

软岩巷道开挖面承载结构研究及分层支护设计*

彭瑞,赵启峰,朱建明,欧阳振华,石建军

(华北科技学院 安全工程学院,北京 101601)

摘要:通过研究深部软岩巷道开挖面围岩力学承载结构的形成机理和演化规律,指导巷道结构性失稳支护工艺设计。基于软岩力学模型和统一强度准则,考虑“开挖面效应、时间效应”,推导围岩弹塑性解。在算例分析中,建立围岩力学承载结构,提出围岩结构性失稳的梯次支护的原理,发现围岩力学承载结构对巷道破坏特征有一定影响,并分析“面效应、时间效应”影响下的围岩力学承载结构稳定性。据此设计“短锚杆全长注浆-端头锚注-短锚索”梯次支护方法;经数值计算,可知改进后的梯次支护能够确定合理的锚注有效范围,该支护能使围岩形成稳定的承载结构,并及时减小围岩松动圈范围。

关键词:软岩;承载结构;分层支护

中图分类号:TD322

文献标识码:A

文章编号:1673-0836(2019)02-0489-16

Research on Surrounding Rock Mechanical Bearing Structure and Multi-echelon Support Design around Soft Roadway Excavation Face

Peng Rui, Zhao Qifeng, Zhu Jianming, Ouyang Zhenghua, Shi Jianjun

(School of Safety Engineering, North China Institute of Science & Technology, Beijing 101601, P.R. China)

Abstract: This paper focused on analyzing formation mechanism and evolution rule of surrounding rock mechanical bearing structure around deep soft roadway excavation face, guiding the design of support technology for roadway structural instability. Based on soften rock mechanics model and unified yield criterion, surrounding rock elastic-plastic solution Deduced was deduced with considering “Time effect-Face effect”. Through calculating-examples analysis, surrounding rock mechanical bearing structure was established, principle of multi-echelon supporting was put forward according to the surrounding rock structural instability. It was found that roadway failure characteristic was influenced by surrounding rock mechanical bearing structure. Mechanical bearing structure stability was analyzed under “Time-Face effect”. According to the above conclusion, design “full length anchoring and grouting of short anchor-End anchoring and grouting of anchor-short anchor cable” multi-echelon support. Numerical calculation found that the modified multi-echelon support could determine effective range of anchoring and grouting, and maintain steady surrounding rock bearing structure, decreased timely losing circle of surrounding rock.

Keywords: soft rock; bearing structure; multi-echelon support

* 收稿日期:2018-07-25(修改稿)

作者简介:彭瑞(1989-),男,安徽庐江人,博士,讲师,主要从事岩土工程、地下工程等领域的教学与科研工作。

E-mail: pengrui232001@163.com

基金项目:国家自然科学基金(51804119, 51804118, 51674119);华北科技学院引进人才科研启动基金A类(3142017087);河北省自然科学基金(E2016508003)

0 引言

软岩巷道的大变形,给很多矿井生产带来了巨大的财产损失和人员伤亡。较之于地面建筑(如房屋、厂房等)的先形成结构再受力的特点,深部地下工程(巷道、硐室等)则是先受力后形成结构。于是关于承载结构的稳定性和演化规律,如何受开挖-支护工程的影响,一直以来都是地下空间工程的研究热点和难点问题,存在很多争议,所获成果也较多,其中代表性成果如下:

董方庭等^[1-3]通过现场实测和工程经验,提出松动圈概念,为复杂软岩工程的支护设计提供依据,但没有深入探讨松动圈的形成机理和演化过程。方祖烈等^[4]认为岩石“压缩-张拉”是围岩松动圈的形成机理,提出了“主-次”承载区协同作用概念,但缺少理论依据。李树清等^[5-7]通过现场实测和数值方法,提出了“内-外”承载结构,解释该承载结构受“空间效应”影响,但没有说明承载结构对巷道支护设计的指导意义。康红普等^[8-9]通过理论方法,依据切向应力划分围岩承载结构,但没有考虑剪切应力和围岩强度的影响。余伟建等^[10-11]通过理论方法,围绕“锚杆、索”形成的叠加承载拱展开研究,给出承载拱的承载力、力学参数的解析解,但没有指出围岩对叠加拱形成特征的影响。

笔者在前人研究基础上,首先选定研究对象(即为距开挖面 5 倍巷道半径范围内的软弱围岩,亦即开挖面效应),围绕该段围岩建立力学模型,划分力学承载结构。应用理论基础为:统一强度准则、应变软化本构模型、空间效应理论、软岩蠕变本构模型。由虚拟支护阻力表示开挖面效应,并由蠕变方程引入“时间效应”,推导开挖面围岩塑性方程。算例分析围岩破坏特征与围岩力学承载结构之间关系,以及围岩力学承载结构的稳定性和演化规律,由算例结果进行梯次支护设计,经数值模拟和现场实测加以验证。

1 千米深井软岩巷道工程背景

1.1 千米深井工程技术背景

淮北某深井软岩巷道地处水平标高为-960 m,其岩性为软弱砂质泥岩。由此可知,该实验点为典型深埋软岩,其岩性如图 1 所示。该巷道尺寸为: $B \times H = 5\,500\text{ mm} \times 4\,250\text{ mm}$,即净宽 $B = 5.5\text{ m}$,拱高 $H = 2.75\text{ m}$,直墙高 $h = 1.5\text{ m}$ 。在高应力作用下软弱岩性巷道出现局部严重底鼓、顶板冒落现象。

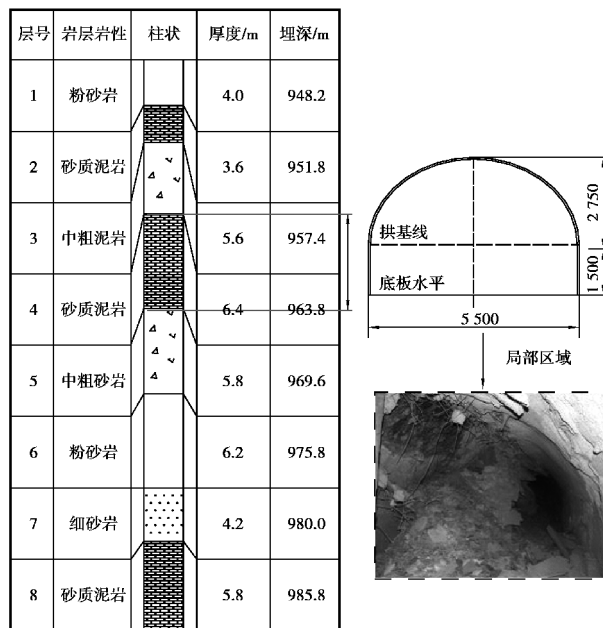


图 1 实验点附近的钻孔柱状图

Fig. 1 Borehole histogram near experiment point

在巷道掘进初期,采用全断面“锚网喷”支护。其中, $\phi 20\text{ mm} \times 2\,400\text{ mm}$ 锚杆间排距为 $800\text{ mm} \times 800\text{ mm}$,此时需预先对巷道底板进行锚杆加固措施,以防止底板后期发生遇水剪胀而大面积破坏,避免后期的修复工作收效甚微。

2 假设及讨论

2.1 基本假定

弹塑性理论分析需假定分析理论模型,为便于理论分析,本文做出如下基本假定:(1)围岩为均质、各向同性岩体;(2)巷道埋深足够大,且有足够轴向长度等截面圆柱体,可简化为平面应变问题;(3)巷道处于静水压力场,即原岩应力大小为 p_0 , MPa;(4)开挖阶段不考虑支护作用,仅考虑开挖空间效应;(5)根据软岩全应力-应变曲线,将初掘巷道周边围岩,划分为半径 p_c 、 p_i 的破碎区、软化区,再进行应力场、位移场分析。(6)支护作用阶段,假定锚杆在破碎区中,将破碎区围岩分为支护破碎区、非支护破碎区。

2.2 围岩开挖-支护力学处理讨论

(1)考虑锚杆-围岩耦合作用,可以简化为轴对称平面应变问题。此时“锚网喷”破裂区内锚杆的受力,如图 2、图 3 所示。

假设锚杆与围岩耦合,且没有相对滑动,则

$$dp(r) = A_{bm} d\sigma_r^{bm} \quad (1)$$

单元体的体积为:

$$dV = \frac{r}{r_0} f_1 f_2 dr \quad (2)$$

式中: A_{bm} 为锚杆断面积, mm^2 ; f_1, f_2 分别为锚杆的间、排距, mm 。

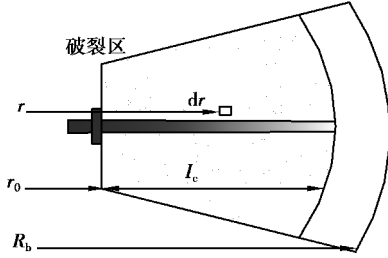


图2 “锚网喷”破裂区力学模型

Fig. 2 Mechanical model of anchor-net-shotcrete crack zone

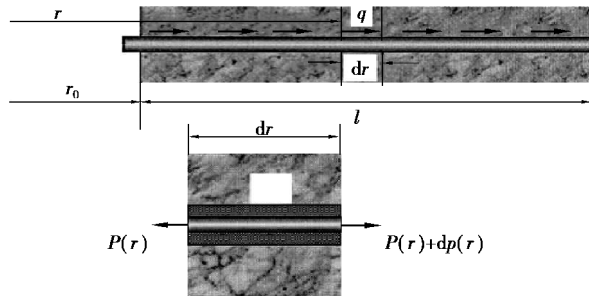


图3 锚杆与围岩耦合作用模型

Fig. 3 Coupling model of bolt and surrounding rock

将锚杆的锚固力简化为径向体积力 k_{r1} , 即

$$k_{r1} = \frac{dp(r)}{dV} = \frac{A_{bm} r_0 \cdot d\sigma_r^{bm}}{f_1 f_2 r \cdot dr} \quad (3)$$

预紧力不大时, 预紧力沿锚杆呈线性分布, 即

$$p_i(r) = p_i \left(1 - \frac{r - r_0}{l_c} \right) \quad (4)$$

式中: l_c 为锚杆有效长, m ; $p_i(r)$ 是预紧力 p_i 引起的径向力, kN ; 而预紧力 p_i 引起的体积力为:

$$k_{r2} = \frac{dp_i(r)}{dV} = - \frac{p_i r_0}{f_1 f_2 l_c} \frac{1}{r} \quad (5)$$

锚固区内等效体积力 k_r 为: $k_r = k_{r1} + k_{r2}$ 。

(2) 薄壁圆板力处理: 针对支护力存在时机及方式, 一直存在争议, 一些学者^[12]已注意到这个问题, 认为可用虚拟支护阻力 p_i^* 代替支护反力 p_i , 其中虚拟支护阻力 p_i^* 是个变量。这样的替代方法既认可“弹塑性变形阶段支护力无法施加”的说法, 也认为卡斯特纳解析法任然适用, 但需要对卡斯特纳方程进行修正。式(6)为弹性应力方程

$$\begin{cases} \sigma_\theta^e = p_0 \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2} \right) - p_c \frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma_r^e = p_0 \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right) + p_c \frac{r_0^2}{r^2} \end{cases} \quad (6)$$

式中: $p_c = p_i^* + p_i$ 。

其中虚拟支护力 p_i^* 参考文献[12], 可得,

$$p_i^* = p_0 - p_0(t) = 0.7 p_0 e^{-mt} \quad (7)$$

式中: $p_0(t)$ 为开挖引起的卸荷压力, $m = \frac{3.15V}{2r_0}$; t 为从断面开挖瞬间的起始时间, d , 下文取 $t = 1 \text{ d}$, 此处区别于文中的“时间效应”, 仅表示开挖面效应; V 为推进速度, m/d , 开挖时间一定时, 掘巷速度代表研究断面与开挖面距离; r_0 为圆形巷道的半径, m 。

(3) 开挖面分析: “开挖面效应”是利用掘巷速度来体现, 即假定开挖时间一定, 如当掘巷速度 $V = 3.5 \text{ m/d}$, 即研究的断面距开挖面 3.5 m , 但无论开挖速度多大, 开挖持续时间 t 多长, 总的影响距离不超过 5 倍巷道半径。其中, 开挖持续时间 t 假定为 1 d , 即不考虑重复采动的影响。“时间效应”体现为: 通过蠕变本构方程引入“时间效应”, 即随着时间推移, 在事先假定的恒载条件下利用蠕变方程, 计算蠕变。以上假定和讨论, 用图 4—5 来简化:

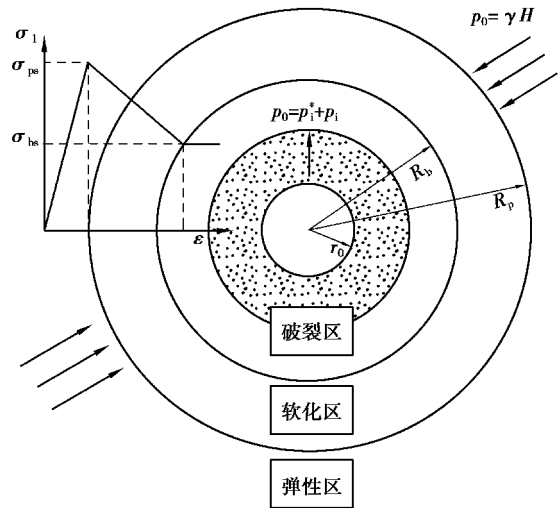


图4 开挖面围岩径向剖面

Fig. 4 Radial profile of surrounding rock near excavation face

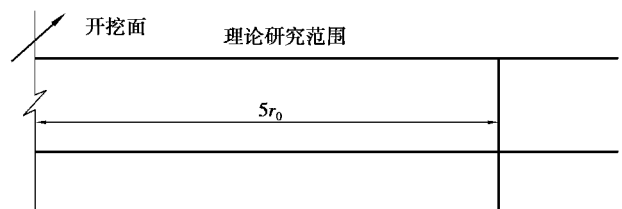


图5 开挖面附近研究范围

Fig. 5 Research part of surrounding rock near excavation face

2.3 围岩力学承载结构划分假定

巷道未开挖时, 围岩为弹性状态能够自稳, 开挖后应力重新分布, 形成力学承载结构, 其中切向

应力变化最敏感,按切向应力的集中程度,划分围岩承载结构具有一定的说服力。同时,岩石剪切破坏是岩石力学与工程研究中较为认可的一种破坏方式,通过引入等效应力和等效应变,计算复杂应力条件下围岩等效剪切力,结合围岩抗剪强度,可以辅助划分围岩力学承载结构。

根据围岩应力场及其强度,划分承载结构如下:

(1)“弱”承载区:为被动承载区,主要存在于破碎围岩中,还有一部分处于软化区内,其承载能力不强,参考文[5,6],其范围不妨取1.1倍原岩应力,矿井松动圈测试往往测试该区域的范围和裂隙发育程度,设计初期“锚网喷注”支护。

(2)“主”承载区:为主动承载区,应力集中区域,取应力集中系数为1.2,存在于软化区和弹性区中,围岩强度较大。随着巷道开挖,该区域向围岩深部转移承载力下降,即表明软化区内移,围岩塑性流动范围扩大,不利于掘巷初期稳定。所以巷道开挖时,尽量保证该承载区靠近巷壁。

(3)“关键”承载区:为剪应力集中区域,可根据剪应屈服力辅助划分,该区域关系着整个承载结构的平衡与否,存在于软化区和弹性区内中,若发生压剪破坏,将导致“主”承载区内移,需要端头“锚注”加强该区域围岩的抗剪强度,建议加粗该区域内锚杆端部。结合围岩力学模型,上述力学承载结构划分如图6所示。

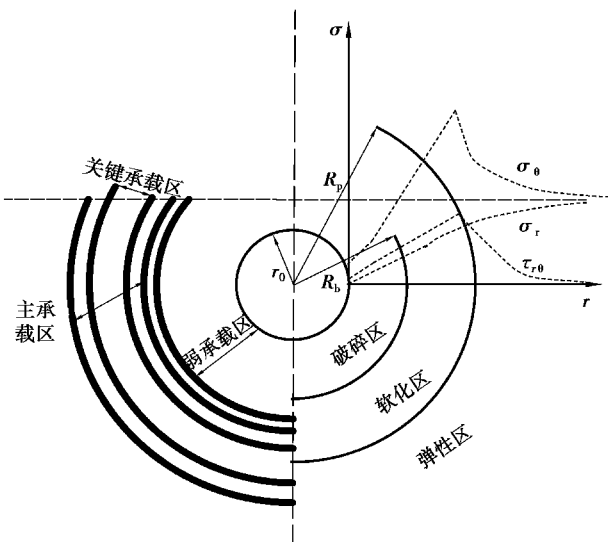


图6 围岩力学承载结构

Fig. 6 Mechanical bearing structure of surrounding rock

2.4 承载结构失稳分层支护控制原理

传统岩巷支护方法采用“锚网喷索注”联合支

护,通过减小支护间排距(即密集支护方法),试图解决深部软岩巷道失稳问题,但仅仅依据经验法设计的支护没有理论依据,而煤巷的支护设计研究成果较多,特别是针对复合顶板煤巷的支护研究较为成熟,通常采用的方法是梯次支护。

如果将围岩力学承载结构认为是复合围岩,根据复合顶板的梯次支护原理,设计该复合围岩的支护为分层支护。依据上述围岩力学承载结构的划分结果,改进常用的“锚网索喷注”联合支护为:

第一层造壳支护:即“弱”承载区的“锚网喷注”支护,防止围岩破碎导致顶板冒落或垮塌,于是根据“弱”承载区的外边界,设计“锚注”支护的有效支护范围,喷浆厚度是根据“弱”承载区的范围及其内部围岩破碎程度而定。

第二层“关键”承载区的端头“锚注”支护:此处的端头“锚注”是根据“关键”承载区范围,设计锚杆的端部注浆孔范围,提高该区域围岩的抗剪强度。

第三层“主”承载区外边界的“短锚索”支护:利用该区域围岩稳定特性,将其作为整个承载结构的地基,设计相应的短锚索长度。

总结上述改进后的支护工艺为:“短锚杆全长锚注-锚杆端头锚注-短锚索”的分层支护,其原理如图7所示。

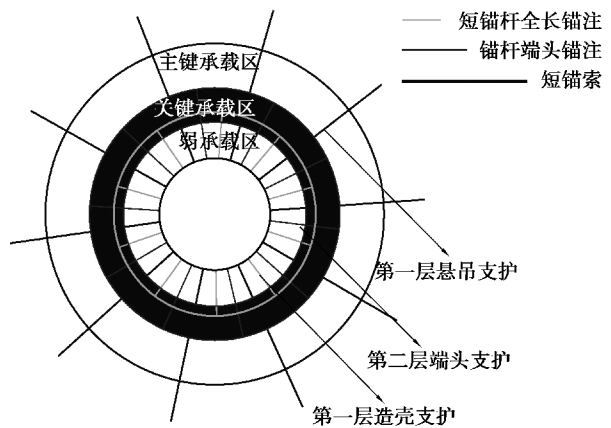


图7 围岩分层支护

Fig. 7 Multi-echelon supporting of surrounding rock

3 基本理论

3.1 基本方程

3.1.1 统一强度准则

平面应变情况下,根据 Levy-Mises 本构关系^[13-15]有,

$$\sigma_z = \frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2} \quad (8)$$

经整理得统一屈服理论表达式为,

$$F = \sigma_\theta - k\sigma_r - \alpha = 0 \quad (9)$$

式中: $k = \frac{1+\sin \varphi_t}{1-\sin \varphi_t}$; $\alpha = \frac{2c_t \cos \varphi_t}{1-\sin \varphi_t}$, MPa; $\sin \varphi_t = \frac{2(1+b) \sin \varphi_0}{2+b(1+\sin \varphi_0)}$; $c_t = \frac{2(1+b)c_0 \cos \varphi_0}{2+b(1+\sin \varphi_0)} \frac{1}{\cos \varphi_t}$, MPa; b 为统一强度参数。

于是,可得软化、破碎区的强度准则表达式:

$$\begin{cases} \sigma_\theta^s = k^s \sigma_r^s + \alpha^s \\ \sigma_\theta^f = k^f \sigma_r^f + \alpha^f \end{cases} \quad (10)$$

式中: k^s 、 α^s 、 k^f 、 α^f 分别为软化、破碎区抗剪强度参数的表达式。

其中,软化区抗剪强度参数为变量,其取值方法在下文的软化模型中介绍,而破碎区参数为定值。

3.1.2 平衡微分方程、几何方程

平衡微分方程有如下2种表述方式:

(1) 非“锚网喷”区

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (11)$$

式中: r 为塑性区内任一单元体的径向距离。

(2) “锚网喷”区

$$\frac{d\sigma_r^{bm}}{dr} + \frac{\sigma_r^{bm} - \sigma_\theta^{bm}}{r} + k_r = 0 \quad (12)$$

式中: k_r 为单元体径向体积力, kN/m^3 。

考虑平面应变问题,几何方程为

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}, \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (13)$$

3.2 软岩应变软化-扩容模型

3.2.1 软化模型

由研究可知,在岩石峰后软化过程中,软化参数表达式 k^s 、 α^s 中的 c 和 φ 值,会随着塑性应变的增加而逐渐减小至破碎值。假设 c 和 φ 随塑性发生线性软化,如图8所示。

在塑性软化区中,有

$$\begin{cases} c_s = c_0 - M_c \Delta \varepsilon_\theta^s, \\ \varphi_s = \varphi_0 - M_\varphi \Delta \varepsilon_\theta^s. \end{cases} \quad (14)$$

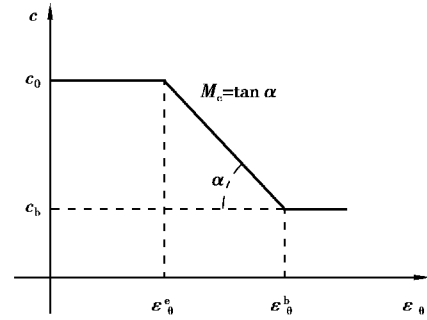
式中: $\varphi_p = \varphi_0 - M_\varphi (\varepsilon_\theta^p - \varepsilon_\theta^e)$ 、 $c_p = c_0 - M_c (\varepsilon_\theta^p - \varepsilon_\theta^e)$ 随 ε_θ^p 、 ε_θ^e 的变化而变化;相应的内聚力、内摩擦角软化模量 M_c 、 M_φ , 根据有效塑性应变增量 $\Delta \varepsilon_\theta^p$ 和 $\Delta c = c_0 - c_b$ 的比值来确定; c_b 、 φ_b 分别为破碎区的内聚力和摩擦角。

3.2.2 扩容模型

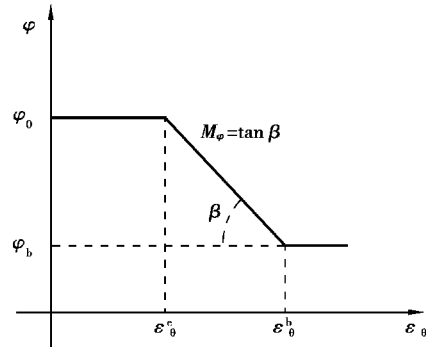
考虑体积应变不为零,软岩应变关系为

$$\begin{cases} \varepsilon_r^s + \xi_1 \varepsilon_\theta^s = 0 \\ \varepsilon_r^f + \xi_2 \varepsilon_\theta^f = 0 \end{cases} \quad (15)$$

式中: ξ_1 、 ξ_2 分别为软化、破碎区扩容系数。



(a) 内聚力软化模型



(b) 内摩擦角软化模型

图8 岩石应变软化模型

Fig. 8 Strain softening model for rock

研究表明^[16],软化区扩容系数表达式

$$\xi_1 = k_{\psi_1} \quad (16)$$

式中: $k_{\psi_1} = \frac{1+\sin \psi_t}{1-\sin \psi_t}$; $\sin \psi_t = \frac{2(1+b) \sin \psi_0}{2+b(1+\sin \psi_0)}$; ψ_0 为剪胀角。

ξ_2 为破碎区的扩容系数,由其定义的可知 $\xi_2 = 1+\varphi$, φ 多介于 0.3~0.5 之间。因此,一般可取 $\xi_2 = 1.3 \sim 1.5$ 。上述扩容模型如图9所示。

3.3 软岩蠕变模型

对于岩石材料,根据三维流变实验结果^[16]和一维蠕变的等时曲线相似的假设^[17],通过引入有效应力 σ_i , MPa; 和有效应变 ε_i 概念,将非线性三维蠕变曲线写成如下形式:

$$\varepsilon_i(t) = \psi(t, \sigma_i) \sigma_i \quad (17)$$

式中: $\varepsilon_i(t)$ 为复杂应力 σ_i 作用下的岩石在 t 时刻的有效应变; $\psi(t, \sigma_i)$ 为岩石的蠕变柔量^[18],选取西原模型进行研究,有:

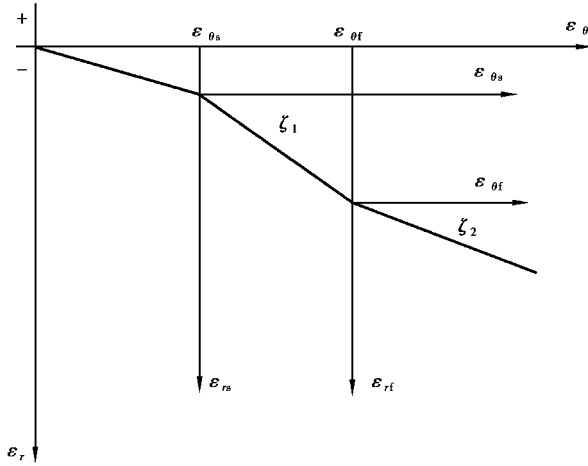


图9 岩石应变扩容模型

Fig. 9 Strain dilatation model for rock

$$\psi(t, \sigma_i) = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} (1 - e^{-\frac{t}{\eta_1}}) + \frac{(1 - \sigma_s / \sigma_i)}{\eta_2} t \quad (18)$$

式中: E_1 为瞬时弹性模量, GPa; E_2 为粘弹性模量, GPa; η_1 、 η_2 为黏弹、黏塑性黏滞系数, GPa · d; σ_s 为岩石长期强度, MPa; σ_i 随着岩石进入不同的屈服状态, 反映出不同的塑性流动, 且

$$\langle F \rangle = \begin{cases} 0 & (F < 0) \\ F & (F \geq 0) \end{cases} \quad (19)$$

在广义平面应变问题中, 有

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_\theta - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_\theta)^2} =$$

$$\frac{\sqrt{3}}{2} (\sigma_\theta - \sigma_r) \quad (20)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_\theta - \varepsilon_r)^2 + \varepsilon_r^2 + \varepsilon_\theta^2} \quad (21)$$

由等效应力与等效剪切应力之间关系, 结合式(20)可知复杂应力下岩体抗剪强度为:

$$u_b = \left[\frac{A}{1 + \eta_2} + \frac{2(1 + \mu)(p_0 - p_c)}{E(1 + \eta_2)} \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2 \left(\frac{R_s}{R_b} \right)^{(1 + \eta_1)} \left(\frac{R_b}{r} \right)^{(1 + \eta_2)} \right] r \quad (26)$$

$$\text{式中: } A = H - I p_i^*; I = \frac{(1 + \nu)(1 + \xi_2) \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2}{E + (1 + \xi_1)} \left[\xi_1 - 1 + \frac{2(\xi_2 - \xi_1)}{1 + \xi_2} \left(\frac{R_s}{R_f} \right)^{1 + \xi_1} \right]; H = \left[\frac{(1 + \nu)(1 + \xi_2)(1 - 2\nu)}{E} + I \right] p_0$$

以及破碎区“锚网喷”位移:

$$u_{bm} = \frac{B}{1 + \eta_3} r - \left(\frac{B}{1 + \eta_3} - \frac{A}{1 + \eta_2} \right) \frac{l_c^{1 + \eta_3}}{r^{\eta_3}} \frac{\eta_2 - 1}{\eta_3 - 1} \quad (27)$$

$$\text{式中: } B = H \frac{1 + \eta_3}{1 + \eta_2} + J - I p_c; J = \frac{2(1 + \mu)(\eta_2 + \eta_3)}{E(1 + \eta_2)} \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2$$

$$\tau_i = \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}} = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2} \quad (22)$$

上述蠕变本构模型, 如图10所示。

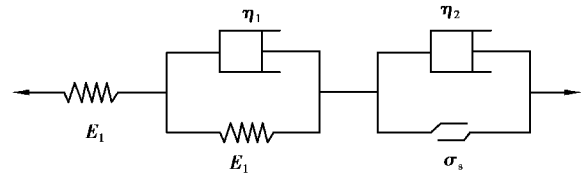


图10 西原蠕变模型

Fig. 10 Nishihara creep model

4 粘弹塑性求解

4.1 开挖后弹塑性位移场

4.1.1 弹性区位移场

根据弹性理论, 可知弹性区位移场为:

$$u_e = \frac{(1 + \mu)r}{E} \left[p_0(1 - 2\mu) + (p_0 - p_c) \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \right] \quad (23)$$

4.1.2 软化区位移场

软化区内总应变为弹性极限应变和软化应变增量之和

$$\begin{cases} \varepsilon_r^s = \Delta \varepsilon_r^s + \varepsilon_r^{es} \\ \varepsilon_\theta^s = \Delta \varepsilon_\theta^s + \varepsilon_\theta^{es} \end{cases} \quad (24)$$

可得,

$$u_s = \frac{r}{1 + \eta_1} \left[G + \frac{2(1 + \nu)(p_0 - p_c)}{E} \left(\frac{r_0}{R_s} \right) \left(\frac{R_s}{r} \right)^{1 + \eta_1} \right] \quad (25)$$

$$\text{其中 } G = \frac{1 + \nu}{E} \left[p_0(1 - 2\nu)(1 + \eta_1) + (p_0 - p_c) \left(\frac{r_0}{R_s} \right) \right]^2 (\eta_1 - 1)。$$

4.1.3 破碎区位移场

同理, 破碎区“非锚网喷”位移:

$$\left(\frac{R_s}{R_b} \right)^{1 + \eta_1} \left(\frac{R_b}{l_c} \right)^{1 + \eta_2} p_0, L = I \frac{1 + \eta_3}{1 + \eta_1} + \frac{J}{P_0}$$

4.2 开挖后次生应力场

4.2.1 软化区次生应力场

由边界条件 $\sigma_r^e = \sigma_r^s$, 可知:

$$\begin{cases} \sigma_{\theta}^s = k_{\varphi}^s \sigma_r^s + \sigma_c^s, \\ \sigma_r^s = \left(\frac{r}{R_s}\right)^{k_{\varphi}^s-1} \left[p_0 + (p_c - p_0) \left(\frac{r_0}{R_s}\right)^2 + \frac{\sigma_c^s}{k_{\varphi}^s - 1} \right] - \frac{\sigma_c^s}{k_{\varphi}^s - 1} \\ \sigma_z^s = \frac{(k_{\varphi}^s + 1) \sigma_r^s + \sigma_c^s}{2} \end{cases} \quad (28)$$

式中, $c_s = c_0 - M_c(\varepsilon_{\theta}^s - \sigma_{\theta}^{es}; \varphi_s = \varphi_0 - M_{\varphi}(\varepsilon_{\theta}^s - \sigma_{\theta}^{es}); \varepsilon_{\theta}^s - \sigma_{\theta}^{es} = \frac{2(p_c - p_0)(1 + \nu)}{E(1 + \xi_1)} \left(\frac{r_0}{R_s}\right)^2 \left[1 - \left(\frac{R_s}{r}\right)^{1 + \xi_1} \right]$

$$\begin{cases} \sigma_{\theta}^{bm} = k_{\varphi}^{bm} \sigma_r^{bm} + \sigma_c^{bm} \\ \sigma_r^{bm} = \left(\frac{A_{bm} + f_1 f_2 \frac{r}{r_0}}{A_{bm} + f_1 f_2} \right)^{k_{\varphi}^{bm}-1} \left[p_c + \frac{\sigma_c^{bm} + \frac{p_i r_0}{f_1 f_2 l_c}}{k_{\varphi}^{bm} - 1} \right] - \frac{\sigma_c^{bm} + \frac{p_i r_0}{f_1 f_2 l_c}}{k_{\varphi}^{bm} - 1} \\ \sigma_z^{bm} = \frac{(k_{\varphi}^{bm} + 1) \sigma_r^{bm} + \sigma_c^{bm}}{2} \end{cases} \quad (30)$$

由边界条件 $r = l_c$ 时, $\sigma_r^b = \sigma_r^{bm}$, 可得“非锚网喷”区应力:

$$\begin{cases} \sigma_{\theta}^b = k_{\varphi}^b \sigma_r^b + \sigma_c^b, \\ \sigma_r^b = \left(\frac{r}{l_c}\right)^{k_{\varphi}^b-1} \left[\left(\frac{A_{bm} + f_1 f_2 \frac{r}{r_0}}{A_{bm} + f_1 f_2} \right)^{k_{\varphi}^{bm}-1} \left(p_c + \frac{\sigma_c^b}{k_{\varphi}^b - 1} + \frac{p_i r_0}{f_1 f_2 l_c (k_{\varphi}^b - 1)} \right) - \frac{p_i r_0}{f_1 f_2 l_c (k_{\varphi}^b - 1)} \right] - \frac{\sigma_c^b}{k_{\varphi}^b - 1} \\ \sigma_z^b = \frac{(k_{\varphi}^b + 1) \sigma_r^b + \sigma_c^b}{2} \end{cases} \quad (31)$$

由连续条件 $c_s = c_f$ 或 $\varphi_s = \varphi_f$, 可得:

$$\begin{cases} R_f = R_s \left[\frac{E(c_0 - c_f)(1 + \xi_1)}{2M_c(p_0 - p_i^*)(1 + \nu)} \left(\frac{R_s}{r_0^*}\right)^2 + 1 \right]^{\frac{1}{1 + \xi_1}} \\ R_f = R_s \left[\frac{E(\varphi_0 - \varphi_f)(1 + \xi_1)}{2M_{\varphi}(p_0 - p_i^*)(1 + \nu)} \left(\frac{R_s}{r_0^*}\right)^2 + 1 \right]^{\frac{1}{1 + \xi_1}} \end{cases} \quad (32)$$

4.3 蠕变位移场

由式(21)、(23)、(25)、(27), 联立得

$$\begin{cases} \varepsilon_i^e = \frac{2}{3} \sqrt{3 \left(\frac{u_e}{r}\right)^2 - \frac{6p_0(1 + \nu)(1 - 2\nu)u_e}{Er} + \left[\frac{2p_0(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} \right]^2} \\ \varepsilon_i^s = \frac{2}{3} \sqrt{(1 + \xi_1 + \xi_1^2) \left(\frac{u_s}{r}\right)^2 - T(1 + 2\xi_1) \frac{u_s}{r} + T^2} \\ \varepsilon_i^f = \frac{2}{3} \sqrt{(1 + \xi_2 + \xi_2^2) \left(\frac{u_f}{r}\right)^2 - A(1 + 2\xi_2) \frac{u_f}{r} + A^2} \end{cases} \quad (33)$$

由式(20), 可知等效应力为

由连续条件 $\sigma_{\theta}^e = \sigma_{\theta}^s$, 可得软化范围为

$$R_s = r_0 \sqrt{\frac{(p_0 - p_c)(1 + k)}{(k - 1)p_0 + \alpha}} \quad (29)$$

4.2.2 破碎区次生应力场

且由边界条件 $r = r_0$ 时, $\sigma_r^{bm} = p_c$, 可得“锚网喷”应力:

$$\begin{cases} \sigma_i^e = \frac{\sqrt{3}}{2} (\sigma_{\theta}^e - \sigma_r^e) \\ \sigma_i^s = \frac{\sqrt{3}}{2} (\sigma_{\theta}^s - \sigma_r^s) \\ \sigma_i^f = \frac{\sqrt{3}}{2} (\sigma_{\theta}^f - \sigma_r^f) \end{cases} \quad (34)$$

由式(31)和式(32)结合式(17)可知,

$$\begin{cases} 3 \left[\frac{u_e(t)}{r} \right]^2 - \frac{6p_0 u_e(t)(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{Er} + \left[\frac{2p_0(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} \right]^2 - \frac{9}{4} [\sigma_i^e \psi_e(t, \sigma_i^e)]^2 = 0 \\ (1 + \xi_1 + \xi_1^2) \left[\frac{u_s(t)}{r} \right]^2 - T(1 + 2\xi_1) \frac{u_s(t)}{r} + T^2 - \frac{9}{4} [\sigma_i^s \psi_s(t, \sigma_i^s)]^2 = 0 \\ (1 + \xi_2 + \xi_2^2) \left[\frac{u_f(t)}{r} \right]^2 - A(1 + 2\xi_2) \frac{u_f(t)}{r} + A^2 - \frac{9}{4} [\sigma_i^f \psi_f(t, \sigma_i^f)]^2 = 0 \end{cases} \quad (35)$$

5 算例分析

淮北某深部软岩巷道,其围岩以砂质泥岩为主。地质力学参数:埋深 $H=960$ m,初始内聚力、内摩擦角: $c_0=3.5$ MPa、 $\varphi_0=25^\circ$,弹性模量 $E=4$ GPa,剪胀角 $\psi_0=10^\circ$,抗剪屈服 $\tau=12.5$ MPa。软化模量的确定:利用 MTS 进行三轴压缩试验,获得塑性应变增量平均值 $\Delta\epsilon_1^p=0.96\times 10^{-3}$,内聚力、内摩擦角增量的平均值 $\Delta c=0.36$ MPa、 $\Delta\varphi=1.24^\circ$,可知内聚力、内摩擦角软化模量 $M_c=375$ MPa、 $M_\varphi=1\ 292^\circ$ 。

蠕变参数的确定:利用 RMTS 进行三轴加载,分级控制加载应力,在同一加载应力水平下,分时间段 $t=1、2、3、4、5、6$ d 记录数据。为便于分析,认为任一时段内的蠕变参数不变,可按照定常量来处理,根据实验结果可知,长期屈服 $\sigma_s=23.2$ MPa,为接近岩样的埋藏环境,取加载应力 $\sigma=25$ MPa,获得各时段内的黏弹、黏塑模型参数列于表 1。

表 1 $\sigma=25$ MPa 时的蠕变参数

Table 1 Creep parameters when $\sigma=25$ MPa

t/d	蠕变参数				应变值 / 10^{-3}
	E_1/GPa	E_2/GPa	$\eta_1/(GPa \cdot d)$	$\eta_2/(GPa \cdot d)$	
0	7.60				9.65
1	7.60	3.15	17.15	4.58	10.60
2	7.60	3.02	16.98	4.45	11.54
3	7.60	2.90	16.85	4.36	12.60
4	7.60	2.83	16.77	4.32	13.53
5	7.60	2.76	16.70	4.27	14.45
6	7.60	2.72	16.62	4.24	15.42

由表 1 可知,蠕变参数平均值为:瞬时弹性模量 $E_1=7.6$ GPa,黏弹性黏滞系数 $\eta_1=16.8$ GPa·d,黏弹性弹性模量 $E_2=2.9$ GPa,黏塑性黏滞系数 $\eta_2=4.37$ GPa·d。

5.1 直墙半圆拱巷道当量半径计算

(1)当量半径折算法:由于大多数巷道断面为直壁半圆拱形,为便于分析,将直壁半圆拱转换成当量圆。选取巷道断面的修正系数,这些系数经过

大量实验和统计获得。对直壁半圆拱断面巷道进行等面积圆的当量描述,采用如下计算公式:

$$r_1^* = k \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad (36)$$

式中: r_1^* 为当量圆半径, m; S 为实际非圆断面的巷道断面积, m^2 ; k 为巷道断面形状的修正系数,对于直壁半圆拱取 $k=1.1$ 。

(2)外接圆半径法:针对直墙半圆拱的外接圆半径折算公式

$$r_2^* = [(2h + B) + B^2/(2h + B)]/4 \quad (37)$$

式中: r_2^* 为外接圆半径, m; h 为直墙高, m; B 为巷道净宽, m。

大巷实际成型的断面尺寸(如图 11): $B \times H=5\ 500$ mm \times 4 250 mm,即净宽 $B=5.5$ m,拱高 $H=2.75$ m,直墙高 $h=1.5$ m。

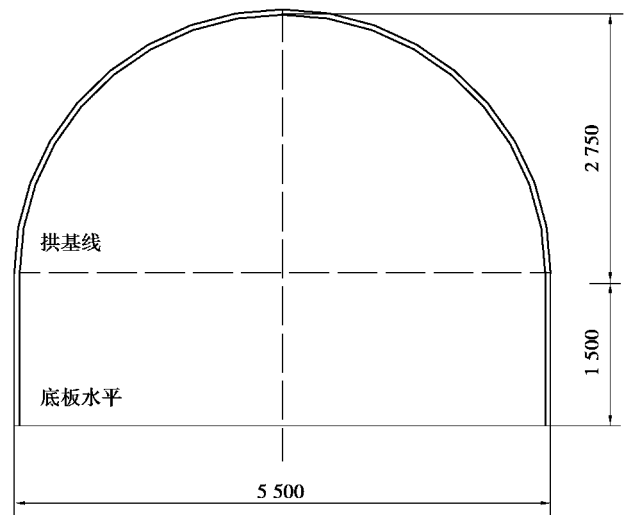


图 11 巷道断面图

Fig. 11 Tunneling lane profile

巷道尺寸越大,对其周围原岩应力场的扰动也越大。因此,比较以上 2 种方法计算巷道的当量半径,选择其中较大者作为巷道的当量半径。将巷道的实际尺寸分别带入式(36)、(37)计算,得到 $r_1^*=2.784$ m, $r_2^*=3.014$ m。因此,直墙半圆拱的当量半径为 $r_2^*=3.014$ m。

5.2 围岩力学承载结构对巷道破坏影响

以下相关计算,参考上文算例中给出的数据,均采用单因素分析方法,即考虑“弱”承载区、“主”承载区和“关键”承载区范围,与软化区半径 R_s 、破裂区半径 R_f 和软化、破裂区位移之间关系。

(1)“弱”承载区对围岩稳定性影响:由 $\sigma_\theta^s=$

1.1 p_0 ,结合式(25)和式(28)可得:

$$\begin{cases} \sigma_{\theta}^s = k^s \left\{ \left(\frac{r}{R_s} \right)^{k^s-1} \left[p_0 + (p_1^* - p_0) \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2 \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{\alpha^s}{k^s - 1} \right] - \frac{\alpha^s}{k^s - 1} \right\} + \alpha^s = 1.1p_0 \\ u_s = \frac{r}{1 + \xi_1} \left[T + \frac{2(1 + \nu)(p_0 - p_1^*)}{E} \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2 \left(\frac{R_s}{r} \right)^{1+\xi_1} \right] \end{cases} \quad (38)$$

由式(38)进行迭代法计算,并结合式(29)和式(32),获得软化、破裂边界线和软化区、破裂区位移,经过拟合如图12—15所示。

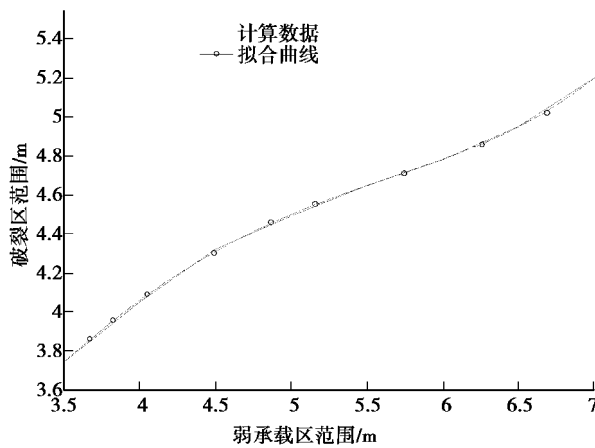


图12 弱承载区对破裂范围影响

Fig. 12 Rupture part vs. weak bearing area

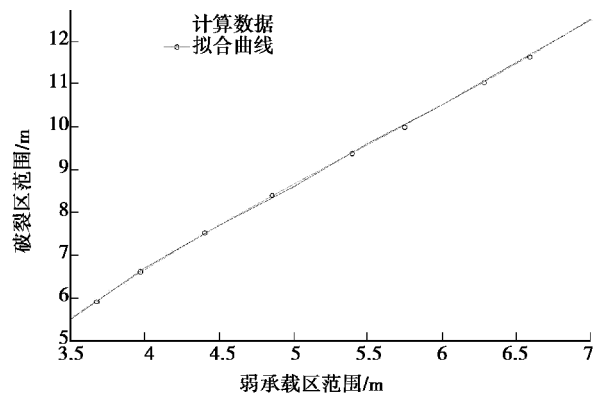


图13 弱承载区对软化范围影响

Fig. 13 Soften part vs. weak bearing area

由上述研究结果发现,“弱”承载区外边界对围岩破坏特征参数影响较大,特别是破裂范围及其位移,“弱”承载区包含破裂区,破裂区位移大于软化区位移。通过数据拟合可知,“弱”承载区外边界 R_{weak} 和围岩破坏特征参数之间的关系式:

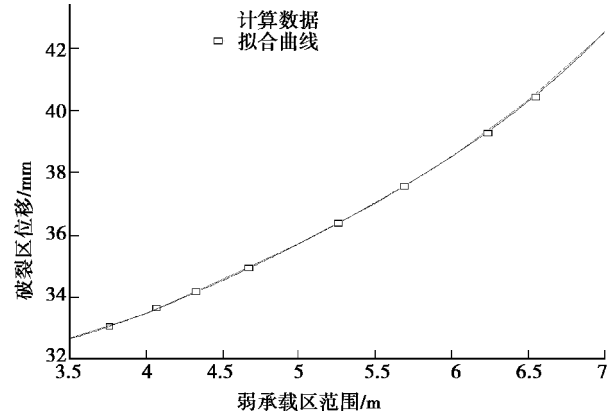


图14 弱承载区对破裂区位移影响

Fig. 14 Rupture part displacement vs. weak bearing area

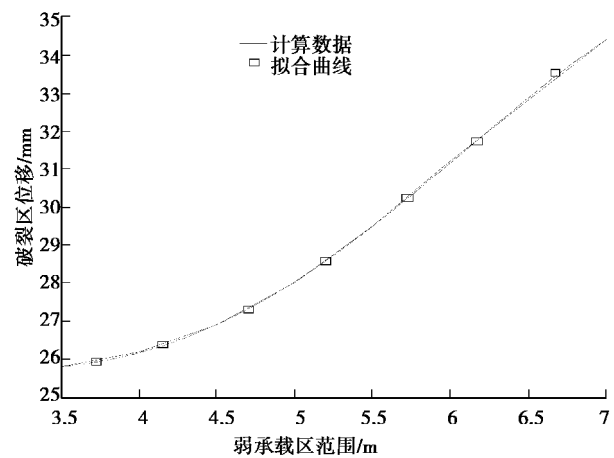


图15 弱承载区对软化区位移影响

Fig. 15 Soften part displacement vs. weak bearing area

$$\begin{cases} R_s = 0.05(R_{weak})^3 - 0.80(R_{weak})^2 + 6.21R_{weak} - 8.53 \\ R_f = 0.01(R_{weak})^4 - 0.13(R_{weak})^3 + 0.65(R_{weak})^2 - \\ 0.44R_{weak} + 1.7 \\ u_s = -0.04(R_{weak})^3 + 0.83(R_{weak})^2 - 2.72R_{weak} + 26.47 \\ u_f = 0.06(R_{weak})^3 - 0.59(R_{weak})^2 + 3.57R_{weak} + 24.63 \end{cases} \quad (39)$$

(2)“主”承载区对围岩稳定性影响:由 $1.2p_0 \leq \sigma_{\theta}^s \leq \sigma_{\theta}^{\max}$ (其中 $\sigma_{\theta}^{\max} = 2p_0 - p_1^*$),结合式(25)和式(28)可得:

$$\begin{cases} \sigma_{\theta}^s = k^s \left\{ \left(\frac{r}{R_s} \right)^{k^s-1} \left[p_0 + (p_1^*) \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2 + \frac{\alpha^s}{k^s - 1} \right] - \frac{\alpha^s}{k^s - 1} \right\} + \alpha^s = \\ 1.2p_0 \\ u_s = \frac{r}{1 + \xi_1} \left[T + \frac{2(1 + \nu)(p_0 - p_1^*)}{E} \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2 \left(\frac{R_s}{r} \right)^{1+\xi_1} \right] \end{cases} \quad (40)$$

由式(40)进行迭代法计算,并结合式(29)和

式(32),获得软化、破裂边界线和软化区、破裂区位移,经过拟合如图 16—19 所示。

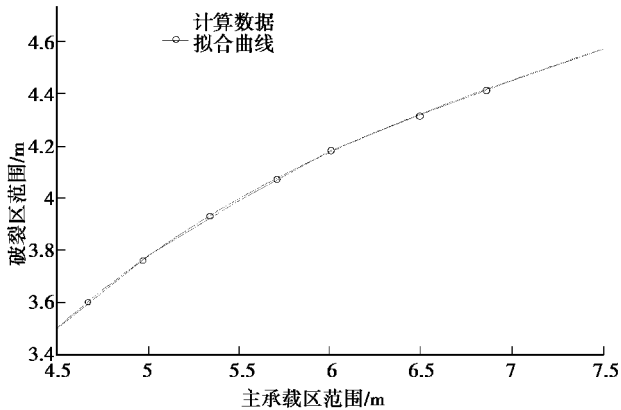


图 16 主承载区对破裂范围影响

Fig. 16 Rupture part vs. main bearing area

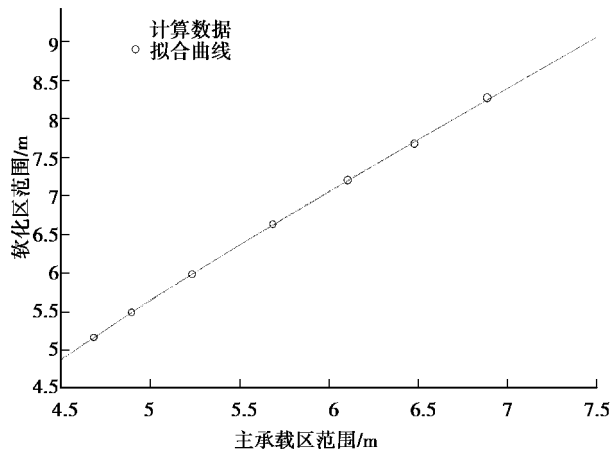


图 17 主承载区对软化范围影响

Fig. 17 Soften part vs. main bearing area

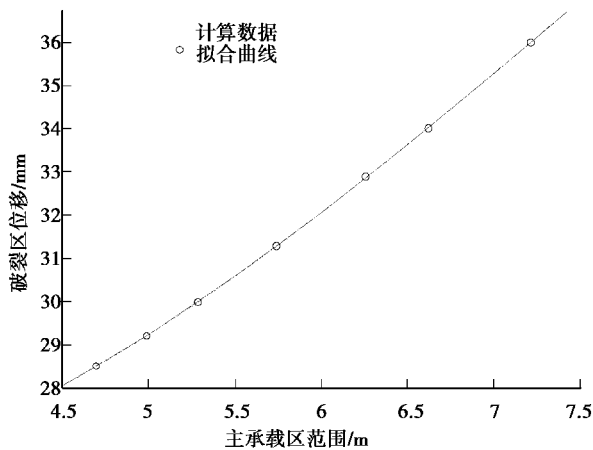


图 18 主承载区对破裂区位移影响

Fig. 18 Rupture part displacement vs. main bearing area

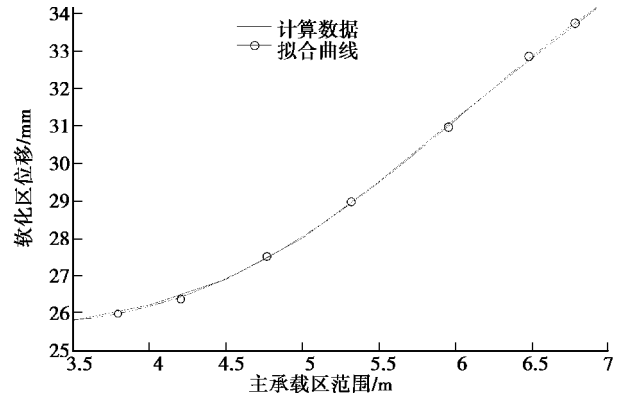


图 19 主承载区对软化区位移影响

Fig. 19 Soften part displacement vs. main bearing area

由上述研究结果发现,“主”承载区内边界对围岩破坏特征参数有一定影响,“主”承载区内边界处于软化区中,大于破裂范围。通过数据拟合可知,“主”承载区内边界与围岩破坏特征参数之间的关系式。

$$R_s = 0.01(R_{\text{main}})^3 - 0.28(R_{\text{main}})^2 + 3.28R_{\text{main}} - 5.44$$

$$R_f = 0.03(R_{\text{main}})^3 - 0.47(R_{\text{main}})^2 + 3.25R_{\text{main}} - 4.07$$

$$u_s = 0.04(R_{\text{main}})^4 - 1.04(R_{\text{main}})^3 + 10.1(R_{\text{main}})^2 - 40.43R_{\text{main}} + 81.46$$

$$u_f = 0.03(R_{\text{main}})^4 - 0.12(R_{\text{main}})^3 + 1.61(R_{\text{main}})^2 - 6.35R_{\text{main}} + 33.42 \quad (41)$$

(3)“关键”承载区对围岩稳定性影响:由 $\tau_i = (\sigma_\theta^s - \sigma_r^s)/2 = \tau_s = 10.5 \text{ MPa}$, 结合式(25)和式(28)可得:

$$\begin{cases} \sigma_\theta^s = (k^s - 1) \left\{ \left(\frac{r}{R_s} \right)^{k^s - 1} \left[p_0 + (p_i^* - p_0) \cdot \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2 + \frac{\alpha^s}{k^s - 1} \right] - \frac{\alpha^s}{k^s - 1} \right\} + \alpha^s = 21 \\ u_s = \frac{r}{1 + \xi_1} \left[T + \frac{2(1 + \nu)(p_0 - p_i^*)}{E} \left(\frac{r_0}{R_s} \right)^2 \left(\frac{R_s}{r} \right)^{1 + \xi_1} \right] \end{cases} \quad (42)$$

由式(42)进行迭代法计算,并结合式(29)和式(32),获得软化、破裂边界线和软化区、破裂区位移,经过拟合如图 20—23 所示。

由上述研究结果发现,“关键”承载区内边界对围岩破坏特征参数有一定影响,“关键”承载区内边界大于破裂范围,处于软化区中。通过数据拟合可知“关键”承载区与围岩破坏特征参数之间关系式。

$$R_s = 0.023(R_{\text{key}})^3 - 0.415(R_{\text{key}})^2 + 4.08R_{\text{key}} - 5.92$$

$$R_f = 0.024(R_{\text{key}})^3 - 0.459(R_{\text{key}})^2 + 3.189R_{\text{key}} - 3.32$$

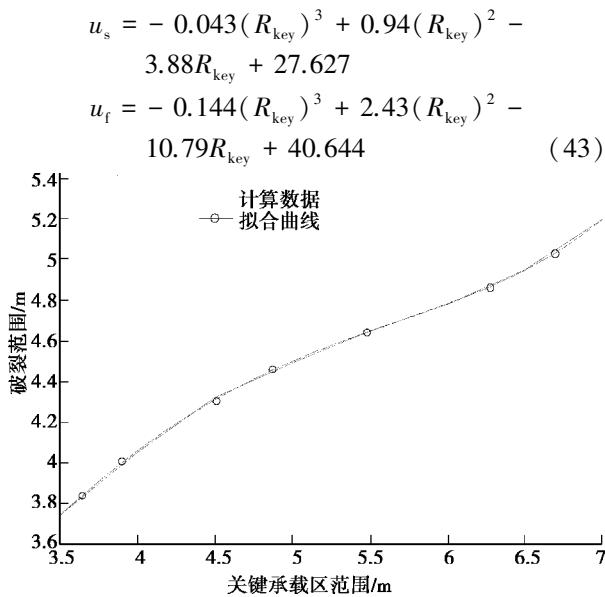


图 20 关键承载区对破裂范围影响

Fig. 20 Rupture part vs. key bearing area

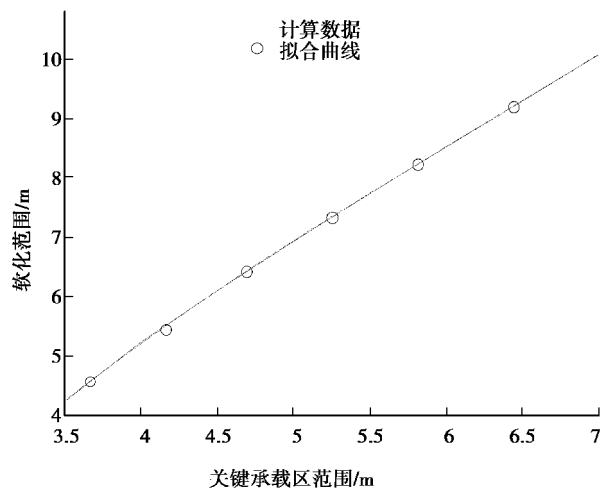


图 21 关键承载区对软化范围影响

Fig. 21 Soften part vs. key bearing area

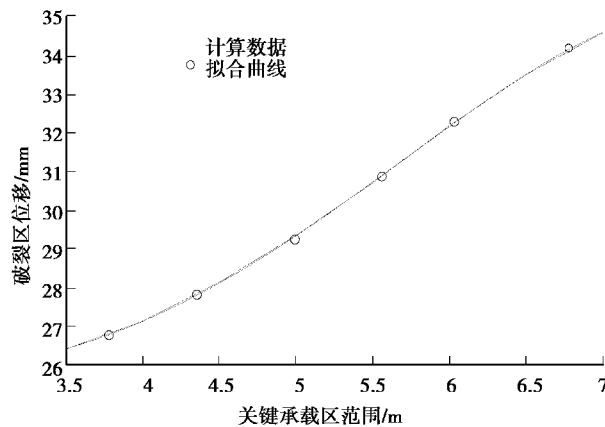


图 22 关键承载区对破裂位移影响

Fig. 22 Rupture part displacement vs. key bearing area

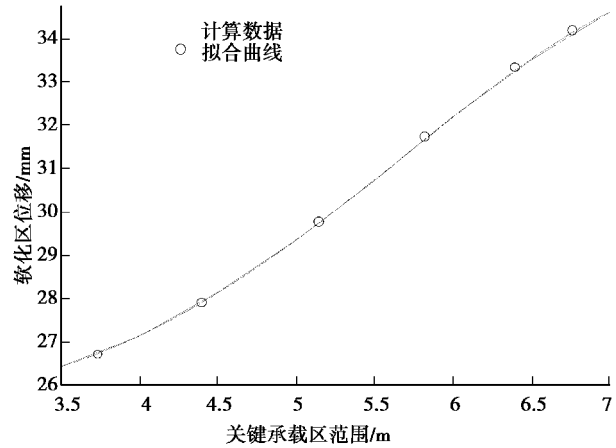


图 23 关键承载区对塑性位移影响

Fig. 23 Soften part displacement vs. key bearing area

5.3 围岩力学承载结构稳定性分析

5.3.1 开挖面效应分析

根据围岩次生应力场,结合围岩强度划分围岩力学承载结构,并研究其稳定性。在图 24 中,研究开挖面效应的影响。

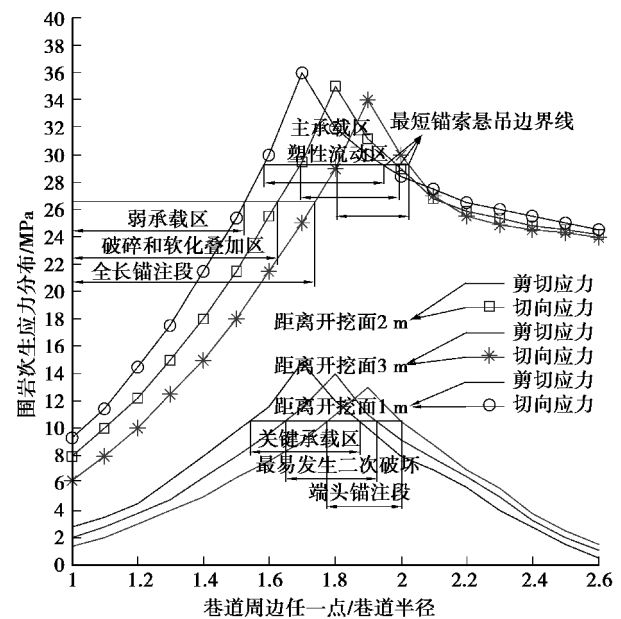


图 24 开挖“空间效应”对围岩承载结构稳定性影响

Fig. 24 Surrounding rock bearing structure vs. excavation “space effect”

由图 24 可知,当开挖持续时间一定,距离开挖面 1 m/2 m/3 m 处断面,对应的力学承载结构如下:

(1)“弱”承载区外边界线位置分别为 $1.53r_0/1.62r_0/1.73r_0$,即为巷道第一层造壳支护范围。

(2)“关键”承载圈内外边界分别为: $1.56r_0 \sim 1.87r_0/1.66r_0 \sim 1.92r_0/1.78r_0 \sim 2.01r_0$,该范围为第

二层端头锚注;其峰值位置及大小为: $1.70r_0/1.80r_0/1.90r_0$; $\tau_i^{\max} = 14.5 \text{ MPa}/13.8 \text{ MPa}/12.6 \text{ MPa}$ 。

(3)“主”承载区内分布范围: $1.59r_0 \sim 1.95r_0/1.70r_0 \sim 2.00r_0/1.81r_0 \sim 2.03r_0$,其外边界为第三层锚索悬吊支护最短距离,对应集中系数分别为: $1.54/1.45/1.4$ 。

5.3.2 “时间效应”分析

围岩“弹塑性”变形释放后,由于蠕变效应,导致承载区范围扩大,且向围岩内部移动,即为承载区的演化规律。首先,各承载区向围岩内部移动的距离,可以用该承载区内边界的位移来表示。蠕变发生后,各承载区“内-外”边界的蠕变不一,可根据各承载区“内-外”边界的蠕变差值,表示该承载区的厚度变化情况。

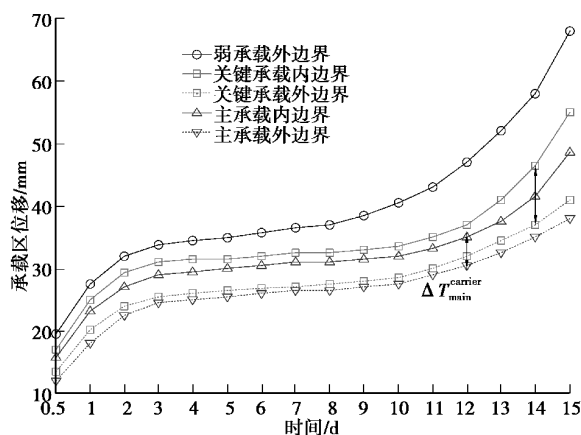


图 25 围岩力学承载区演化规律

Fig. 25 Evolvement rule of surrounding rock bearing area

由图 25 可知,承载区随时间推移,逐渐向巷道自由面移动,其范围变化趋势为“先增后趋稳再增”,符合西原模型蠕变曲线。其中,“弱”承载区增大,表明巷道断面减小,且破碎范围增大,巷道第 1 层支护难度增大;“关键”承载区转移,且范围增大,表明剪应力集中程度和影响范围增大,巷道第 2 层端头有效支护范围增大;“主”承载区转移,且范围增大,表明围岩应力集中程度增加,且塑性流动范围增大,巷道第 3 层悬吊范围扩大。

5.4 梯次分层支护设计

针对开挖面附近裸巷,通过变形特性和承载结构研究,获得了一些规律,并结合这些规律设计合理的巷道支护,利用钻孔窥视仪探测松动圈,并与该矿原先的巷道支护方案进行对比。

5.4.1 该矿原先设计的支护方案

如图 26 所示为“锚网喷索注”。该支护方案的具体参数为: $\phi 20 \times 2\ 200 \text{ mm}$ 锚杆、破断荷载分别

为 179 kN,间排距 $800 \times 800 \text{ mm}$,经计算得预紧力为:0.28 MPa, $\phi 17.8 \times 6\ 300 \text{ mm}$ 锚索,间排距 $1\ 600 \times 1\ 600 \text{ mm}$ 。其中,锚杆、锚索的预紧力计算原理,如图 27 所示。

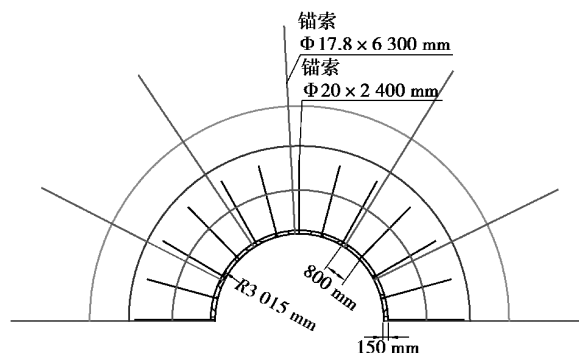


图 26 原支护方案原理

Fig. 26 The schematic diagram of original support scheme

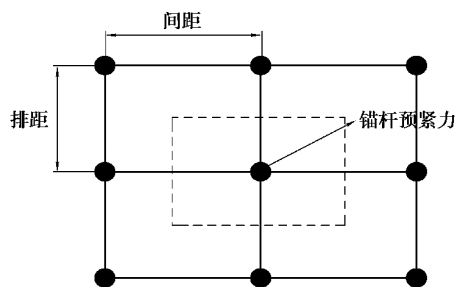


图 27 锚杆预紧力计算原理

Fig. 27 Calculation principle of bolt pre-tightening force

5.4.2 梯次分层支护设计。

根据算例可知,选择距开挖面 2 m 处断面为研究对象,该断面“弱”承载区外边界为 1.9 m,“关键”承载区为 1.57~2.77 m,“主”承载区外边界为 2.75 m。设计该巷支护如下:

(1)第 1 层造壳支护:支护“弱”承载区,采用“锚网喷注”支护,喷浆厚度为 300 mm,“短锚杆全长锚注”的有效范围为 1.9 m。

(2)第 2 层“锚注”支护:支护“关键”承载区,采用“锚杆端头锚注”,有效支护范围为 1.6~2.8 m,需要增加锚杆注浆孔,增大注浆率。必要时加粗该部分锚杆端部,以防发生剪切破坏。

(3)第 3 层“锚索”支护:支护“主”承载区,建议锚索支护范围为 3.5 m 以上,起到悬吊作用。

其中,具体的支护参数: $\phi 20 \times 1\ 900 \text{ mm}$ 全长注浆锚杆,间排距 $1\ 600 \times 1\ 600 \text{ mm}$,破断力 258 kN、预紧力 0.1 MPa; $\phi 25 \times 2\ 700 \text{ mm}$ 端头注浆锚杆,间排距 $1\ 600 \times 1\ 600 \text{ mm}$,破断力 365 kN、预紧力 0.15 MPa; $\phi 17.8 \times 3\ 500 \text{ mm}$ 锚索,间排距 $1\ 600 \times$

1 600 mm。改进后的梯次支护方案如图 28 所示。

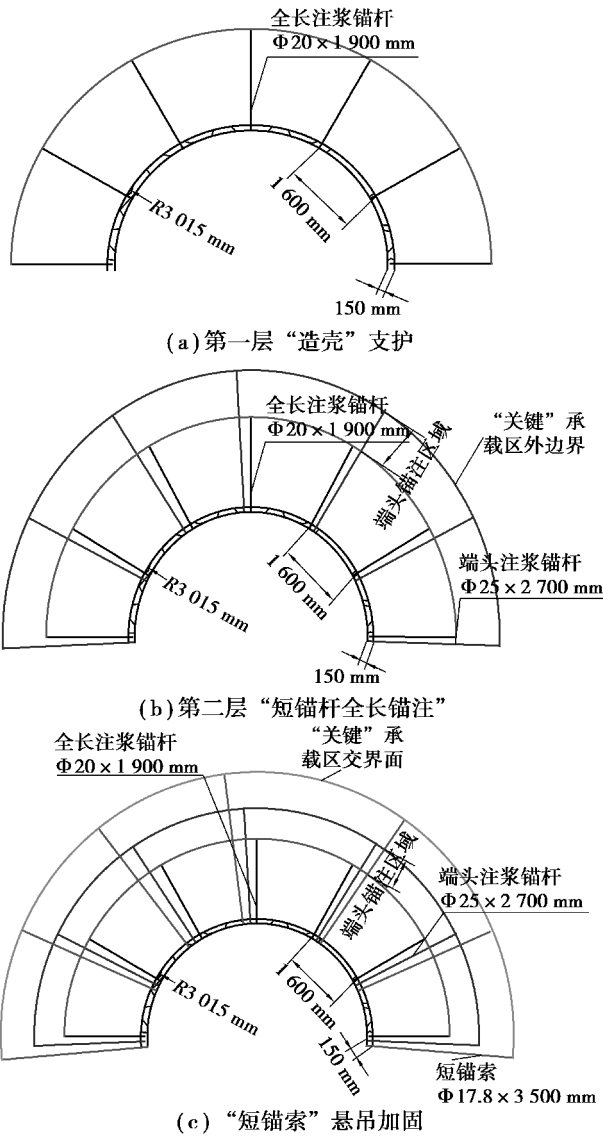


图 28 改进后支护方案原理
Fig. 28 The schematic of improved support scheme

5.4.3 数值计算

建立模型尺寸取为沿 X 、 Y 和 Z 方向为 $36\text{ m} \times 10\text{ m} \times 36\text{ m}$,其中 X 为巷道水平方向, Y 为巷道轴向, Z 为垂直方向,修正后的外接圆巷道断面半径为 3.015 m 。采用应力边界约束。建立如下图 29 所示的计算模型,模型单元总数为 9 600 个,节点总数为 10 571。

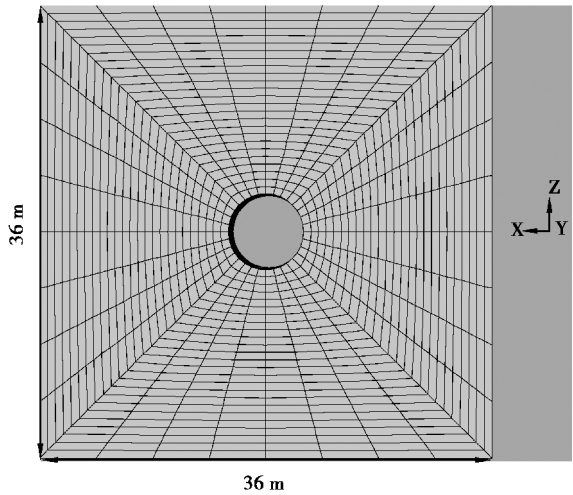


图 29 数值计算模型
Fig. 29 Numerical calculation model

根据该矿的原支护方案,以及本文提供的梯次支护方案,设计模拟方案,即在 3 种条件下开挖巷道:无支护、原支护、分层支护,如图 30 所示;研究支护条件对围岩破裂发展影响(如图 31 所示)。以及面效应、时间效应影响,如图 32—33 所示。

通过图 31 可以看出,无支护、原支护、梯次支护条件下巷道破裂区范围为 3 m 、 $2 \sim 2.5\text{ m}$ 、 1 m 。

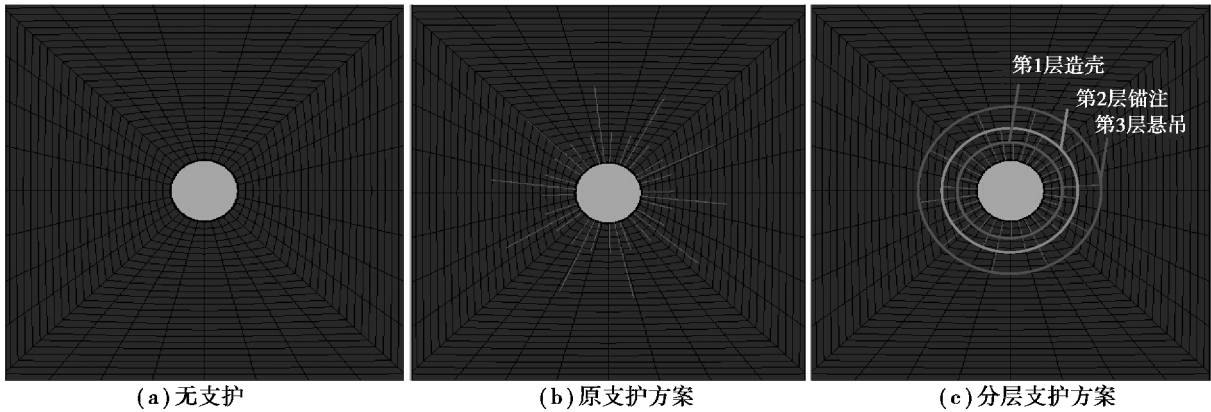


图 30 不同支护方案
Fig. 30 Different supporting schemes

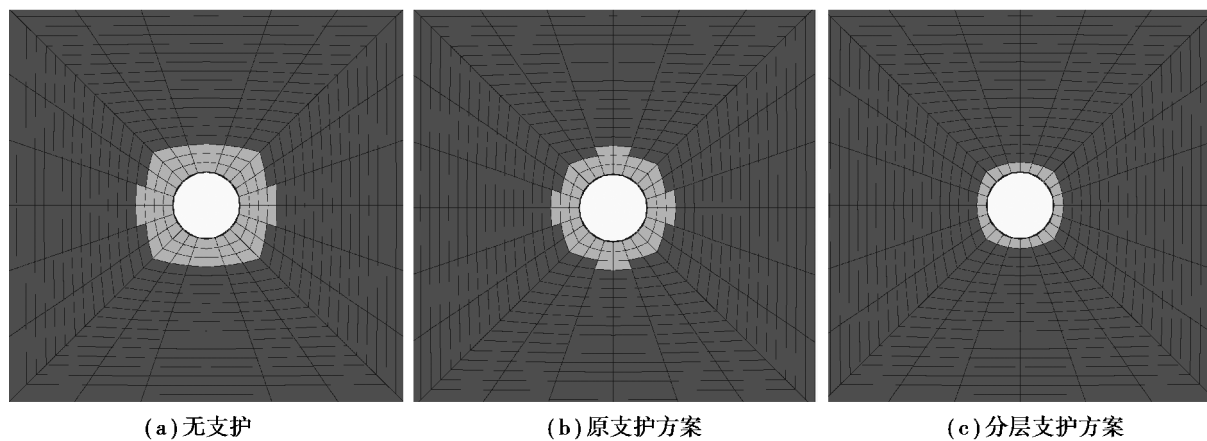


图 31 不同支护下围岩破裂区分布

Fig. 31 Surrounding rock rupture zone development under different supporting

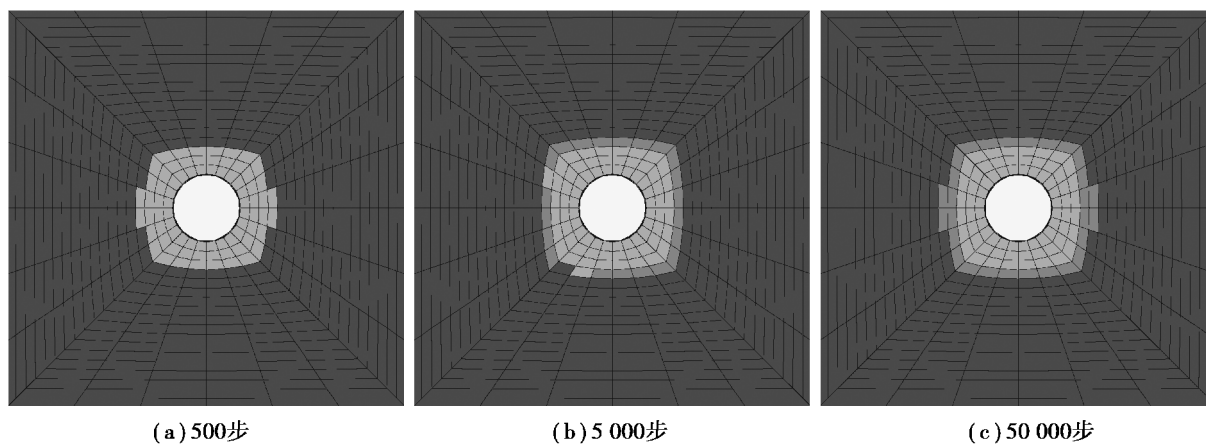


图 32 “时间效应”对围岩破裂区影响

Fig. 32 Surrounding rock rupture zone development vs. “time effect”

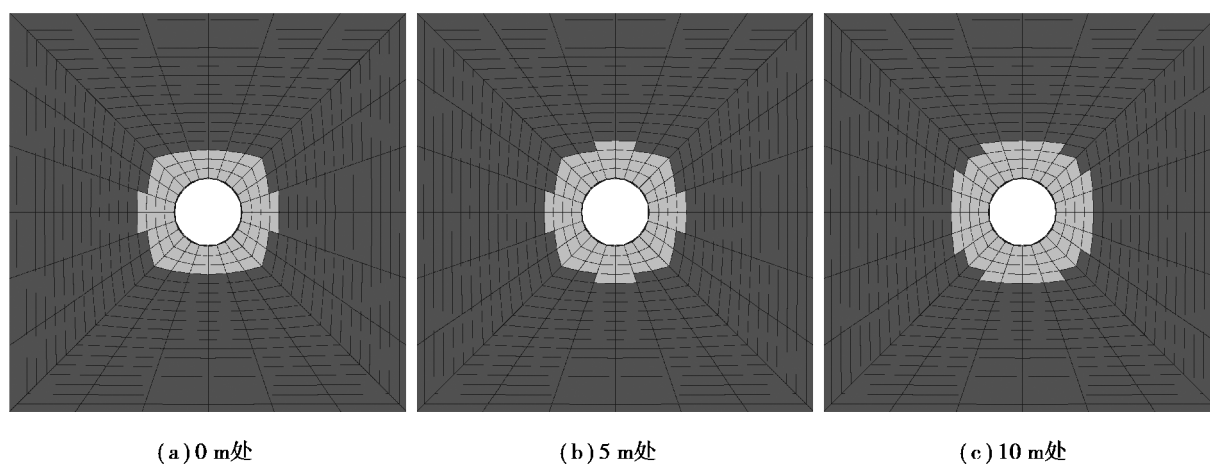


图 33 “开挖面效应”对围岩塑性区影响

Fig. 33 Surrounding rock rupture zone development vs. “excavation face effect”

通过改变计算步数,模拟巷道“时间效应”,如图 32 所示;通过截取不同断面,模拟巷道“空间效

应”,如图 33 所示。

通过图 32 可以看出,“时间效应”对巷道破裂

范围影响:500步、5 000步、50 000步条件下巷道塑性区范围为3 m、4 m、4~4.5 m。通过图33可以看出,“开挖面效应”对围岩破裂发展影响:0 m、5 m、10 m条件下巷道塑性区范围为3 m、3~3.2 m、3~3.5 m。

5.5 分层支护设计影响讨论

(1)巷道断面设计的影响。由于文中主要是通过理论算法研究,选择算例分析对象为当量圆巷道,作为验证数值计算也是研究圆形断面。而实际中常见的巷道断面还有直墙半圆拱、马蹄形、方形等。这些断面的非对称性破坏特征导致巷道结构失稳更加严重,分层支护需要考虑局部重点区域的支护加固,但由于理论算法很难应用于在非圆形断面,所以后续研究需要借助相似模型实验进行研究。

(2)蠕变破坏影响。为科学化设计软岩巷道结构性流变失稳动态梯次支护方案,根据深部软岩巷道宏观力学结构流变失稳特征,提出动态梯次支护方案,即“初始梯次支护-二次补强支护”。首先掌握软岩裸巷的松动圈、“关键承载区”的边界线设计初次分层支护范围,即全长锚注造壳加固“松动圈”、端头锚注加固“关键承载区”。接着,根据掌握宏观“主承载区”外边界流变加速阶段的起始时间和此时对应的“主键承载区”扩大范围,分别设计动态补强分层支护时机和补强范围,即依据“主承载区”流变加速起始阶段的边界线扩大范围,施加锚索悬吊加固范围,进而控制住深部软岩巷道宏观力学承载结构的加速流变趋势。

(3)距开挖面远近对围岩承载结构有影响,即对巷道分层支护设计产生一定影响,且随着远离开挖面,围岩破裂加剧,支护难度增加。但考虑到文中理论研究的对象为开挖面,采取的分层支护为及时支护,且降低了现场施工难度,即保守的设计分层支护为开挖面的初始承载范围。

6 结论

通过理论推导开挖面附近围岩力学特征方程,在算例中划分围岩力学承载结构,研究承载结构稳定性与围岩破坏特征之间关系,以及“时间、开挖面效应”对承载结构影响。据此设计梯次支护,并利用数值计算和现场实测验证,获得结论如下:

(1)研究千米深井巷道耦合支撑层对围岩破坏特性影响:建立了耦合支撑层与巷道弹塑性破坏特征之间拟合方程。同时由拟合曲线可知,巷道破

坏特征受承载结构影响较大,表现为:“强-弱-关键”耦合支撑层扩大、远离壁面,使得围岩破裂和塑性区范围、位移增大。

不同的位置支撑层影响程度不一,其中,围岩塑性范围受“弱-关键”支撑层影响较大,塑性位移受“弱-主”支撑层影响较大。进而可知,围岩耦合支撑层失稳是巷道结构性破坏机理。

(2)围岩力学承载结构受“时间、开挖面效应”影响明显,如:在同一时间内,不同巷道断面处,距离开挖面越远围岩承载能力越弱、稳定性越差,表现为围岩承载范围扩大,承载结构越远离巷道壁面。同一巷道断面,弹塑性变形结束,围岩受蠕变影响明显,表现为承载范围扩大,承载结构远离巷壁。

(3)根据理论计算获得承载结构范围,设计梯次支护,经数值模拟验证其适应性。发现,梯次支护能较好地限制围岩破裂发展,且获得的结论与理论计算结果符合。最后,针对巷道断面形状、蠕变和空间效应等因素对分层支护影响进行说明和讨论。

参考文献(References)

- [1] 董方庭,宋宏伟,郭志宏. 巷道围岩松动圈支护理论[J]. 煤炭学报, 1994, 19(1): 21-32. (Dong Fangting, Song Hongwei, Guo Zhihong. Roadway support theory based on broken rock zone[J]. Journal of China Coal Society, 1994, 19(1): 21-32.)
- [2] 陈建功,贺虎,张永兴. 巷道围岩松动圈形成机理的动静力学解析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(12): 1964-1968. (Chen Jiangong, He Hu, Zhang Yongxing. Dynamic and static analysis of mechanism of loosen zone in surrounding rock of tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(12): 1964-1968. (in Chinese))
- [3] 孟波,靖洪文,朱谭潭. 西部侏罗系软岩巷道松动圈演化机理模型试验[J]. 中国矿业大学学报, 2014, 43(6): 1003-1010, 1037. (Meng Bo, Jing Hongwen, Zhu Tantan. Model experiment on the evolution mechanism of broken rock zone of the Jurassic soft rock roadway in the west of China[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2014, 43(6): 1003-1010, 1037. (in Chinese))
- [4] 方祖烈. 拉压域特征及主次承载区的维护理论[A]//何满潮,黄福昌,闫吉太,编.世纪之交软岩工程技术现状与展望[C]. 北京:煤炭工业出版社, 1999: 48-51. (Fang Zulie. Characteristics of tensile

- zone and maintenance theory of primary and secondary bearing zone [A]//He Manchao, Huang Fuchang, Yan Jitai, Ed. Soft rock engineering technology status and prospect at the turn of the century [C]. Beijing: Coal Industry Press, 1999:48-51. (in Chinese))
- [5] 李树清. 深部煤巷围岩控制内、外承载结构耦合稳定原理的研究[D]. 长沙: 中南大学, 2008. (Li Shuqing. Study on coupling stability principle of deep coal roadway surrounding rock controlling internal and external load-bearing structure [D]. Changsha: Central South University, 2008. (in Chinese))
- [6] 李树清, 王卫军, 潘长良. 深部巷道围岩承载结构的数值分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(3): 377-381. (Li Shuqing, Wang Weijun, Pan Changliang. Numerical analysis on support structure of rock around deep roadway [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(3): 377-381. (in Chinese))
- [7] 王卫军, 李树清, 欧阳广斌. 深井煤层巷道围岩控制技术 & 试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(10): 2012-2017. (Wang Weijun, Li Shuqing, Ouyang Guangbin. Study on technique and test of surrounding rock control of deep shaft coal roadway [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(10): 2012-2017. (in Chinese))
- [8] 康红普. 巷道围岩的承载圈分析[J]. 岩土力学, 1996, 17(4): 84-89. (Kang Hongpu. Bearing ring analysis of roadway surrounding rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 1996, 17(4): 84-89. (in Chinese))
- [9] 康红普. 巷道围岩的关键圈理论[J]. 力学与实践, 1997, 19(1): 34-36. (Kang Hongpu. The key ring theory of roadway surrounding rock [J]. Mechanics in Engineering, 1997, 19(1): 34-36. (in Chinese))
- [10] 余伟健, 高谦, 朱川曲. 深部软弱围岩叠加拱承载体强度理论研究及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(10): 2134-2142. (Yu Weijian, Gao Qian, Zhu Chuanqu. 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. (in Chinese))
- [11] 余伟健, 王卫军, 黄文忠, 等. 高应力软岩巷道变形与破坏机制及返修控制技术[J]. 煤炭学报, 2014, 39(4): 614-623. (Yu Weijian, Wang Weijun, Huang Wenzhong, et al. Deformation mechanism and rework control technology of high stress and soft rock roadway [J]. Journal of China Coal Society, 2014, 39(4): 614-623. (in Chinese))
- [12] 孙钧. 岩石流变力学及其工程应用研究的若干进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6): 1081-1106. (Sun Jun. Rock rheological mechanics and its advance in engineering applications[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(6): 1081-1106. (in Chinese))
- [13] 侯公羽, 牛晓松. 基于 Levy-Mises 本构关系及 D-P 屈服准则的轴对称圆巷理想弹塑性解[J]. 岩土力学, 2009, 30(6): 1555-1562. (Hou Gongyu, Niu Xiaosong. Perfect elastic-plastic solution of axisymmetric circular openings in rock mass based on Levy-Mises constitutive relation and D-P yield criterion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(6): 1555-1562. (in Chinese))
- [14] 侯公羽, 牛晓松. 基于 Levy-Mises 本构关系及 Hoek-Brown 屈服准则的轴对称圆巷理想弹塑性解[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(4): 765-777. (Hou Gongyu, Niu Xiaosong. Perfect elastic-plastic solution of axisymmetric cylindrical cavity based on Levy-Mises constitutive relation and Hoek-Brown failure criterion [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(4): 765-777. (in Chinese))
- [15] 彭瑞, 孟祥瑞, 赵光明, 等. 基于增量型本构关系的深埋巷道开挖面附近围岩统一解[J]. 中国矿业大学学报, 2015, 44(3): 444-452. (Peng Rui, Meng Xiangrui, Zhao Guangming, et al. Surrounding rock unified solution near deep-buried roadway excavation workface considering incremental constitutive relationship [J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2015, 44(3): 444-452. (in Chinese))
- [16] 陆银龙, 王连国, 杨峰, 等. 软弱岩石峰后应变软化力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(3): 640-648. (Lu Yinlong, Wang Lianguo, Yang Feng, et al. Post-peak strain softening mechanical properties of weak rock [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(3): 640-648. (in Chinese))
- [17] 刘建忠, 杨春和, 李晓红, 等. 万开高速公路穿越煤系地层的巷道围岩蠕变特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(22): 3794-3798. (Liu Jianzhong, Yang Chunhe, Li Xiaohong, et al. Testing study on creep of coal rocks in the tunnel of Wan-Kai express way [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(22): 3794-3798. (in Chinese))
- [18] 王芝银, 李云鹏. 岩体流变理论及其数值模拟[M]. 北京: 科学出版社, 2008. (Wang Zhiyin, Li Yunpeng. Rock mass rheology theory and numerical simulation [M]. Beijing: Science Press, 2008. (in Chinese))