

DOI: 10.11779/CJGE20221214

考虑刚度与强度劣化的洞室围岩弹塑性分析

张 帅¹, 王俊杰^{*2}, 张海龙³, 宋少贤⁴, 吴岱峰⁵

(1. 重庆交通大学土木工程学院, 重庆 400074; 2. 重庆交通大学材料科学与工程学院, 重庆 400074; 3. 重庆文理学院土木工程学院, 重庆 402160;
4. 重庆市市政设计研究院有限公司, 重庆 400020; 5. 重庆市城投基础设施建设有限公司, 重庆 400015)

摘要: 地下洞室锚固围岩进入塑性状态后其刚度与强度均会产生一定程度的劣化。将锚固围岩视为复合岩体并借助参数等效原则求出其刚度与强度参数后, 基于 D-P 屈服准则得到了考虑劣化效应的深埋圆形洞室锚固围岩弹塑性解, 借助 FLAC-3D 有限差分软件验证了该方法的可靠性后对相关影响因素进行了具体分析。研究结果表明: ①考虑锚固围岩的刚度与强度同时劣化后得到的围岩变形量更符合实际; ②残余黏聚力 c'' 、残余内摩擦角 φ'' 、残余弹性模量 E'' 的大小对锚固塑性残余区半径 R_b 、洞壁位移 u 具有控制性作用, 当 c'', φ'', E'' 取值越大时, R_b, u 便会越小, 反之 R_p, R_b, u 便会越大; ③软化模量 M_c, M_φ 对塑性残余区半径 R_b 、洞壁位移 u 的影响较大, 对塑性软化区半径 R_p 的影响可以忽略; ④系统锚杆与支护阻力 p_i 协调作用下可以有效控制塑性残余区范围及围岩变形。

关键词: 洞室围岩; 刚度劣化; 强度劣化; 锚固效应; D-P 准则

中图分类号: TU457 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2024)01-0101-09

作者简介: 张 帅(1992—), 男, 山东济南人, 博士研究生, 主要从事隧道及边坡稳定性方面的研究工作。E-mail: 649325770@qq.com。

Elastoplastic analysis of surrounding rock of caverns considering deterioration of stiffness and strength

ZHANG Shuai¹, WANG Junjie², ZHANG Hailong³, SONG Shaonian⁴, WU Daifeng⁵

(1. School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 2. School of Materials Science and Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 3. School of Civil Engineering, Chongqing University of Arts and Science, Chongqing 402160, China; 4. Chongqing Municipal Research Institute of Design Co., Ltd., Chongqing 400020, China;
5. Chongqing City Investment Infrastructure Construction Co., Ltd., Chongqing 400015, China)

Abstracts: The stiffness and strength of the surrounding rock in underground caverns will deteriorate to a certain extent when it enters the plastic state. Based on the D-P yield criterion, the elastic-plastic solution for the anchored surrounding rock of deep-buried circular caverns is obtained considering the deterioration effects. The reliability of the method is verified by using the FLAC^{3D} finite difference software, and the relevant influencing factors are analyzed. The results show that: (1) Considering the deterioration of the stiffness and strength of the anchored surrounding rock, the deformation of the surrounding rock is more realistic. (2) The residual cohesion c , the residual internal friction angle φ , the residual elastic modulus E have controlling effects on the anchorage plastic residual zone radius R_b and the wall displacement u . The larger the values of c, φ, E , the smaller the values of R_b and u , and vice versa. (3) The softening moduli M_c and M_φ have great influences on the radius R_b of the plastic residual zone and the wall displacement u , but the influences on the radius R_p of the plastic softening zone can be ignored. (4) Under the coordinated action of system bolt and support resistance p_i , the scope of the plastic residual zone and the deformation of the surrounding rock can be effectively controlled.

Key words: surrounding rock of cavern; stiffness deterioration; strength deterioration; anchorage effect; D-P criterion

0 引言

洞室开挖后根据围岩的应力与变形可以将其分为弹性区、塑性软化区、塑性残余区^[1-2], 弹性区内围岩的应力值没有超过岩体极限承载力, 计算时各参数可以取峰值; 塑性软化区内的应力值超过岩体极限承载

力, 岩体参数发生劣化且承载能力与弹性区相比有所下降; 塑性残余区内的围岩处于“流动状态”, 计算其

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(52378327); 重庆市建设科技计划项目(城科字 2022 第 8-12 号)

收稿日期: 2022-10-07

*通信作者(E-mail: wangjunjie@cqjtu.edu.cn)

应力与变形时需采用参数残余值^[3-4]。

文献[5~9]在考虑围岩应变软化及其它影响因素后推导了洞室围岩应力场及塑性区半径, 发现洞室围岩应力分布、塑性区半径均与围岩应变软化密切相关, 围岩的应变软化现象会使塑性区半径增大, 同时维持洞室稳定所需要的支护阻力 p_i 比不考虑应变软化时更大。

目前基于弹塑性理论与应变软化模型对洞室围岩稳定性及变形等方面的研究较为充足, 但采用传统应变软化模型时只考虑了黏聚力与内摩擦角等强度参数的折减, 忽略了弹性模量等刚度参数的折减^[10-12], 这会导致计算得到的围岩变形量偏小, 不符合实际。此外洞室开挖后多采用系统锚杆对围岩进行加固, 系统锚杆可以控制围岩变形, 提高围岩强度参数, 增加洞室自身稳定性^[13-15], 但即使锚固后的洞室围岩(以下简称“锚固围岩”)在重分布应力较大时也会进入塑性状态, 当应变值较大时同样会进入塑性残余状态。目前考虑刚度与强度参数同时劣化的洞室锚固围岩弹塑性分析还鲜有涉及, 因此本文基于 D-P 屈服准则, 考虑刚度劣化、强度劣化、中间主应力等因素后建立了洞室锚固围岩的弹塑性解, 并对相关影响因素进行具体分析, 为指导工程施工提供依据。

1 理论分析模型

1.1 深埋圆形洞室力学模型

洞室开挖时的假定条件如下: ①围岩为各向同性均质围岩; ②洞室埋深足够深, 开挖断面为圆形, 开挖半径为 R_0 ; ③原岩应力场为 P_0 ; ④锚杆长度 L 大于塑性区范围。力学模型如图 1 所示, 在锚杆支护状态下围岩分为 4 个区域, 分别为普通弹性区(区域 I)、锚固弹性区(区域 II, 半径为 R_L)、塑性软化区(区域 III, 半径为 R_p)、塑性残余区(区域 IV, 半径为 R_b), 存在如下关系: $R_L - R_0 = L$, L 为锚杆长度。

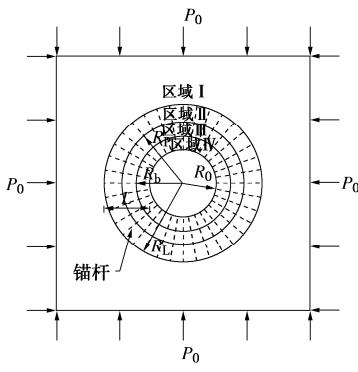


图 1 锚杆支护围岩分区示意图

Fig. 1 Schematic diagram of partition of rock bolt support

1.2 锚固围岩力学参数

在研究锚杆对围岩的加固作用时经常将锚杆加固后的岩体看成是等效复合岩体, 借助参数等效原则通

过引入锚杆密度因子^[13]得到复合岩体刚度与强度参数^[14-15]:

$$E_s = \frac{E_a \pi r_b^2 + E_0 (s_l s_r - \pi r_b^2)}{s_l s_r} , \quad (1a)$$

$$\varphi_s = \arcsin \left[\frac{(1 + \sin \varphi_0) \alpha + 2 \sin \varphi_0}{(1 + \sin \varphi_0) \alpha + 2} \right] , \quad (1b)$$

$$c_s = \frac{c(1 + \alpha)(1 - \sin \varphi_0) \cos \varphi_a}{(1 - \sin \varphi_a) \cos \varphi_0} . \quad (1c)$$

式中: E_s 、 E_a 、 E_0 分别为复合岩体、锚杆、围岩弹性模量; s_l 、 s_r 分别为锚杆纵向、环向间距; r_b 为锚杆半径; α 为锚杆密度因子, 且 $\alpha = [2\pi r_b \tan(\varphi/2)]/(s_l s_r)$; c 、 φ 为围岩自身的黏聚力和内摩擦角。

1.3 D-P 屈服准则与围岩劣化模型

Drucker-Prager 屈服准则既考虑了中间主应力对屈服与破坏的影响, 又考虑了静水压力的影响, 已广泛应用于岩石力学中, 其屈服函数为^[16]

$$f(I_1, \sqrt{J_2}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 . \quad (2)$$

式中: I_1 与 J_2 分别为应力张量第一不变量和应力偏张量第二不变量(压应力为正、拉应力为负), $I_1 = \sigma_\theta + \sigma_z + \sigma_r$; $J_2 = [(\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_r)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2]/6$ 。 α 和 k 为 D-P 准则材料常数, 与强度参数 c 、 φ 之间存在如下关系: $\alpha = 2\sin\varphi/[3^{0.5}(3-\sin\varphi)]$; $k = 6ccos\varphi/[3^{0.5}(3-\sin\varphi)]$ 。引入中间主应力系数 n 来反映 σ_2 与最小主应力 σ_3 和最大主应力 σ_1 之间的关系, 并令 $n = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$, 将 n 代入 I_1 与 J_2 后, 再代入式(2), 可得到

$$f = \sigma_\theta - \frac{N}{M} \sigma_r - \frac{k}{M} = 0 . \quad (3)$$

式中: $M = m - n\alpha - \alpha$; $N = m - n\alpha + 2\alpha$; $m = [(n^2 - n + 1)/3]^{0.5}$ 。

如图 2 所示, 当围岩处于弹性阶段时, 黏聚力 c 、内摩擦角 φ 、弹性模量 E 均可以取峰值, 将 c 、 φ 代入 D-P 准则, 得到材料常数 α 和 k 后便可以得到弹性阶段的屈服准则表达式; 当等效应变的累积值达到产生塑性变形时的临界值时围岩开始进入塑性软化阶段, 此时黏聚力、内摩擦角、弹性模量均取软化值 c' 、 φ' 、 E' , 通过 c' 、 φ' 求得 α' 、 k' 后代入式(3)便可得到塑性软化阶段的屈服准则表达式; 当围岩进入塑性残余阶段时, 黏聚力、内摩擦角、弹性模量均取残余值 c'' 、 φ'' 、 E'' , 通过 c'' 、 φ'' 求得 α'' 、 k'' 后代入式(3)便可得到塑性残余阶段的屈服准则表达式。

1.4 塑性围岩扩容规律

当塑性区内的锚固围岩等效应变小于 ε_b , ε_b 时流动法则如式(4)所示, 式中 η_1 为扩容系数。假设岩石塑性变形服从非关联流动法则, 令塑性势函数 g 等于屈服函数 f , 将 f 中的内摩擦角 φ 替换成剪胀角 ψ 即可得到 g 的表达式^[16]:

$$\varepsilon_r^p + \eta_1 \varepsilon_\theta^p = 0 . \quad (4)$$

由塑性位势理论可知

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5)$$

式中: g 为塑性势函数; $d\varepsilon_{ij}^p$ 为塑性应变增量; σ_{ij} 为应力张量; $d\lambda$ 为与塑性势函数相关联的比例系数, $0 \leq d\lambda$ 。

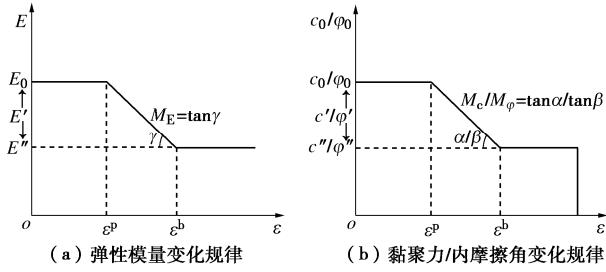


图 2 岩体刚度和强度参数随塑性应变的变化规律

Fig. 2 Variation of stiffness and strength parameters of rock mass with plastic strain

根据式(5)有

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon_\theta^p &= d\lambda \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_\theta} = d\lambda, \\ d\varepsilon_r^p &= d\lambda \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_r} = -d\lambda \frac{n_\psi}{m_\psi}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: $m_\psi = (9 + 3 \mu_\sigma^2)^{0.5} - 3 \alpha_\psi \mu_\sigma - 9 \alpha_\psi$; $n_\psi = (9 + 3 \mu_\sigma^2)^{0.5} - 3 \alpha_\psi \mu_\sigma + 9 \alpha_\psi$; $\alpha_\psi = \sin \Psi / [(9 + \sin 2\Psi)^{0.5}]$ 。

定义扩容系数 η_1 为最小塑性主应变与最大塑性主应变之比, 根据上面推导可以得到 $\eta_1 = n_\psi / m_\psi$ 。当塑性区内的部分锚固围岩等效应变大于 ε_b 时, 这部分锚固围岩便进入塑性残余状态, 此时考虑扩容的流动法则为

$$\varepsilon_r^b + \eta_2 \varepsilon_\theta^b = 0, \quad (7)$$

式中, η_2 为塑性残余区的扩容系数, 可令 $\eta_2 = 1 + \mu$, μ 多介于 $0.3 \sim 0.5$, 因此 η_2 取 $1.3 \sim 1.5$ 。

2 洞室围岩弹塑性分析

2.1 基本方程

平衡微分方程(不计体力)为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \quad (8)$$

几何方程为

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}; \varepsilon_\theta = \frac{u}{r}. \quad (9)$$

本构方程(平面应变):

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right), \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right). \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中: u 为径向位移; r 为极径; E 为弹性模量; ν 为

泊松比。

2.2 弹性区分析

根据拉梅应力计算公式以及弹性区边界条件: $r \rightarrow \infty$ 时, $\sigma_r^e = P_0$; $r = R_p$ 时令 $\sigma_r^e = \sigma_R$, 满足 $\sigma_\theta + \sigma_r^e = 2P_0$, 可得非锚固弹性区应力为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^e &= P_0 + \frac{P_0(M-N)-k}{M+N} \left(\frac{R_p}{r} \right)^2, \\ \sigma_\theta^e &= P_0 - \frac{P_0(M-N)-k}{M+N} \left(\frac{R_p}{r} \right)^2. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

由式(11)可得非锚固区与锚固区($r=R_L$)处的应力表达式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^e|_{r=R_L} &= P_0 + \frac{P_0(M-N)-k}{M+N} \left(\frac{R_p}{R_L} \right)^2, \\ \sigma_\theta^e|_{r=R_L} &= P_0 - \frac{P_0(M-N)-k}{M+N} \left(\frac{R_p}{R_L} \right)^2. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

锚固弹性区围岩可以看成内外受径向应力的圆环, 如图3所示, p_2 为锚固区与非锚固区交界处($r=R_L$)的径向应力, p_1 为弹塑性交界面处($r=R_p$)的径向应力, 因此锚固围岩应力表达式可以写成^[17]

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^e &= -\frac{A}{r^2} + C, \\ \sigma_\theta^e &= \frac{A}{r^2} + C. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

$$\text{式中: } A = \frac{(\sigma_{R_L} - \sigma_{R_p})R_L^2 \cdot R_p^2}{R_L^2 - R_p^2}, \quad C = \frac{\sigma_{R_L}R_L^2 - \sigma_{R_p}R_p^2}{2(R_L^2 - R_p^2)}.$$

此处, 求 σ_{R_L} 时采用的强度参数为非锚固围岩的强度参数, 求 σ_{R_p} 时采用的强度参数为锚固围岩的强度参数。

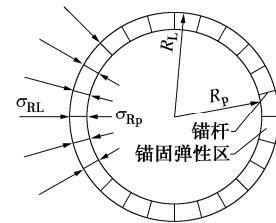


图 3 锚固弹性区受力分析图

Fig. 3 Stress analysis diagram of anchored elastic zone

根据本构方程, 减去应力分量中的原岩应力成分后, 由式(10), (13)可得锚固围岩弹性区应变分布为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r^e &= \frac{1+\nu}{E} \left[-\frac{A}{r^2} + (2C - P_0) \cdot (1-2\nu) \right], \\ \varepsilon_\theta^e &= \frac{1+\nu}{E} \left[\frac{A}{r^2} + (2C - P_0) \cdot (1-2\nu) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

根据几何方程及式(14)可以得到锚固弹性区内围岩的位移量为

$$u_r^e = \frac{1+\nu}{E} \left[\frac{A}{r} + (2C - P_0) \cdot (1-2\nu)r \right] \quad (15)$$

2.3 塑性区分析

(1) 塑性软化区

当等效应变大于 ε^p 且小于 ε^b 时锚固围岩进入塑性软化阶段, 此时塑性软化区内总应变为 $\varepsilon_r = (\varepsilon_r^e)_{r=R_p} + \varepsilon_r^p$; $\varepsilon_\theta = (\varepsilon_\theta^e)_{r=R_b} + \varepsilon_\theta^p$ 。根据式(4), (14) 可以得到塑性软化区的位移协调方程为

$$\frac{du}{dr} + \eta_1 \frac{u}{r} = \varepsilon_r^e \Big|_{r=R_p} + \eta_1 \varepsilon_\theta^e \Big|_{r=R_p} \quad (16)$$

解式(16) 微分方程, 并利用边界条件 $r=R_p$ 时 $u = [(1+\nu)/E][(A/R_p)+(2C-P_0)(1-2\nu)R_p]$ 可以得到锚固围岩塑性软化区位移为

$$u_r^p = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{2}{\eta_1+1} \cdot \frac{A}{R_p^2} \cdot r \times \left(\frac{R_p}{r} \right)^{\eta_1+1} + \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{\eta_1-1}{\eta_1+1} \cdot \frac{A}{R_p^2} + (2C-P_0)(1-2\nu) \right) \cdot r \quad (17)$$

根据式(17), (9) 可以得到塑性软化区应变为

$$\varepsilon_r^p = -\eta_1 \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{2}{\eta_1+1} \cdot \frac{A}{R_p^2} \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^{\eta_1+1} + \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{\eta_1-1}{\eta_1+1} \cdot \frac{A}{R_p^2} + (2C-P_0)(1-2\nu) \right) \quad (18a)$$

$$\varepsilon_\theta^p = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{2}{\eta_1+1} \cdot \frac{A}{R_p^2} \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^{\eta_1+1} + \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{\eta_1-1}{\eta_1+1} \cdot \frac{A}{R_p^2} + (2C-P_0)(1-2\nu) \right) \quad (18b)$$

软化区内围岩应力满足式(8)及式(3), 联立两式及边界条件 $r=R_p$ 时 $\sigma_r^p=\sigma_r^e$, 可得软化区应力计算公式为

$$\sigma_r^p = \left(\frac{2M'P_0-k}{M'+N'} - \frac{k'}{M'-N'} \right) \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^{\frac{M'-N'}{M'}} + \frac{k'}{M'-N'}, \quad (19a)$$

$$\sigma_\theta^p = \frac{N'}{M'} \left[\frac{2M'P_0-k}{M'+N'} - \frac{k'}{M'-N'} \right] \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^{\frac{M'-N'}{M'}} + \frac{k'}{M'-N'} \quad (19b)$$

(2) 塑性残余区

当等效应变大于 ε_b 时锚固围岩进入塑性残余阶段, 此时的锚固围岩满足式(8)及式(3), 联立两式及边界条件 $r=R_0$ 时 $\sigma_r^b=p_i$ 可以得到破碎区应力为

$$\sigma_r^b = \left(p_i - \frac{k''}{M''-N''} \right) \cdot \left(\frac{R_0}{r} \right)^{\frac{M''-N''}{M''}} + \frac{k''}{M''-N''}, \quad (20a)$$

$$\sigma_\theta^b = \frac{N''}{M''} \left(p_i - \frac{k''}{M''-N''} \right) \cdot \left(\frac{R_0}{r} \right)^{\frac{M''-N''}{M''}} + \frac{k''}{M''-N''} \quad (20b)$$

锚固围岩塑性残余区总应变为 $\varepsilon_r^b = (\varepsilon_r^p)_{r=R_b} + \varepsilon_r^b$, $\varepsilon_\theta^b = (\varepsilon_\theta^p)_{r=R_b} + \varepsilon_\theta^b$ 。根据式(7), (18) 有

$$\frac{du}{dr} + \eta_2 \frac{u}{r} = \varepsilon_r^p \Big|_{r=R_b} + \eta_2 \varepsilon_\theta^p \Big|_{r=R_b} \quad (21)$$

解式(21) 微分方程, 并且利用 $r=R_b$ 时的边界条件可以得到软化区位移为

$$u_r^b = \frac{\eta_1+1}{\eta_2+1} S_1 \cdot r \left(\frac{R_b}{r} \right)^{\eta_2+1} + \left(\frac{\eta_2-\eta_1}{\eta_2+1} S_1 + S_2 \right) \cdot r \quad (22)$$

式中,

$$S_1 = \frac{1+\nu}{E''} \cdot \frac{2}{\eta_1+1} \cdot \left(\frac{R_p}{R_b} \right)^{\eta_1+1},$$

$$S_2 = \frac{1+\nu}{E''} \left[\frac{\eta_1-1}{\eta_1+1} \cdot \frac{A}{R_p^2} + (2C-P_0)(1-2\nu) \right].$$

2.4 软化区和残余区半径

当 $r=R_b$ 时, $\sigma_r^p=\sigma_r^b$, 联立软化区与残余区的径向应力公式可得

$$R_p = R_0 \cdot \left\{ \frac{[p_i - k''/(M''-N'')]}{(2M'P_0 - k'')/(M''+N'') - k''/(M''-N'')} \right\}^{\frac{M''}{M''-N''}}. \quad (23)$$

根据式(18), (23) 可以求得塑性区内的塑性应变量, 联立塑性软化区 c' 的求解公式可以得到塑性软化区内强度参数的软化值。当 $r=R_b$ 时, 软化区的锚固围岩强度参数软化至残余强度参数, 此时可以得到

$$c' = c_0 - M_c \left(\varepsilon_\theta^p \Big|_{R_p \leq r \leq R_b} - \varepsilon_\theta^e \Big|_{r=R_p} \right), \quad (24a)$$

$$\varphi' = \varphi_0 - M_\varphi \left(\varepsilon_\theta^p \Big|_{R_p \leq r \leq R_b} - \varepsilon_\theta^e \Big|_{r=R_p} \right) \quad (24b)$$

根据式(24) 便可以求出塑性残余区半径:

$$R_b = R_p / \left\{ \frac{(c_0 - c_s'')(1+\nu)E'' \cdot R_p^2}{2AM_c \cdot (1+\nu)} + 1 \right\}^{\frac{1}{\eta_1+1}}. \quad (25)$$

3 算例验证与参数分析

3.1 算例验证

采用 FLAC^{3D} 有限差分软件对理论公式进行验证, 数值计算模型如图 4 所示, 模型尺寸为 90 m×90 m×5 m, 计算过程中围岩采用应变软化模型, 参数如表 1 所示。锚杆长度为 5 m, 纵向、环向间距均为 1.2 m, 计算过程中将锚杆对围岩的加固作用看作是对围岩刚度及强度参数的提高, 按式(1) 进行计算。

根据围岩残余强度参数的不同取值分为 4 种工况, 计算结果如表 2, 图 5 所示。由表 2 中的数据可知当残余强度取值越小时得到的塑性区半径及洞壁位移均越大。4 种工况下理论计算结果均略大于数值模拟计算结果, 但基本吻合, 其中工况一时通过理论计

表 1 围岩计算参数

Table 1 Parameters for surrounding rock

状态	弹性模量 E/MPa	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	泊松比 ν	黏聚力软化模量 M_c/MPa	内摩擦角软化 模量 $M_\varphi/^\circ$	支护反力 p/MPa	原岩应力 P_0/MPa
初始值	2000	4	35					
残余值	1000	1.6	20	0.2	400	1800	0.8	15

表 2 理论解与数值解计算结果对比

Table 2 Comparison between theoretical and numerical solutions

工况	工况一		工况二		工况三		工况四	
	围岩 残余强度参数	c''/MPa 4	$\varphi''/^\circ$ 35	围岩 残余强度参数	c''/MPa 3.2	$\varphi''/^\circ$ 30	围岩 残余强度参数	c''/MPa 2.4
R_p/R_0	本文解	1.164		1.264		1.540		1.855
	FLAC-3D	1.163		1.261		1.538		1.850
洞壁位移 u/m	本文解	0.052		0.091		0.159		0.223
	FLAC-3D	0.050		0.088		0.157		0.214

算、数值计算得到的洞壁位移均在 0.05 m 左右, 工况四时通过理论计算、数值计算得到的洞壁位移均在 0.22 m 左右。

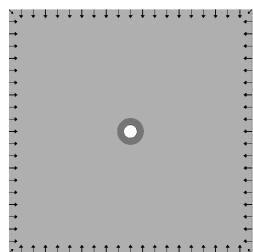
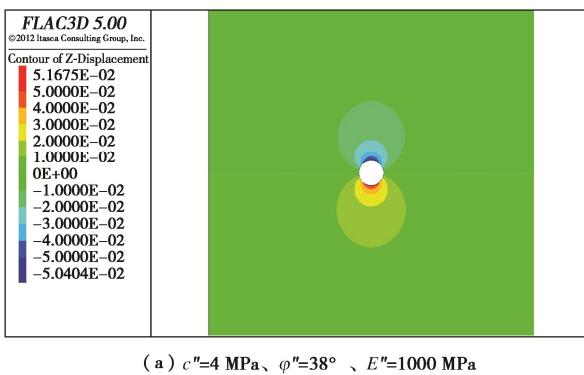
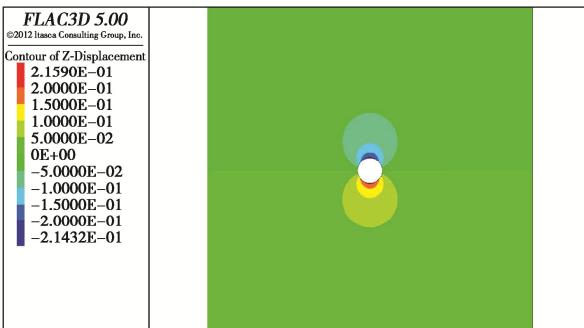


图 4 模型示意图

Fig. 4 Schematic diagram of the model

(a) $c''=4 \text{ MPa}, \varphi''=38^\circ, E''=1000 \text{ MPa}$ (b) $c''=1.6 \text{ MPa}, \varphi''=20^\circ, E''=1000 \text{ MPa}$ 图 5 FLAC 计算洞壁位移
Fig. 5 Calculated wall displacements by FLAC

3.2 中间主应力对 R_p/R_0 , R_b/R_0 及 u 的影响

图 6 为中间主应力系数 n 对 R_p/R_0 , R_b/R_0 的影响分析, 由图中曲线可知中间主应力系数 n 为 0 时 R_p/R_0 , R_b/R_0 的值最大, 此时 R_p/R_0 等于 2.16, $R_b/R_0=1.81$ 。随着 n 的逐渐增大 R_p/R_0 , R_b/R_0 均产生一定程度的降低, 当 n 达到 0.7~0.8 时 R_p/R_0 , R_b/R_0 均达到最低值, 此时 $R_p/R_0=1.38$, $R_b/R_0=1.11$ 。此后 n 从 0.8 增大到 1.0 时 R_p/R_0 与 R_b/R_0 均有一定程度的增长, 但增长幅值较小, 图 6 中数据显示 n 等于 1.0 时 R_p/R_0 与 R_b/R_0 分别为 1.43, 1.15。此外从图 6 中数据可以看出 n 从 0 增大到 1 的过程中, 残余区范围占塑性区范围的比重变化不大, 均在 15% 左右。

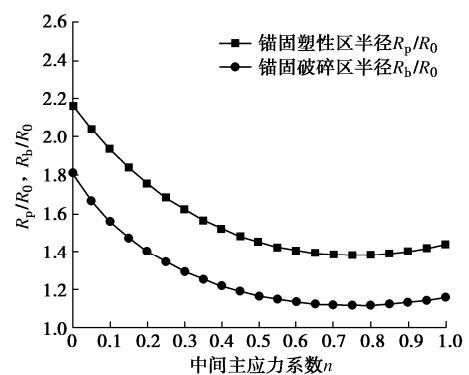
图 6 中间主应力系数 n 对 R_p/R_0 , R_b/R_0 的影响Fig. 6 Influences of intermediate principal stress coefficient n on R_p/R_0 and R_b/R_0

图 7 为中间主应力系数 n 对洞壁 ($r=R_0$) 位移 u 的影响分析。由图 7 中曲线可知中间主应力系数 n 为 0 时洞壁位移值 u 最大, 达到 0.223 m, 此后随着中间主应力系数 n 的逐渐增大 u 快速下降, 当 n 达到 0.7~0.8 时洞壁位移值 u 达到最小值, 此时 u 等于 0.07 m。此后 n 从 0.8 增大到 1.0 的过程中洞壁位移值有一定程度的增长, 图 7 中数据显示 $n=1.0$ 时, $u=0.075$ m。

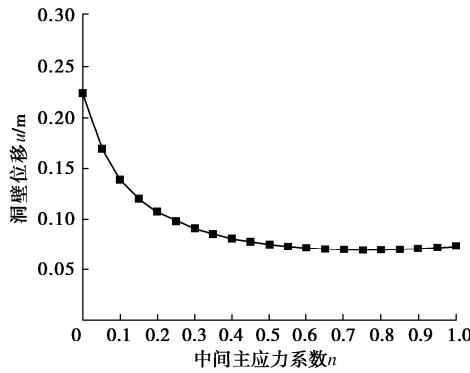
图 7 中间主应力系数 n 对洞壁位移 u 的影响

Fig. 7 Influences of intermediate principal stress coefficient n on wall displacement u

3.3 残余黏聚力 c'' 、残余内摩擦角 φ'' 对 R_p/R_0 、 R_b/R_0 及 u 的影响

图 8 为残余黏聚力 c'' 取不同值时对 R_p/R_0 、 R_b/R_0 的影响分析。由图 8 中曲线可知残余黏聚力 c'' 取值越小时得到的塑性软化区范围、塑性残余区范围越大, 当 c'' 取值较小时曲线 $c''-R_p/R_0$ 与曲线 $c''-R_b/R_0$ 的斜率越大, 即 c'' 取值较小时相同增量的 Δc 得到的 $\Delta R_p/R_0$ 、 $\Delta R_b/R_0$ 会更大。黏聚力软化模量 M_c 的取值对 R_p/R_0 无影响, 但会对 R_b/R_0 产生较大影响, 同一 c'' 对应的 M_c 值越大时得到的 R_b/R_0 越大, 以图 8 中数据为例, 黏聚力软化模量每增大 100 MPa 时塑性残余区半径便会增加 0.5 m 左右。

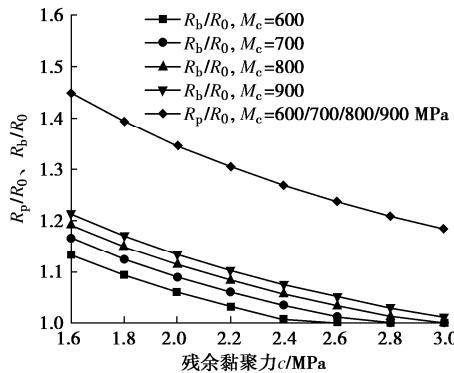
图 8 残余黏聚力 c'' 对 R_p/R_0 、 R_b/R_0 的影响

Fig. 8 Influences of residual cohesion c'' on R_p/R_0 and R_b/R_0

图 9 为残余黏聚力 c'' 取不同值时对洞壁位移 u 的影响分析。由图 9 中数据可以看出 M_c 取值大小对洞壁位移 u 无影响, 但黏聚力残余值的大小对洞壁位移 u 的影响较大, c'' 取 1.6 MPa 时, 洞壁位移 u 为 0.075 m, 此后随着 c'' 的逐渐增大, 洞壁位移逐渐减小。

图 10 为残余内摩擦角 φ'' 取不同值时对 R_p/R_0 、 R_b/R_0 的影响分析。由图 10 中曲线可知残余内摩擦角 φ'' 取值越小时得到的塑性软化区范围、塑性残余区范围越大, 当 φ'' 取值较小时曲线 $c''-R_p/R_0$ 与曲线 $c''-R_b/R_0$ 的斜率越大, 即当 φ'' 取值越小时相同增量的 $\Delta\varphi$ 得到

的 $\Delta R_p/R_0$ 、 $\Delta R_b/R_0$ 会更大。此外, 内摩擦角软化模量 M_φ 的取值对 R_p/R_0 无影响, 对 R_b/R_0 影响较大, 当 M_φ 取值越大时得到的 R_b/R_0 越大。

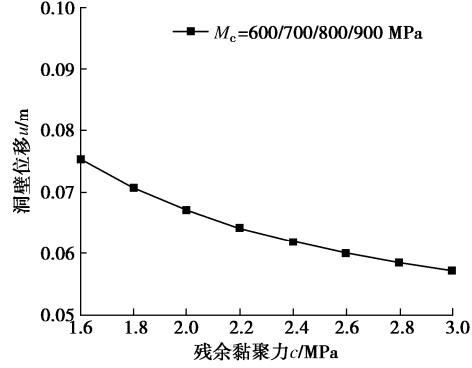
图 9 残余黏聚力 c'' 对洞壁位移 u 的影响

Fig. 9 Influences of residual cohesion c'' on tunnel wall displacement u

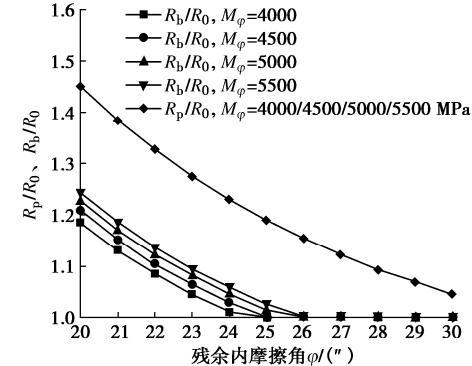
图 10 残余内摩擦角 φ'' 对 R_p/R_0 、 R_b/R_0 的影响

Fig. 10 Influences of residual internal friction angle φ'' on R_p/R_0 and R_b/R_0

图 11 为残余内摩擦角 φ'' 取不同值时对洞壁位移 u 的影响分析。由图 11 中曲线可知, M_φ 的取值大小对洞壁位移 u 无影响, 残余内摩擦角 φ'' 越小时洞壁位移 u 的值越大, 残余内摩擦角 φ'' 从 30° 降低至 25° 时洞壁位移 u 增大了 0.009 m, 残余内摩擦角 φ'' 从 25° 降低至 20° 时洞壁位移 u 增大了 0.029 m。由此可以看出残余内摩擦角的取值对围岩变形至关重要。

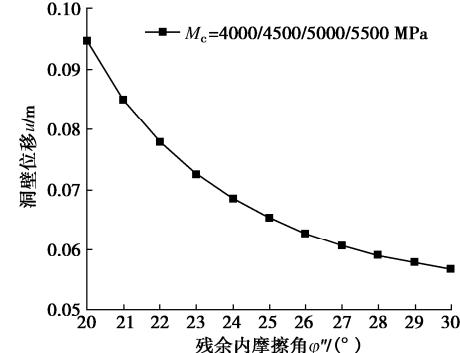
图 11 残余内摩擦角 φ'' 对洞壁位移 u 的影响

Fig. 11 Influences of residual internal friction Angle φ'' on wall displacement u

3.4 残余弹性模量 E'' 对 R_p/R_0 , R_b/R_0 及 u 的影响

图 12 为复合岩体残余弹性模量 E'' 对 R_p/R_0 , R_b/R_0 的影响分析。由图 12 中曲线可知 E'' 的取值对 R_p/R_0 没有影响, 但 E'' 的取值对 R_b/R_0 会产生较大影响。由图中数据可以看出当 E'' 取 2000 MPa 时 R_p/R_0 等于 1.025, 当 E'' 取 1200 MPa 时 R_p/R_0 等于 1.161, 两者相比锚固塑性残余区增大了 12%; 当 E'' 等于 600 MPa 时的 R_p/R_0 与 E'' 等于 1200 MPa 时相比, 弹性模量降低了 60%, 锚固塑性残余区增大了 25%。

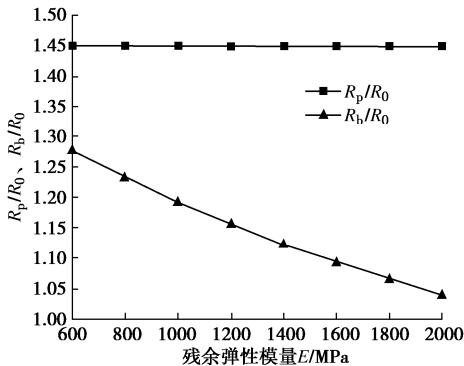


图 12 残余弹性模量 E'' 对 R_p/R_0 , R_b/R_0 的影响

Fig. 12 Influences of residual elastic modulus E'' on R_p/R_0 and R_b/R_0

图 13 为复合岩体残余弹性模量 E'' 对洞壁位移 u 的影响, 由式(22)计算可知, 当 E'' 取 2000 MPa 时 u 等于 0.076 m, 当 E'' 等于 1000 MPa 时 u 等于 0.155 m, 可以看出考虑弹性模量的劣化得到的洞壁位移 u 比没有考虑弹性模量的劣化得到的洞壁位移 u 要大, 此外此外 E'' 从 1000 MPa 降低到 600 MPa 时, 洞壁位移 u 又有一定程度的下降, 当 E'' 等于 400 MPa 时 u 达到 0.251 m。

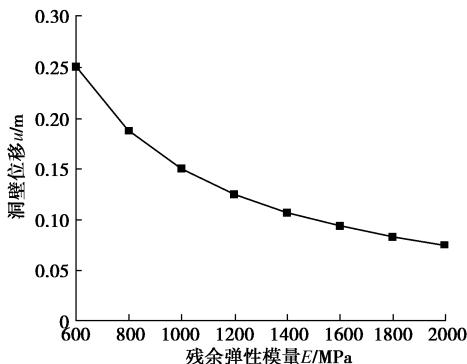


图 13 残余弹性模量 E'' 对洞壁位移 u 的影响

Fig. 13 Influences of residual elastic modulus E'' on wall displacement u

3.5 锚杆与 p_i 协调作用对围岩 R_p , R_b , u 的控制效果

图 14, 15 为锚杆与支护抗力 p_i 协调作用下对围岩塑性区的控制效果, 本小节分析时锚杆纵向间距取

1.2 m, 对横向间距取不同值时的工况进行对比。由图 14, 15 中曲线可知同一支护阻力条件下锚杆横向间距从 2.0 m 下降到 1.2 m 时锚固塑性软化区半径、锚固塑性残余区半径分别下降了 0.38, 0.47 m; 锚杆间距从 1.2 m 下降到 0.8 m 时锚固塑性软化区半径、锚固塑性残余区半径分别下降了 0.57, 0.63 m 左右, 因此在对围岩锚固时建议将锚杆间距控制在 1.2 m 以内, 可以使得锚固效果更明显。同一锚杆间距时适当增大支护阻力有利于控制锚固软化区、锚固残余区范围的扩大。以锚杆纵、横向间距为 1.2 m 为例, 支护抗力从 0.6 MPa 增大到 1.4 MPa 时锚固塑性软化区半径、锚固残余区半径分别下降了 0.60, 0.50 m 左右。此外, 从图 14, 15 中还可以看出增大相同的支护抗力 Δp_i 时, 锚杆间距越小时对锚固塑性软化区、锚固残余区的控制效果越好。

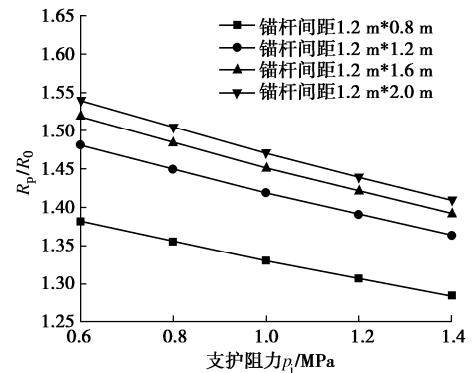


图 14 锚杆与支护阻力 p_i 协调作用对 R_p/R_0 的影响

Fig. 14 Influences of coordination between bolt and support resistance p_i on R_p/R_0

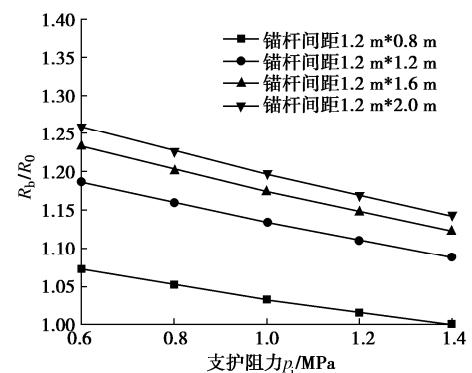


图 15 锚杆与支护阻力 p_i 协调作用对 R_b/R_0 的影响

Fig. 15 Influences of coordination between bolt and support resistance p_i on R_b/R_0

图 16 为锚杆与支护抗力 p_i 协调作用下的洞壁围岩位移 u , 分析时锚杆纵向间距取 1.2 m, 对横向间距取不同值时的工况进行对比。由图中数据可知当锚杆间距一定时支护阻力 p_i 越大, 洞壁位移 u 越小; 支护阻力 p_i 一定时锚杆间距越小对洞壁位移的控制效果

越好。当锚杆间距较大时，增大一定程度的支护阻力会有效控制围岩变形，以锚杆间距 2 m 为例，支护阻力从 0.6 MPa 增大到 1.2 MPa 后，洞壁围岩变形下降了 20%，以锚杆横向间距取 0.8 m 为例，支护阻力从 0.6 MPa 增大到 1.2 MPa 后，洞壁围岩变形只下降了 11%。因此在控制围岩变形时，需要协调锚杆间距与支护抗力的作用，以此来达到控制变形的效果。

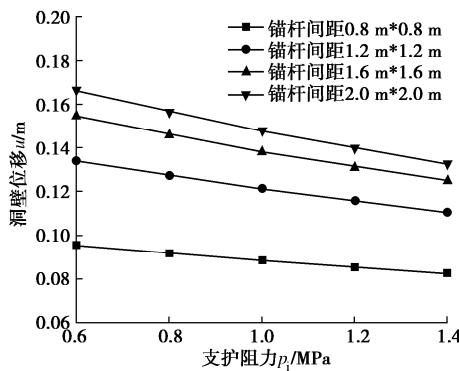


图 16 锚杆与支护阻力 p_i 协调作用下的洞壁位移 u

Fig. 16 Wall displacements u under coordinated action of bolt and supporting resistance p_i

4 结 论

本文基于 D-P 屈服准则得到了考虑刚度与强度同时劣化的深埋圆形洞室锚固围岩弹塑性解，借助 FLAC^{3D} 有限差分软件验证了该方法的可靠性，并对相关影响因素进行具体分析，得出以下 4 点结论。

(1) 对洞室锚固围岩进行弹塑性分析时适当考虑刚度参数的劣化后，得到的塑性区残余区分布范围与围岩变形量更符合实际。

(2) 适当考虑围岩中间主应力的作用后得到的塑性软化区半径 R_p 、塑性残余区半径 R_b 、洞壁位移 u 均有较明显的下降。

(3) 残余黏聚力 c'' 、残余内摩擦角 φ'' 、残余弹性模量 E'' 、黏聚力软化模量 M_c 、内摩擦角软化模量 M_φ 的取值对塑性软化区半径 R_p 无影响，对塑性残余区半径 R_b 、洞壁位移 u 的影响较大，当 c'' 、 φ'' 、 E'' 取值越小时得到的 R_b 、 u 越大，当 M_c 、 M_φ 取值越大时得到的 R_b 、 u 越大。

(4) 系统锚杆与支护阻力 p_i 协调作用下可以有效控制塑性残余区范围及围岩变形，建议将锚杆间距控制在 1.2 m 以内，当支护阻力一定时适当缩小锚杆间距可有效降低围岩变形量。

参考文献：

[1] 高召宁, 陈登国, 孙振川, 等. 考虑损伤和扩容影响的隧洞围岩稳定性分析[J]. 中国安全科学学报, 2020, 30(7):

- 159-165. (GAO Zhaoning, CHEN Dengguo, SUN Zhenchuan, et al. Stability analysis of tunnel surrounding rock considering influence of damage and dilatancy[J]. China Safety Science Journal, 2020, 30(7): 159-165. (in Chinese))
- [2] 崔 岚, 郑俊杰, 章荣军, 等. 弹塑性软化模型下隧洞围岩变形与支护压力分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(3): 717-722, 728. (CUI Lan, ZHENG Junjie, ZHANG Rongjun, et al. Study of support pressure and surrounding rock deformation of a circular tunnel with an elastoplastic softening model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(3): 717-722, 728. (in Chinese))
- [3] ZHANG J H. Analysis of soft rock tunnel mechanics effects based on strain softening model of surrounding rock[J]. Advanced Materials Research, 2012, 424/425: 520-525.
- [4] 张小波, 赵光明, 孟祥瑞. 考虑峰后应变软化与扩容的圆形巷道围岩弹塑性 D-P 准则解[J]. 采矿与安全工程学报, 2013, 30(6): 903-910, 916. (ZHANG Xiaobo, ZHAO Guangming, MENG Xiangrui. Elastoplastic solution for surrounding rock of circular roadway based on D-P criterion by considering post-peak strain softening and dilatancy[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2013, 30(6): 903-910, 916. (in Chinese))
- [5] 潘 岳, 王志强, 吴敏应. 非线性硬化与非线性软化的巷、隧道围岩塑性分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(7): 1038-1042. (PAN Yue, WANG Zhiqiang, WU Minying. Plastic analysis of surrounding rock of tunnel based on strain nonlinear hardening and nonlinear softening[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(7): 1038-1042. (in Chinese))
- [6] PAN J L, GAO Z, REN F. Effect of strength criteria on surrounding rock of circular roadway considering strain softening and dilatancy[J]. Meitan Xuebao/Journal of the China Coal Society, 2018, 43(12): 3293-3301.
- [7] 潘继良, 高召宁, 任奋华. 考虑应变软化和扩容的圆形巷道围岩强度准则效应 [J]. 煤炭学报, 2018, 43(12): 3293-3301. (PAN Jiliang, GAO Zhaoning, REN Fenhua. Effect of strength criteria on surrounding rock of circular roadway considering strain softening and dilatancy[J]. Journal of China Coal Society, 2018, 43(12): 3293-3301. (in Chinese))
- [8] 孟庆彬, 韩立军, 乔卫国, 等. 应变软化与扩容特性极弱胶结围岩弹塑性分析[J]. 中国矿业大学学报, 2018, 47(4): 760-767. (MENG Qingbin, HAN Lijun, QIAO Weiguo, et al. Elastic-plastic analysis of the very weakly cemented surrounding rock considering characteristics of strain

- softening and expansion[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2018, **47**(4): 760-767. (in Chinese))
- [9] CHEN L A, MAO X B, LI M, et al. A new strain-softening constitutive model for circular opening considering plastic bearing behavior and its engineering application[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2018, **2018**: 1-13.
- [10] 杨哲豪, 俞 缙, 涂兵雄, 等. 考虑刚度劣化影响的岩石峰后应变软化模型[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2018, **39**(5): 664-668. (YANG Zhehao, YU Jin, TU Bingxiong, et al. Post-peak strain softening model of rock considering stiffness degradation effect[J]. Journal of Huaqiao University (Natural Science), 2018, **39**(5): 664-668. (in Chinese))
- [11] 李英杰, 张顶立, 刘保国. 考虑变形模量劣化的应变软化模型在 FLAC^{3D}中的开发与验证[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 2): 647-652, 659. (LI Yingjie, ZHANG Dingli, LIU Baoguo. Development and verification of strain-softening model considering deformation modulus degradation in FLAC^{3D}[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 647-652, 659. (in Chinese))
- [12] 王渭明, 赵增辉, 王 磊. 考虑刚度和强度劣化时弱胶结软岩巷道围岩的弹塑性损伤分析[J]. 采矿与安全工程学报, 2013, **30**(5): 679-685. (WANG Weiming, ZHAO Zenghui, WANG Lei. Elastic-plastic damage analysis for weakly consolidated surrounding rock regarding stiffness and strength cracking[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2013, **30**(5): 679-685. (in Chinese))
- [13] 侯公羽, 梁金平, 李小瑞. 常规条件下巷道支护设计的原理与方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2022, **41**(4): 691-711. (HOU Gongyu, LIANG Jinping, LI Xiaorui. Research on principles and methods of roadway support design under conventional conditions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2022, **41**(4): 691-711. (in Chinese))
- [14] 孟 强, 赵洪波, 茹忠亮, 等. 锚杆支护圆形隧道弹塑性解[J]. 工程力学, 2015, **32**(7): 17-25. (MENG Qiang, ZHAO Hongbo, RU Zhongliang, et al. Analytical solution for circular tunnels with rock bolts[J]. Engineering Mechanics, 2015, **32**(7): 17-25. (in Chinese))
- [15] 晏 勤, 李树忱, 谢 璞, 等. 锚杆加固作用下圆形隧道复合岩体围岩特征曲线解析方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(12): 3021-3027. (YAN Qin, LI Shuchen, XIE Can, et al. Analytical solution for ground characteristic curve of composite rock mass reinforced by bolts in circular tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(12): 3021-3027. (in Chinese))
- [16] 郑颖人, 孔 亮. 岩土塑性力学[M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019: 73-79. (ZHENG Yingren, KONG Liang. Geotechnical plastic mechanics[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019: 73-79. (in Chinese))
- [17] 徐芝纶. 弹性力学简明教程[M]. 4 版. 北京: 高等教育出版社, 2013. (XU Zhilun. Concise course in elasticity[M]. 4th ed. Beijing: Higher Education Press, 2013. (in Chinese))