业大学 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室,江苏 徐州 221116;

2.中国矿业大学 力学与建筑工程学院,江苏 徐州 221116;3.河南龙宇能源股份有限公司车集煤矿,河南 永城 476600;

4.贵州盘江投资控股(集团)有限公司,贵州 贵阳 550003)

摘要:利用锚杆、锚索在物理力学性能上“刚柔并济”的优越性和互补性来控制深部巷道围岩稳定,已经越来越普遍而重要.针对锚杆(索)与围岩变形不协调,造成局部锚杆(索)发生拉断而导致整体控制失效的情况,通过计算分析深部巷道围岩变形的演化过程,提出锚杆-锚索-围岩变形协同的控制思路和计算方法,以充分发挥三者的整体承载性能,更好地实现深部巷道围岩稳定性控制目标.

关键词:深部巷道;锚杆;锚索;围岩;变形协同

中图分类号:TD353

文献标志码:A

文章编号:1672-9102(2018)01-0001-09

Study on Bolt-cable-surrounding Rock Deformative Synergy in Deep Roadway

Long Jingkui^{1,2}, Fan Ziyi³, Liu Biyan⁴

(1.State Key Laboratory for Geo-Mechanics and Deep Underground Engineering,

China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China;

2. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China;

3.Juji Coal Mine of Henan Longyu Energy Co., Ltd., Yongcheng 476600, China;

4.Guizhou Panjiang Investment Holdings (Group) Co., Ltd., Guiyang 550003, China)

Abstract: It is increasingly important to stabilize the surrounding rock in deep roadway by employing its superior physical feature of rigid-flexible coupling. A lack of coordination between the surrounding rock and the bolt or cable result in a partial tensile failure of the later, which in turn causes an overall control failure. In order to overcome this problem, the process of deformation of the surrounding rock in deep roadway was explored, and the way was discussed to control and calculate the bolt-cable-surrounding rock deformative synergy, which their overall bearing capability was optimized, and a better control of the stability of the surrounding rock in deep roadway was achieved.

Keywords: deep roadway; bolt; cable; surrounding rock; deformative synergy

受我国煤炭资源储存和分布的影响,一些煤矿已经进入深部开采.而深部岩体所处的地质力学环境十分复杂,带来巷道围岩稳定性控制遇到许多的问题和难题,并对深部煤炭安全开采造成了很大的隐患和威胁^[1-2].研究表明^[3-9],深部巷道围岩变形具有以下特征:一是变形量大,且具有明显的“时间效应”,表现为持续的强流变特性;二是围岩破坏时产生的永久变形量往往较大,其力学响应行为由浅部的脆性转化为深部潜在的延性;三是巷道有时并没发生较大变形,但围岩破碎、破裂现象却比较明显.

收稿日期:2015-06-30

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51374199)

*通信作者,E-mail:jklong@cumt.edu.cn

与架棚表现出的被动支护不同,锚杆、锚索能够对巷道围岩起到主动锚固的作用.尤其是通过协同锚固机理研究和技术设计,促使锚杆-锚索-围岩三者变形上协调匹配,充分发挥协同锚固作用,能够有效改善锚固围岩的应力状态,减少应力集中和较大变形,显著提高锚固围岩结构的承载能力、抗变形能力和整体稳定性,从而更好地实现深部巷道围岩稳定性控制^[10-13].

1 巷道围岩变形分析

深部巷道开挖后,在重新分布的复杂应力作用下,会带来围岩的变形和破坏,并会产生一定的非弹性变形区域,应变软化和体积膨胀是深部岩体的重要特性.巷道破裂范围(破裂区半径)和位移是评价围岩稳定性的重要指标,也是巷道稳定控制的基础依据.如图1所示,根据围岩破裂情况,可以划分为破裂区Ⅰ、塑性区Ⅱ和弹性区Ⅲ.一般情况下,破裂区围岩处于残余强度状态,需要进行锚固以提高其强度;塑性区围岩处于塑性应变软化状态,虽然会产生一定程度的裂隙扩展或破裂,但仍具有较好的稳定性.通过协同作用将破裂区、塑性区和弹性区围岩锚固为一个整体,显著提高锚固岩体的强度和刚度,有效限制巷道围岩产生较大的变形和破坏,是深部巷道围岩稳定性控制的重点所在.

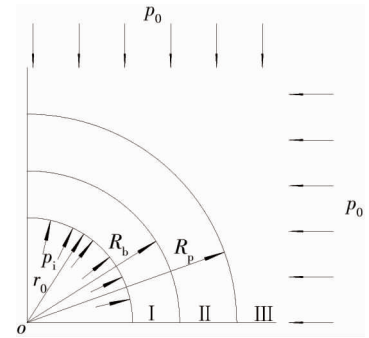


图1 巷道围岩分区

设在各向等压的原岩应力场中开挖一条无限长的圆形巷道.按照广义的塑性概念,巷道围岩产生的应力、应变和位移可以用弹塑性理论分析^[14-15].假定巷道围岩近似满足弹塑性理论的基本假设,且忽略岩体自重的影响,则可以简化为轴对称的平面应变问题.根据卡斯特纳(H.Kastner, 1951)方程^[16-18],可得出深部巷道塑性区半径和锚杆(索)锚固阻力间的关系为

$$R_p = r_0 \left[(1 - \sin\varphi) \frac{c \cot\varphi + p_0}{c \cot\varphi + p_i} \right]^{\frac{1 - \sin\varphi}{2 \sin\varphi}}. \quad (1)$$

式中: r_0 为巷道开挖半径; R_p 为塑性区半径; p_0 为初始应力状态; p_i 为锚固阻力; c, φ 为强度常数.

作进一步计算,可知塑性区半径 R_p 所对应的塑性区径向位移为

$$u_{pr} = \frac{(p_0 \sin\varphi + C \cos\varphi) R_p^2}{2Gr} = \frac{MR_p^2}{4Gr} \quad (r_0 \leq r \leq R_p). \quad (2)$$

式中: $M(M = \sigma_\theta^p - \sigma_r^p = 2p_0 \sin\varphi + 2C \cos\varphi)$ 指应力差,是一个关于初始应力场 p_0 和岩体强度参数 C, φ 的函数,随着岩体进入塑性区,其强度参数值也会随着发生相应的改变.

将含有锚固阻力 P_i 的塑性区半径的式(1)代入塑性区位移式(2),则可得到塑性区所对应的巷道周边位移 u_{ip} 与锚固阻力 P_i 的关系为

$$u_{ip} = r_0 \frac{1 + \mu}{E} (p_0 \sin\varphi + C \cos\varphi) \left[(1 - \sin\varphi) \frac{C \cot\varphi + p_0}{C \cot\varphi + p_i} \right]^{\frac{1 - \sin\varphi}{2 \sin\varphi}}. \quad (3)$$

另外,根据对围岩破裂区的定义^[19],可以计算出破裂区半径 R_b 为

$$R_b = R_p \left(\frac{1}{1 + \sin\varphi} \right)^{\frac{1 - \sin\varphi}{2 \sin\varphi}}. \quad (4)$$

当破裂区半径等于巷道开挖半径时,即 $R_b = r_0$,表明围岩处于破裂区的临界状态,依次代入式(4)、式(2),经计算得出围岩处于“临界”破裂区半径时所对应的巷道周边位移 u_{ib} 为

$$u_{ib} = r_0 \frac{(p_0 \sin\varphi + C \cos\varphi)}{2G} (1 + \sin\varphi)^{\frac{1 - \sin\varphi}{\sin\varphi}}. \quad (5)$$

式(1)~式(5)揭示了理想弹塑性状态下巷道径向锚固阻力、塑性区大小、破裂区大小及其对应的巷道周边位移之间的相互关系.

由于卡斯特纳方程将岩石视为理想的弹塑性材料,且假定体积应变为零,显然与深部开挖岩体的变形破坏情况不符.付国彬^[15]考虑了岩石破裂后应变软化和体积膨胀的重要特性,导出了巷道围岩破裂区半

径、塑性区半径和周边位移的解析计算公式:

1) 塑性区半径 R'_p 和位移 u'_{1p}

当围岩处于塑性自稳且即将产生破裂区的临界状态时 ($R_b = r_0$), 有:

$$R'_p = r_0 \left[1 + \frac{(1+m)(\sigma_c - \sigma_c^*)}{2kp'} \right]^{\frac{1}{1+m}}. \quad (6)$$

当围岩处于塑性状态时, 有:

$$\begin{aligned} & \frac{2}{k_p + 1} \left[p_0 + \frac{\sigma_c}{k_p - 1} + \frac{(k_p + 1)kp'}{(k_p - 1)(k_p + m)} \right] \left(\frac{r_0}{R'_p} \right)^{k_p - 1} + \frac{2kp'}{(1+m)} \times \\ & \left[\frac{1}{k_p + m} \left(\frac{R'_p}{r_0} \right)^{1+m} - \frac{1}{k_p - 1} \right] - \frac{\sigma_c}{k_p - 1} - p_i = 0. \end{aligned} \quad (7)$$

用数值计算法解式(7), 即得此状态下对应的 R'_p .

塑性区位移 u'_{1p} 为

$$u'_{1p} = \frac{p'r}{E} \left\{ 1 + \frac{2}{1+m} \left[\left(\frac{R'_p}{r} \right)^{1+m} - 1 \right] \right\}. \quad (8)$$

2) 破裂区半径 R'_b 和位移 u'_{1b}

经计算, 破裂区半径 R'_b 为

$$\begin{aligned} R'_b = r_0 & \left\{ \left[\frac{2}{k_p + 1} \left[p_0 + \frac{\sigma_c}{k_p - 1} + \frac{(k_p + 1)kp'}{(k_p - 1)(k_p + m)} \right] \left[\frac{2kp'}{2kp' + (1+m)(\sigma_c - \sigma_c^*)} \right]^{\frac{k_p - 1}{1+m}} - \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{2kp' + (1+m)(\sigma_c - \sigma_c^*)}{(k_p - 1)(k_p + m)} \right] \right\}^{\frac{1}{k_p - 1}} \cdot \\ & \left. \left(p_i + \frac{\sigma_c^*}{k_p - 1} \right) \right\}. \end{aligned} \quad (9)$$

相应地, 破裂区围岩径向位移 u'_{1b} 为

$$u'_{1b} = \frac{2p'r}{E} \left\{ \left[\frac{1}{1+m} + \frac{1}{1+n} \left[\left(\frac{R'_b}{r} \right)^{1+n} - 1 \right] \right] \left(\frac{R'_p}{R'_b} \right)^{1+n} + \frac{m-1}{2(1+m)} \right\}. \quad (10)$$

当 $r = r_0$ 时, 代入式(10)即可得临界破裂区所对应的巷道周边位移 u'_{0b} 为

$$u'_{0b} = \frac{2p'r_0}{E} \left\{ \left[\frac{1}{1+m} + \frac{1}{1+n} \left[\left(\frac{R'_b}{r_0} \right)^{1+n} - 1 \right] \right] \left(\frac{R'_p}{R'_b} \right)^{1+n} + \frac{m-1}{2(1+m)} \right\}. \quad (11)$$

式(6)~式(11)中: $m = k_p = \frac{(1 + \sin\varphi)}{(1 - \sin\varphi)}$, 考虑岩体破裂膨胀时 $m > 1$, 不考虑时 $m = 1$; $n = 1 + \varphi$, 考虑

岩体破裂膨胀时 $n > 1$, 不考虑时 $n = 1$; 实验表明, φ 多介于 0.3~0.5 之间, 因此一般可取 $n = 1.3 \sim 1.5$; $p' = (1 + \mu)[2p_0 \sin\varphi + (1 - \sin\varphi)\sigma_c]/2$; μ 为岩石泊松比, k 为应变软化系数, k_p 为塑性应变软化系数, σ_c , σ_c^p , σ_c^* 分别是围岩弹性区、塑性区和破裂区所对应的岩石抗压强度.

式(6)~式(11)全面考虑了岩石应变软化(k)和破裂膨胀特性(m, n)的影响, 比式(1)~式(5)更具普遍意义. 比如, 当 $m = 1$, $k = 0$ 时, 求解式(7)即可得出卡斯特纳公式; 当 $m = 1$, $k = \infty$ 时, 代入式(7)便可得到理想弹脆性模型的解答——艾里解答^[14].

上述研究表明, 岩石破裂膨胀性对巷道围岩破裂范围影响不明显, 但对巷道围岩位移有较大影响. 由于巷道开挖后围岩表现出较为明显的破裂膨胀性, 研究巷道变形时应将这方面的影响纳入其中. 通过对式(1)~式(11)的相互关系研究, 可以得出如下结果:

1) 式(1), 式(4), 式(6)表明, 当巷道围岩岩性特征参数已知时, 径向锚固阻力 P_i 与塑性区大小 R_p 呈反比关系, 而且塑性区越大, 巷道变形后产生的破裂区也越大. 由此可知, 增加锚固阻力 P_i 会促使塑性区范围 R_p (或 R'_p) 减小, 破裂区范围 R_b (或 R'_b) 也相应减小, 这是研究锚杆(索)锚固机理的关键所在.

2) 式(3), 式(8)表明, 巷道周边位移与塑性区大小是相联系的, 塑性区增大, 则巷道变形产生的位移量增大. 通过锚杆(索)的主动锚固作用来控制塑性区发展是实现围岩稳定性控制的关键. 也就是说, 提高锚杆(索)的锚固阻力 P_i , 会带来巷道周边位移减少. 反之, 若允许周边位移有较大值, 则需要的锚固阻力会相应减小.

3) 式(5), 式(11)得知, u_{1b} (或 u'_{0b}) 指的是在未进行锚杆(索)锚固时巷道周边变形量的最大允许值, 即当巷道变形量超过 u_{1b} (或 u'_{0b}) 时就会导致巷道围岩的破坏失稳. 由此, 在 u_{1b} (或 u'_{0b}) 产生之前及时锚杆安装, 即为最佳锚固时机.

4) 巷道开挖后先进行锚杆锚固, 在锚杆锚固阻力 ($P_g = P_i$) 和围岩高应力的综合作用下, 巷道锚固岩体通常还会产生新的塑性区和破裂区. 而新的破裂区产生时所对应的位移 u_{1bg} (或 u'_{0bg}) 同样可以通过上述公式计算或现场实测得出, 因此可以 u_{1bg} (或 u'_{0bg}) 产生前所对应的时间作为锚索安装的最佳锚固时机.

2 锚杆-围岩变形协同分析

自从锚杆被应用到煤矿生产以来, 锚杆的物理和力学性能均得到了快速发展. 特别是现阶段, 矿用锚杆的延伸率一般超过 15%, 多数为 16%~18%, 表现出“变形让压”的柔性控制特性, 更加适合于深部高应力巷道围岩稳定性控制, 也使其成为围岩控制的主要方式. 为了更好地发挥锚杆的主动锚固性能, 需要实现锚杆与围岩的变形协同.

2.1 锚杆延伸率的理论计算

为了简化计算, 仅进行理想弹塑性状态下锚杆延伸率(或延伸量, 以下同)的理论分析^[20].

假设巷道围岩塑性区的原体积为 V_0 , 即

$$V_0 = \pi(R_p^2 - r_0^2). \quad (12)$$

在地应力等因素的作用下, 塑性区岩体变形会产生体积膨胀, 体积变为 V_p , 即

$$V_p = \pi[(R_p - U_{1p})^2 - (r_0 - \Delta R)^2]. \quad (13)$$

式中: ΔR 为巷道壁产生的位移.

设体胀系数 $K_v = \frac{V_p}{V_0}$, 有:

$$K_v \pi(R_p^2 - r_0^2) = \pi[(R_p - U_{1p})^2 - (r_0 - \Delta R)^2]. \quad (14)$$

将式(3)代入式(14), 整理后得到

$$\Delta R^2 - 2r_0\Delta R = \left[\frac{1+\mu}{E} \sin\varphi (P_0 + C \cot\varphi) - 2 \right] \frac{1+\mu}{2} \sin\varphi (P_0 + C \cot\varphi) R_p^2 - (K_v - 1)(R_p^2 - r_0^2). \quad (15)$$

将式(1)代入式(15), 整理后得到

$$\Delta R = r_0(1 - \sqrt{1+J}). \quad (16)$$

式中:

$$J = \left[\frac{1+\mu}{E} \sin\varphi (P_0 + C \cot\varphi) - 2 \right] \left[\frac{(P_0 + C \cot\varphi)(1 + \sin\varphi)}{P_i + C \cot\varphi} \right]^{\frac{1-\sin\varphi}{\sin\varphi}} \times \frac{1+\mu}{E} \sin\varphi (P_0 + C \cot\varphi) - (K_v - 1) \left\{ \left[\frac{(P_0 + C \cot\varphi)(1 + \sin\varphi)}{P_i + C \cot\varphi} \right]^{\frac{1-\sin\varphi}{\sin\varphi}} - 1 \right\}. \quad (17)$$

再假设锚杆的有效长度为 L_0 , 且锚杆锚固在弹塑性边界, 则锚杆的延伸率 η_g 为

$$\eta_g = \frac{\Delta R - u_{1p}}{L_0} = \frac{\Delta R - u_{1p}}{R_p - r_0}. \quad (18)$$

2.2 锚杆延伸率的现场实测

由于深部巷道围岩变形的复杂性, 式(12)~式(18)的计算结果只能是近似计算. 为了更加准确地测定锚杆的延伸率, 还可以通过现场实测方法来进行.

巷道开挖后及时打一钻孔,孔深等于 L_0 (mm),在钻孔内安装位移计.当巷道变形由急剧变形进入相对平缓阶段时,巷道围岩已经发生一定的体积膨胀,重新测得钻孔的长度孔深为 L_1 (mm),则可用钻孔的“伸长”率代表锚杆的延伸率,即

$$\eta'_g = \frac{L_1 - L_0}{L_0} \times 100\%. \quad (19)$$

另外,还可以通过锚杆拉力试验测试其破断时的延伸率,计算公式如下:

$$\eta''_g = \frac{L_g^1 - L_g^0}{L_g^0} \times 100\%. \quad (20)$$

式中: L_g^0 为锚杆的原始长度,mm; L_g^1 为锚杆达到极限强度时所对应的长度,mm.

由于式(20)指的是锚杆达到极限强度所对应的最大延伸率,因此,高于锚杆安全使用所允许的延伸率,进行锚杆的工程延伸率设计时,需要按下式进行修正:

$$\eta''_g = \eta_{mg} \frac{L_g^1 - L_g^0}{L_g^0} \times 100\%. \quad (21)$$

式中: η_{mg} 为锚杆的工程条件影响系数,取 0.8~0.9.

实际上,锚杆在工程应用中所允许的变形量主要取决于锚杆自由段的延伸量(锚杆自由段长度×延伸率),由式(18),式(19),式(21),可知锚杆的设计工程延伸量须满足:

$$\Delta l_g \geq \max(L'_g \cdot \eta_g, L'_g \cdot \eta'_g, L'_g \cdot \eta''_g). \quad (22)$$

式中: Δl_g 为锚杆的工程延伸量,mm; L'_g 为锚杆自由段长度,mm.

因此,锚杆的延伸量可以通过计算和现场实测相结合来确定更为合适.进行锚杆安装时,要考虑锚杆的最大工程延伸量要略小于围岩的最大变形量.若围岩变形量较大,需要通过预留围岩变形空间,允许围岩发生一定变形量后再即时安装锚杆.

3 锚索-围岩变形协同分析

由于矿用锚索的延伸率很小,与锚杆相比较,其性能表现为“刚性”控制.而现场使用锚索锚固时,往往只重视锚索的破断力这一指标,而忽视其延伸率.实际上,在高应力条件下,锚索的延伸率设计往往比其承载能力设计更重要,应实现锚索与围岩之间的变形协同.

矿用锚索一般为 1×7 结构的 1860 级钢绞线,根据国标(GB/T 14370-2000)规定,要求锚索与锚具组装件的静载锚固性能应满足以下 3 项指标^[21]:

$$\eta_a \geq 0.95 \varepsilon_{apu} \geq 2.0\%; \quad (23)$$

$$F_{ms} \geq \eta_s F_{apu}. \quad (24)$$

式中: η_a 为锚具效率系数; ε_{apu} 为极限拉力时总应变; F_{ms} 为锚索工程条件下极限抗拉强度(kN); η_s 为工程条件影响系数,一般取 0.9; F_{apu} 为实验条件下极限抗拉强度,kN.

工程实践表明,锚索破断往往是因为钢绞线中各股钢筋受力不均,导致其中一股或多股钢筋达到破断极限而产生整体破断.因此,已经达到破断极限的钢筋延伸率就决定了整根锚索自由段的延伸率 ε_{ms} ,可按式确定:

$$\varepsilon_{ms} \geq \eta_s \varepsilon_{apu} = 0.9 \times 2\% = 1.8\%. \quad (25)$$

由式(25)可以看出,锚索的工程延伸率实际上只达到其实验延伸率(3.5%)的 51%,表明若按实验延伸率来确定锚索的工程延伸率是不可靠的.而且, ε_{ms} 代表锚索在工程条件下破断时的延伸率,还不能作为安全设计延伸率.

研究表明,可为工程利用的锚索延伸率与锚索安装时的预紧力有关.对于煤矿常用的 1×7 结构的 1860 级钢绞线锚索,其可利用的延伸率 ε_{ms1} 为

$$\varepsilon_{ms1} = (1.8 - F_{ys}/F_{ms})\% = (1.8 - F_{ys}/(\eta_s F_{apu}))\%. \quad (26)$$

式中: F_{ys} 为锚索安装时的预紧力,kN.

为了更加直观地表示锚索的变形量,通常用锚索的工程延伸量来表示其可利用的变形量,即

$$\Delta l_s \geq L'_s (1.8 - F_{ys}/F_{ms}) \% = L'_s (1.8 - F_{ys}/(\eta_s F_{apu})) \% \quad (27)$$

式中: Δl_s 为锚索的工程延伸量, mm; L'_s 为锚索自由段长度, mm.

由式(27)可知, Δl_s 为锚索所能够适应巷道围岩的最大变形量.若巷道围岩变形量超过此值时,锚索将被拉断.因此,进行锚索安装时,要充分考虑到围岩变形量对锚索延伸量的影响.若围岩变形量明显超过 Δl_s , 可以采取如下办法来提高它们之间的匹配度:

1) 采用木垫板来提高锚索的变形量.即在锚索大、小托盘中间加一块木垫板,其大小规格与小托盘相同,厚度根据围岩变形情况来定,通过木垫板受力压缩来提高锚索的变形释放空间,比如 50 mm 厚的木垫板在高应力作用下可压缩量达到 30 mm,如图 2 所示.

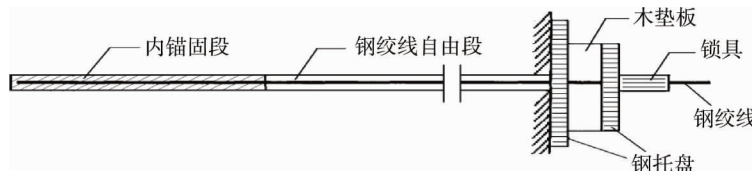


图 2 提高锚索变形量

2) 计算好围岩的最大变形量,先通过锚杆的柔性控制允许围岩变形让压,待围岩残余变形量与锚索最大延伸量相匹配时,再即时安装锚索.当然,还需要满足围岩稳定性控制的相关要求.

3) 可以选用 1×19 结构的钢绞线,其延伸率能够达到 7% 左右,能够更好地满足围岩较大变形量的要求.

4 锚杆-锚索-围岩变形协同分析

进行锚杆-锚索协同锚固时,需要考虑锚杆、锚索、围岩三者之间的变形协调.实际上,工程应用时只能取锚杆、锚索、围岩三者所允许的最大变形量中的最小值.由式(11),式(22),式(27)可知,同时满足锚杆、锚索和围岩所允许的最大变形量时所对应的变形量为

$$\Delta l_{imax} = \min(u'_{0b}, \Delta l_g, \Delta l_s). \quad (28)$$

式中: Δl_{imax} 为同时满足锚杆、锚索和围岩所允许的最大变形量时所对应的变形量, mm.

然而,由于锚杆、锚索、围岩在所允许的最大变形量上存在较大差异,即使它们同时满足了式(28),也只能表明 3 者满足了安全使用要求,并不能满足它们的变形匹配和充分发挥最佳性能的要求.那么,可以进行如下考虑:

1) 以 $\Delta l'_{gmax}$, $\Delta l'_{smax}$, $\Delta l'_{ymax}$ 分别表示锚杆、锚索、围岩所允许的最大变形量,并且同时满足式(28)要求,由于锚索的延伸率最低,可假定式(28)的结果为 $\Delta l'_{smax}$;

2) 由于锚杆、围岩所允许的最大变形量比锚索大,且锚杆和围岩所允许的最大变形量又取决于锚杆(因为锚杆起主动锚固作用),若锚杆破断则表示锚固失效,围岩随之会变形增大直至失稳,故只需再考虑满足锚杆所允许的最大变形量即可.由于受到锚索变形量的制约,锚杆最大变形量仅需要满足式(28),即锚杆有部分“富余”延伸量为

$$\Delta l'_{gmax} = \Delta l_{gmax} - \Delta l'_{smax}. \quad (29)$$

3) 为了充分利用锚杆的“富余”延伸量,应该在安装锚索之前,允许锚杆先发生一定量的变形(简称“前期变形量”),既释放掉这部分“富余”延伸量,同时又满足围岩没有发生破裂的要求(即不超过临界破裂区时对应的巷道周边位移量),以更好实现锚杆“变形让压”的柔性锚固性能.由此,锚杆的“前期变形量” $\Delta l''_{gmax}$ 需满足式(11)和式(29),即

$$\Delta l''_{gmax} \leq \min(\Delta l'_{gmax}, u'_{0b}). \quad (30)$$

上述研究表明,进行锚杆和锚索施工时,需要重点考虑锚杆、锚索在锚固时机上的协调匹配,即先允许锚杆和围岩发生一定的“前期延伸量” $\Delta l''_{gmax}$,然后再及时进行锚索施工,并且满足锚杆和围岩的“后期延伸量”与锚索的最大延伸量相适应,即 3 者均满足式(28)的 Δl_{imax} ,从而实现 3 者在变形上的协调,且充分发挥它们的物理力学性能,从整体上达到最佳锚固效果.

5 工程应用

某煤矿一回采运输巷道为复合层状顶板,采取锚杆-锚索协同锚固方式控制.该矿以往施工时,在巷道开掘后紧跟迎头同步钻装锚杆、锚索,由于给锚索施加的预紧力往往超过锚杆,导致锚索成为受力主体,而锚杆的抗拉能力没有得到充分发挥,造成锚索托盘外翻甚至锚索被拉脱、崩断等情况发生.经测定,该巷道围岩松动圈为 2.0 m 左右.根据上述研究和分析,选取延伸率为 18% 的高强锚杆,长度为 $L_g=2.5$ m,锚固长度为 $L_{g1}=1.0$ m,自由段长度 $L'_g=1.5$ m;锚索延伸率为 3%,实际有效长度为 $L_s=6.3$ m(含外露长度 0.3 m),锚固长度为 $L_{s1}=2.0$ m,自由段长度 $L'_s=4.0$ m;锚杆、锚索的安全延伸率考虑为达到屈服荷载的 80%.巷道围岩锚固施工设计如图 3 所示.

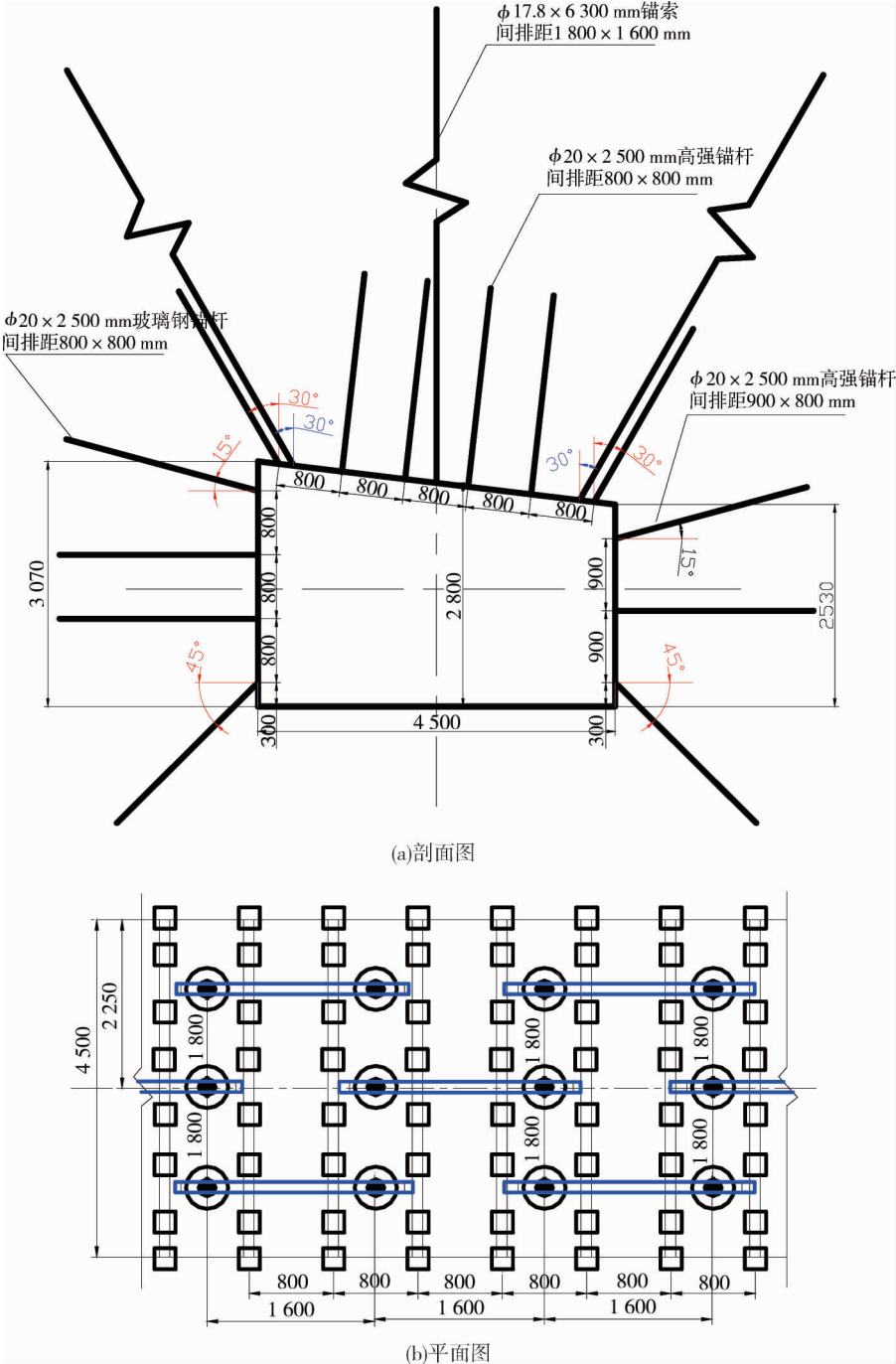


图 3 运输巷锚固施工设计

5.1 锚杆-锚索变形不协同

不考虑锚杆、锚索变形协同问题,即巷道开挖后同时进行安装,在围岩荷载与变形的作用下,根据

式(21)和式(25),简要计算允许锚杆、锚索变形的最大延伸量为

锚杆最大延伸量 $\Delta l_{gmax} = 1.5 \times 18\% \times 80\% = 0.216 \text{ m}$, 锚索最大延伸量 $\Delta l_{smax} = 4.0 \times 3\% \times 80\% = 0.096 \text{ m}$. 两者相比, 锚杆的“富余”延伸量 $\Delta l'_{gmax} = 0.216 - 0.096 = 0.12 \text{ m}$.

锚杆、锚索同时进行安装后, 由于锚杆所允许的最大延伸长度比锚索长 0.12 m , 所以在回采动压和较大变形作用下, 锚索往往会比锚杆先拉脱或拉断. 这样的结果, 一方面造成锚杆延伸率的利用明显不足, 不利于围岩高应力的有效释放, 另一方面造成锚杆与锚索在力学性能上的不匹配, 最终影响整体控制效果.

5.2 锚杆-锚索变形协同

由于锚索最大延伸量明显低于锚杆, 为了促使锚杆与锚索在延伸率上的协调匹配, 应先安装锚杆, 让其发生一定的“前期延伸量” $\Delta l''_{gmax}$, 如式(29)和式(30)所示, 然后再安装锚索, 使锚杆的“后期延伸量” $\Delta l'_{gmax}$ 与锚索的最大延伸量相协调. 由此, 先计算出锚杆的“后期延伸量”, 再来确定其“前期延伸量” $\Delta l''_{gmax}$ 的允许值.

1) 锚杆的“后期延伸量” $\Delta l'_{gmax}$ = 锚索的最大延伸量 $\Delta l_{smax} = 0.096 \text{ m}$;

2) 锚杆的“前期延伸量” $\Delta l''_{gmax} = \Delta l_{gmax} - \Delta l_{smax} = 0.216 - 0.096 = 0.12 \text{ m}$, 即可在 0.12 m 范围之内允许锚杆发生“前期”变形让压, 然后再进行锚索的锚固施工. 当然, 这只是对锚杆、锚索的变形协调进行了简化分析.

5.3 锚杆-锚索-围岩变形协同

研究表明, 巷道承载主体是围岩自身, 锚杆、锚索的主要作用是通过主动锚固来进一步提高锚固岩体的承载能力和抗变形能力. 因此, 要充分考虑锚杆、锚索与围岩在变形破坏方面的协同匹配, 即需要满足式(28). 经计算, 该巷道围岩处于临界破裂区时所对应的巷道周边位移为 0.033 m , 由式(28)和式(30)得出:

$$\Delta l_{imax} = \min(u'_{0b}, \Delta l''_{gmax}, \Delta l_s) = (0.033, 0.216, 0.096) = 0.033 \text{ m}.$$

上式表明, 巷道开挖后当变形量达到 0.033 m 之前, 就需要即时安装锚杆, 防止围岩向破裂区的进一步发展. 但锚杆安装后, 锚杆所允许的“前期延伸量” $\Delta l''_{gmax} = 0.12 \text{ m}$, 即锚杆锚固岩体还有 $0.12 - 0.033 = 0.087 \text{ m}$ 的变形空间. 根据式(5)和式(11), 经计算, 当锚杆锚固岩体处于新的临界破裂区时所对应的巷道周边位移 u_{1bg} (或 u'_{0bg}) = 0.064 m , 即“允许”锚杆锚固岩体再发生 0.064 m 的最大变形量, 就需要即时安装锚索, 从而防止锚固岩体进一步变形破坏, 保证其整体自承能力. 因此, 在锚索安装前, “允许”巷道周边位移的最大量为 $\Delta l' = 0.033 + 0.064 = 0.097 \text{ m}$. 由于锚索安装以后还能“允许”巷道围岩再发生相当于锚索最大延伸量 (0.096 m) 的变形量, 即“允许”巷道围岩发生的总变形量极限值 $\Delta l = 0.097 + 0.096 = 0.193 \text{ m}$, 均可以满足锚杆、锚索的最大延伸量要求. 从计算结果来看, 虽然“允许”巷道围岩发生的总变形量超过巷道开挖后处于临界破裂区时所对应的周边位移, 但由于先后有锚杆、锚索的加固作用, 围岩的承载能力和抗变形能力在“同步”提高, 所以对巷道围岩稳定性不会有破坏性的影响.

由于该巷道是复合层状顶板, 不宜产生离层和变形, 锚固设计时强调高预紧力、高锚固力等关键技术的应用. 通过锚杆与锚索之间的协同锚固作用, 有效抑制了巷道围岩的变形破坏. 巷道表面变形监测的最大水平收敛量为 24 mm , 顶板沉降收敛量为 21 mm , 都发生在测站1, 没有产生底鼓, 且满足了式(28)和式(30)的要求, 如图4所示. 需要说明的是, 以上只是进行简要分析得出的结果. 由于受到巷道断面形状、围岩结构、破裂变形等复杂因素的影响, 准确计算时需要纳入更多的因素来具体分析.

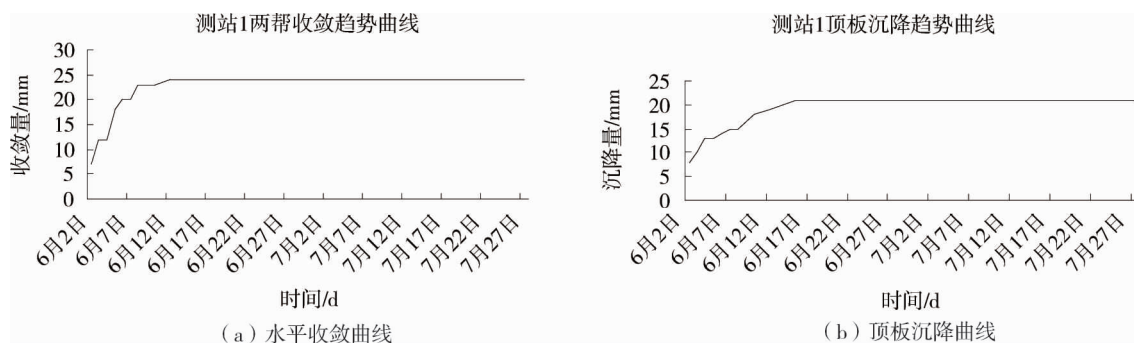


图4 巷道围岩表面位移监测曲线

6 结论

1)深部岩体的破裂膨胀性和应变软化对巷道稳定性有明显的影响,其中岩石破裂膨胀性对深部巷道围岩破裂范围影响不大,但对巷道围岩位移有较大的影响。

2)通过对深部巷道开挖后围岩变形演化过程的计算分析,锚杆(索)径向锚固阻力与围岩塑性区大小呈反比关系,而塑性区与破裂区呈正比关系。增加锚杆(索)锚固阻力会减小塑性区发展的范围,也减小破裂区的范围,更有利于巷道围岩稳定性控制。

3)巷道开挖后自由变形达到临界破裂区状态时,所对应的巷道周边位移发生的时间差即为锚杆安装的最佳时机。而锚杆所作用的锚固岩体,也同样存在另一个新的临界破裂区状态,此时对应的巷道周边位移发生的时间差即为锚索安装的最佳时机。

4)采用锚杆-锚索进行巷道围岩控制时,锚杆-锚索-围岩之间存在变形协同的关系,即需要同时满足三者所允许的最大变形量要求,才能保证不会因为某一方的先行破坏而带来整体破坏,这需要结合现场的实际情况进行合理的计算、监测和选择。

5)实现锚杆-锚索-围岩变形协同,充分发挥三者的整体承载性能,促使深部巷道围岩控制更加稳定,是巷道围岩控制的重点所在,值得进一步研究和应用。

参考文献:

- [1] Russo-Bello F, Murphy S K. Longwalling at great depth in a geologically disturbed environment—the way forward[J]. The Journal of South African Institute Of Mining And Metallurgy, 2000, 100(2): 91–100.
- [2] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍, 等. 深部开采岩体力学及工程灾害控制研究[J]. 煤矿支护, 2007(3): 1–14.
- [3] 姜耀东, 赵毅鑫, 刘文岗, 等. 深部开采中巷道底鼓问题的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(7): 2396–2401.
- [4] 翟新献, 李化敏. 深井软岩巷道围岩变形特性的研究[J]. 煤, 1995, 4(5): 24–26.
- [5] Cleary M. Effects of depth on rock fracture [J]. Rock at Great Depth. Rotterdam: A. A. Balkema, 1989(1): 153–163.
- [6] 靖洪文. 深部巷道破裂围岩位移分析及应用[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2001.
- [7] Jing H W, Xu G A, Ma S Z. Numerical analysis on displacement law of discontinuous rock mass in broken rock zone for deep roadway [J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2001, 11(2): 132–137.
- [8] 付国彬, 姜志方. 深井巷道矿山压力控制[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1996.
- [9] Shi G H, Goodman R E. Discontinuous deformation analysis [C]//The 25th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association, 1984: 269–277.
- [10] 龙景奎, 蒋斌松, 刘刚, 等. 巷道围岩协同锚固系统及其作用机理研究与应用[J]. 煤炭学报, 2012, 37(3): 374–378.
- [11] 龙景奎, 刘玉田. 预紧力锚杆作用下锚固体协同锚固效应试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(s1): 2795–2802.
- [12] 龙景奎. 深部巷道围岩协同锚固机理[J]. 采矿与安全工程学报, 2016, 33(1): 19–26.
- [13] 龙景奎. 深部巷道围岩协同锚固机理研究与应用[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2015.
- [14] 袁文伯, 陈进. 软化岩石巷道塑性区与破碎区分析[J]. 煤炭学报, 1986(3): 77–85.
- [15] 付国彬. 巷道围岩破裂范围与位移的新研究[J]. 煤炭学报, 1995, 20(3): 304–310.
- [16] Obert L, Duvall W I. Rock mechanics and the design of structure in rock [J]. John Wiley & Sons, 1967.
- [17] Jaeger J C, Cook N G W. Fundamentals of rock mechanics [J]. Chapman and Hall, 1978.
- [18] 卡斯特纳 H. 隧道与坑道静力学[M]. 同济大学, 译. 上海: 上海科学技术出版社, 1978.
- [19] 李志业, 曾艳华. 地下结构设计原理与方法[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2003.
- [20] 熊仁钦. 软岩巷道锚杆支护及锚杆延伸率[J]. 中州煤炭, 1994(6): 20–22.
- [21] 赵庆彪, 马念杰. 煤巷小孔径预应力锚索的工程特性分析[J]. 煤炭科学技术, 2004, 32(11): 9–11.