

文章编号: 1000-7598 (2010) 增刊 1-0150-07

基于岩体蠕变效应的锚杆应力 分布及其变化规律研究

伍国军¹, 陈卫忠^{1,2}, 王永刚^{3,4}

(1.中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071; 2.山东大学 岩土与结构工程研究中心, 济南 250061;
3.同济大学 土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 4.同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 考虑岩体蠕变效应的锚杆应力分布及变化特征对研究工程锚固效应具有非常重要的意义, 而目前关于这方面的研究并不多见。首先从锚固微元体受力特点的角度出发, 研究微元体在围岩蠕变条件下的受力变化规律, 得到如下结论: 蠕变岩体下锚杆锚固力的变化趋势和岩体所受应力状态及其变形密切相关。当微元体受拉时, 锚杆轴力随时间有不断增长的趋势; 而当微元体受压时, 锚杆轴力则随时间不断减小。针对锚杆在黏弹塑性围岩体中的受力分布, 以解析方法推导了锚杆应力峰值所在位置与围岩体塑性区重合的重要结论, 且从工程数值计算角度进一步验证了锚杆应力峰值的位置特点, 并分析了地下工程中锚杆应力随围岩体蠕变而逐渐增大的变化特征。

关 键 词: 蠕变; 锚杆; 应力分布; 塑性区; 地下工程

中图分类号: TU 470

文献标识码: A

Study of distribution and variation of anchor stress based on creep effect of rock mass

WU Guo-jun¹, CHEN Wei-zhong^{1,2}, WANG Yong-gang^{3,4}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. Research Center of Geotechnical & Structural Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China;
3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
4. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: It is of great importance for studying anchoring effect when considering distribution and variation of anchor stress based on creep effect of rock mass; however, there are not many articles to deal with this aspect in recent years. In this paper, we begin with the load-bearing characteristics of anchorage micro-unit, research on variation of anchor stress under the condition of rock mass creeping, then give some conclusions as follows. Force variation of anchor which is embedded in the creeping rock mass has much relationship with stress state and displacement of surrounding rock mass. When anchorage micro-unit is in tensile state; the axial force of anchor is increasing as time goes on. On the contrary, when anchorage micro-unit is in compressive state, the axial force of anchor is decreasing. In terms of stress distribution of anchorage in visco-elastoplastic rock mass, it is concluded to be in accordance with each other between the location of peak stress of anchor and the plastic zone of surrounding rock mass. The conclusion is further verified to be correct by analytical method of engineering. In addition, it is analyzed that the anchor stress is increasing with creeping of surrounding rock mass in underground engineering.

Key words: creep; anchor; distribution of stresses; plastic zone; underground engineering

1 引 言

在岩体工程中, 锚固技术已经成为提高岩体工程稳定性和解决复杂工程问题的重要方法之一。锚

杆自身的应力分布特点及变化趋势, 直接影响到锚固效果, 进而关系到工程的稳定性及安全性。关于锚固机制的研究方面, 国内外已经做了大量的研究工作, 尤其对于锚杆的应力分布规律上, 众多研究

收稿日期: 2010-04-23

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (No. 40772184); 国家自然科学基金重大国际合作项目 (No. 50720135906); 国家重点基础研究发展计划(973)项目 (No. 2009CB724603)。

第一作者简介: 伍国军, 男, 1977 年生, 博士, 助理研究员, 主要从事隧道及地下工程研究方面的工作。E-mail: gjwu@whrsm.com

人员通过各种简化和假设,得到诸如锚固剪应力呈幂函数或具有中性点分布等研究成果^[1-2];而对于锚杆的应力(预应力)变化趋势上,一般是研究其应力损失的影响因素,诸如受岩土体蠕变、冲击作用、钢材应力松弛、降雨、温度及锚杆施工工艺等的影响^[3-6],在这方面很多学者做了大量有意义的研究工作。陈安敏,顾金才等^[7]根据一定的相似比例进行了软岩加固的模型试验,通过材性试验给出了模拟软岩的单轴压缩蠕变曲线,并运用广义 Kelvin 黏弹性模型来描述其蠕变性质,给出了介质的压缩蠕变方程,并在此基础上提出了锚索张拉吨位随时间而损失的估算方法。景锋、余美万等^[8]总结了预应力锚索的预应力变化规律以及影响预应力变化的各种因素,基于岩体流变和锚索松弛的耦合作用,推导了锚索预应力变化的数学模型。朱哈迈、尚岳全等^[9]针对边坡锚固工程,考虑锚索预应力变化和边坡蠕变的耦合作用,建立新的模型并进行理论推导,得出了在耦合作用下锚索长期有效预应力的变化公式,从而应用于工程实例。张发明等^[10]通过对水利水电工程岩体加固中常采用的大吨位预应力长锚索锚固力变化规律的分析,详细讨论了影响预应力锚索锚固力变化的钢材松弛、岩体强度与性质、施工质量、锚索结构与环境变化等因素,得出了不同影响因素对预应力长锚索锚固过程中锚固力损失的影响效应。丁多文、白世伟等^[11]从理论上分析了预应力锚索加固岩体的预应力损失,并根据广义 Kelvin 黏弹性模型本构关系进行分析,确定了自由段锚索随时间产生的最大预应力损失,同时根据广义 Kelvin 黏弹性模型本构关系及厚壁筒理论确定了锚固段由时间产生的最大预应力损失,从而确定了总的预应力损失。另外,还有一些学者对考虑岩体流变效应的锚杆应力分布特点及变化规律做了一些经验性的探讨和总结^[7, 12-13]。总体而言,有关这方面的研究还缺乏系统性,有待开展进一步的研究。

本文从两个方面对基于岩体蠕变效应的锚杆应力分布及变化形态展开研究。首先在前人的研究基础上,从锚固微元体受力特点的角度出发,研究锚固微元体在围岩蠕变条件下的受力变化规律;然后针对锚杆在黏弹塑性围岩体中的受力分布,研究锚杆应力峰值的位置特点及锚杆应力随时间的变化特征。

2 锚固微元体受力变化特征

如图 1 所示,取锚固系统一微元体进行受力分

析,假定注浆体与锚杆作为整体变形受力体。文献[14]根据锚固微元体的受力平衡,假定锚杆微元体上的摩阻力与锚杆和围岩体之间的相对位移呈正比,并进行一系列推导,得到基于荷载传递机制理论的锚杆轴力基本微分方程:

$$\frac{d^2 P(x)}{dx^2} - a^2 P(x) + k \frac{\partial u_{\text{ini}}}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

式中: $P(x)$ 为锚杆轴向力; u_{ini} 为岩体未安装锚杆时的径向位移; $a^2 = k \left(\frac{1}{A_b E_b} + \frac{1}{S E_r} \right)$; E_b 为锚杆弹性模量; E_r 为岩体弹性模量; S 为锚杆作用面积; k 为单位长度上的剪切刚度; A_b 为锚杆横截面积。

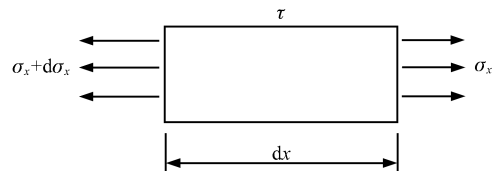


图 1 锚固微元体

Fig.1 Anchorage micro-unit

式(1)建立了锚杆轴向力与围岩体径向位移的函数关系,可知:只要知道围岩体任何位置的位移关于 x 的偏导(即应变),就能得到锚杆在这一位置的轴力值 $P(x)$ 的表达式。对于具体的工程岩土体,应变与应力(或内力)的关系可通过试验或相关手段获得,这样便能求出锚杆轴力的表达式。

经以上分析,笔者结合经验蠕变方程推导了注浆岩石锚杆的轴向载荷表达式,并采用算例得到锚固微元体轴力随时间的变化关系。

2.1 经验蠕变模型微元体锚杆轴力形式的推导

采用经验黏弹蠕变模型如下:

$$\varepsilon^{\text{cr}} = p_1 \sigma^{p_2} t^{p_3} \quad (2)$$

式中: ε^{cr} 为蠕变应变; p_1 、 p_2 、 p_3 均为蠕变试验参数; t 为时间。其蠕变曲线如图 2 所示。

当微元体单向受拉时,代入式(1),得到:

$$\frac{d^2 P(x)}{dx^2} - a^2 P(x) + k \left(\frac{\sigma}{E} + p_1 \sigma^{p_2} t^{p_3} \right) = 0 \quad (3)$$

式(3)为关于 x 的常系数微分方程,求解得到:

$$P(x) = c_1 e^{\alpha x} + c_2 e^{-\alpha x} + \frac{k(\sigma + p_1 \sigma^{p_2} t^{p_3} E)}{\alpha^2 E} \quad (4)$$

式(4)即为求解得到的锚杆轴力关于 x 、 t 的表达式。其中, c_1 、 c_2 均为参数, E 为弹性模量。

同理,可得到微元体在单向受拉和受压两种状态时的锚杆轴力表达式:

$$P(x) = \begin{cases} c_1 e^{\alpha x} + c_2 e^{-\alpha x} + \frac{k(\sigma + p_1 \sigma^{p_2} t^{p_3} E)}{\alpha^2 E}, & \sigma \text{ 为拉应力} \\ c_1 e^{\alpha x} + c_2 e^{-\alpha x} - \frac{k(\sigma + p_1 \sigma^{p_2} t^{p_3} E)}{\alpha^2 E}, & \sigma \text{ 为压应力} \end{cases} \quad (5)$$

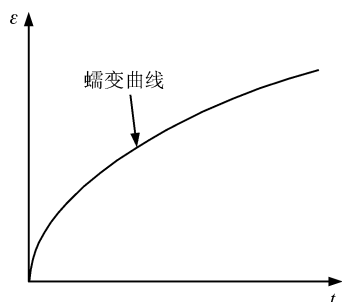


图2 经验黏弹蠕变模型曲线

Fig.2 Curve of exponential viscoelastic model

2.2 算例

某均匀应力场 $\sigma = 30$ MPa, 预应力高强锚杆直径、长度、间距和弹性模量分别为 $d = 25$ mm, $L = 8$ m, $S = 0.8$ m $\times$ 0.8 m, $E_b = 2.1 \times 10^5$ MPa, $F_0 = 150$ kN; 岩体蠕变参数选取 $p_1 = 1.549 \times 10^{-7}$, $p_2 = 2.5$, $p_3 = 0.22$ (此蠕变模型中应力单位为 MPa, 时间为 h), $E = 20$ GPa, $\mu = 0.3$, $k = 0.2$ GPa。边界条件为: 预应力锚头位置当时间 $t = 0$ 时, $P(x)|_{x=0} = F_0$ 。

根据以上数据, 可得到:

$$\alpha^2 = k \left(\frac{1}{A_b E_b} + \frac{1}{SE_r} \right) = 2.939 \rightarrow \alpha = 1.714 \quad (6)$$

由边界条件, 当时间 $t = 0$ 时, 有:

$$P(x)|_{x=0} = F_0 \quad (7)$$

在 $t = 0$ 时, 当微元体受拉时, 有:

$$P(0) = c_1 + c_2 + \frac{k\sigma}{\alpha^2 E} = c_1 + c_2 + 102.075 = 150 \Rightarrow c_1 + c_2 = 47.925 \quad (8)$$

当 $t = 0$, 微元体受压时, 有:

$$P(0) = c_1 + c_2 - \frac{k\sigma}{\alpha^2 E} = c_1 + c_2 - 102.075 = 150 \Rightarrow c_1 + c_2 = 252.075 \quad (9)$$

分别取 $t = 0, 1, 10, 30, 60, 180, 360$ d, 由此可以分别得到拉压状态时锚杆锚头位置不同时刻的轴力值。当微元体受拉时, 计算结果见表1、图3。当微元体受压时, 计算结果见表2和图4。

由以上结果不难看出, 当微元体受拉时, 锚杆轴力随时间有不断增长的趋势, 且随着时间的增长, 锚杆轴力增长幅度趋缓; 而当微元体受压时, 锚杆轴力则随时间不断的减小, 且随着时间的不断增长, 锚杆轴力减小幅度越来越小。

表1 微元体受拉时锚杆轴力结果

Table 1 Axial load of anchor when micro-unit is in tension

时间 t /d	0	1	10	30	60	180	360
锚杆轴力/kN	150.0	151.1	151.8	152.3	152.7	153.4	154.0

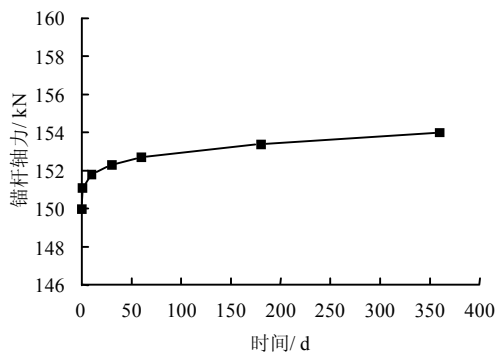


图3 微元体受拉时锚杆轴力随时间变化趋势

Fig.3 Axial load variation of anchor with time when micro-unit is in tension

表2 微元体受压时锚杆轴力结果

Table 2 Axial load of anchor when micro-unit is in compression

时间 t /d	0	1	10	30	60	180	360
锚杆轴力/kN	150.0	148.9	148.2	147.7	147.3	146.6	146.0

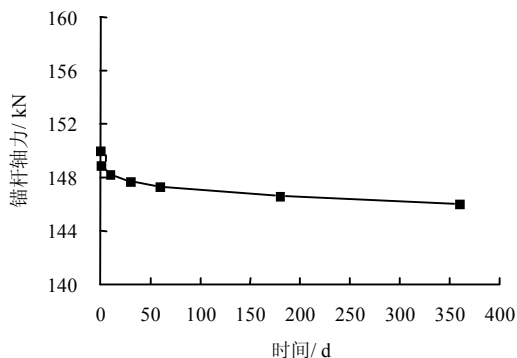


图4 微元体受压时锚杆轴力随时间变化趋势

Fig.4 Axial load variation of anchor with time when micro-unit is in compression

3 黏弹塑性围岩锚杆应力分布特征

锚杆一般是在隧洞开挖后施作的，随着围岩体的进一步变形，锚杆受力状态发生变化。作如下假设：①锚杆和围岩体共同变形，两者之间不发生任何相对滑动；②锚杆一直处于弹性应力状态。

以系统锚杆支护为例，图 5 为锚杆微元体的受力状态，假定锚杆在微段内的应力为 $\sigma(x)$ ，前后两端的位移分别为 u_i 、 u_{i+1} ，由于锚杆支护是在开挖后进行的，初始时锚杆不受围岩体影响， u_i 、 u_{i+1} 均为 0，但随着围岩体的进一步蠕变变形，由于锚杆和围岩体共同变形， u_i 、 u_{i+1} 发生变化，锚杆应力也随之开始发生变化，因此，不难得到如下的表达式：

$$\sigma(x) = E_b \varepsilon_x = E_b \frac{u_{i,t} - u_{i+1,t}}{dx} = E_b \varepsilon_{i,t} \quad (10)$$

式中： E_b 为锚杆弹性模量； ε_x 为围岩体 x 处应变； $\varepsilon_{i,t}$ 为围岩体 i 处 t 时刻应变。

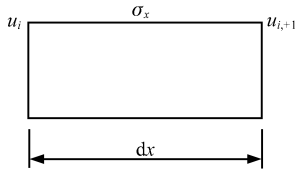


图 5 锚杆微元体

Fig.5 Micro-unit of anchor

因此，锚杆轴应力与围岩体的蠕变变形应变成正比关系，而蠕变应变是由于围岩体材料的偏应力 q_i 所导致的，即 $\varepsilon_{i,t} = A(x,t)q_i$ ，因此，锚杆应力分布受围岩体偏应力的影响，对于隧洞开挖产生塑性区的围岩体，偏应力最大值并不在洞周，而是与洞周有一定距离的某个位置，所以锚杆的峰值应力应该也会出现在沿杆长某个位置，而塑性区大小也受围岩体偏应力的影响，因此，锚杆应力分布和围岩体塑性区范围之间也应有一定的关系。

3.1 锚杆应力峰值特征的解析证明

为建立锚杆应力分布形态和围岩体塑性区明确的关系，以轴对称应力分布的圆形隧洞为例，来定量建立它们的关系式，如图 6 所示。

在塑性区应力除满足平衡方程外，还需满足塑性条件。此处取摩尔-库仑准则为塑性条件。

围岩弹性区的径向和切向应力分别为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^e &= P - (P \sin \varphi + c \cos \varphi) \frac{R_0^2}{r^2} \\ \sigma_\theta^e &= P + (P \sin \varphi + c \cos \varphi) \frac{R_0^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中： P 为压应力； c 、 φ 分别为黏聚力和内摩擦角； R_0 为塑性区半径； r 为距圆心的距离。

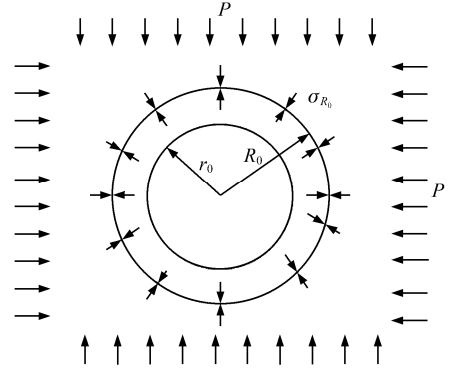


图 6 圆形隧洞塑性区半径示意图

Fig.6 Plastic zone scheme of circular tunnel

围岩塑性区的径向和切向应力分别为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^p &= \left(P_i + \frac{R_c}{\xi - 1} \right) \left(\frac{r}{r_0} \right)^{\xi - 1} - \frac{R_c}{\xi - 1} \\ \sigma_\theta^p &= \left(P_i + \frac{R_c}{\xi - 1} \right) \xi \left(\frac{r}{r_0} \right)^{\xi - 1} - \frac{R_c}{\xi - 1} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中： P_i 、 R_0 、 R_c 分别为支护抗力、塑性区半径、围岩单轴抗压强度，具体表达式为

$$\left. \begin{aligned} P_i &= \frac{2}{\xi^2 - 1} \left[R_c + P(\xi - 1) \right]^{\xi - 1} - \frac{R_c}{\xi - 1} \\ R_0 &= r_0 \left[\frac{2}{\xi + 1} \frac{R_c + P(\xi - 1)}{R_c + P_i(\xi - 1)} \right]^{\frac{1}{\xi - 1}} \\ R_c &= \frac{2c}{\tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)} \\ \xi &= \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

由于开挖后围岩体的 3 个主应力分别对应与 σ_r 、 σ_θ 、 σ_z （径向应力、环向应力、 z 向应力），因此，围岩体的等效偏应力 q 可写成如下形式：

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_r - \sigma_z)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2]} \quad (14)$$

在围岩弹性区：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta^e - \sigma_r^e &= 2(P \sin \varphi + c \cos \varphi) \frac{R_0^2}{r^2} \\ \sigma_\theta^e - \sigma_z^e &= \sigma_\theta^e - 2\mu P \\ \sigma_r^e - \sigma_z^e &= \sigma_r^e - 2\mu P \\ \sigma_r^{e2} + \sigma_\theta^{e2} &= 2P^2 + 2 \left[(P \sin \varphi + c \cos \varphi) \frac{R_0^2}{r^2} \right]^2 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

因此,有:

$$q = \sqrt{3 \left[(P \sin \varphi + c \cos \varphi) \frac{R_0^2}{r^2} \right]^2 + P^2} = f \left(\frac{1}{r^4} \right) \quad (16)$$

($r \geq R_0$)

式(16)表明: q 可以表述成关于 r^4 的减函数。在围岩塑性区, 根据第一不变量等式有:

$$\sigma_\theta^p + \sigma_r^p + \sigma_z^p = A \quad (A \text{ 为常数}) \quad (17)$$

由此, 根据式(12)有:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta^p - \sigma_r^p &= (\xi - 1) \left(P_i + \frac{R_c}{\xi - 1} \right) \left(\frac{r}{r_0} \right)^{\xi-1} = f_1(r^{\xi-1}) \\ \sigma_\theta^p - \sigma_z^p &= 2\sigma_\theta^p + \sigma_r^p - A = f_2(r^{\xi-1}) \\ \sigma_r^p - \sigma_z^p &= 2\sigma_r^p + \sigma_\theta^p - A = f_3(r^{\xi-1}) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

式(18)表明: 由于 $\xi - 1 > 0$, q 可以表述成关于 $r^{\xi-1}$ 的增函数。

根据式(16)、(18), 等效偏应力 q 在弹性范围内随 r 的增长逐渐减小; 在塑性范围内随 r 的增长逐渐增大。因此, 在 $r = R_0$ 处, q 达到最大。

$$q_{\max} = \sqrt{3 \left[(P \sin \varphi + c \cos \varphi) \right]^2 + P^2} \quad (19)$$

由于偏应力 q 在 $x = R_0$ 处达到应力峰值, 因此, 锚杆应力的峰值也应该出现在 $x = R_0$ 的位置, 即塑性区半径处。由此得到锚杆应力分布的重要结论: 锚杆沿杆长方向的轴应力峰值所处位置和塑性区半径位置一致。

3.2 锚杆应力分布的工程数值验证

上节是通过解析推导得到的锚杆应力分布的重要结论, 即锚杆应力峰值位置和塑性区半径位置一致。下面通过建立数值计算模型, 从有限元计算分析的角度来进一步验证结论的正确性。

某地下工程埋深 400 m, 隧洞开挖半径为 5 m, 开挖后施作喷锚支护, 锚杆参数直径 $d = 25$ mm, 长度 $L = 8$ m, 间距 $S = 0.8 \text{ m} \times 0.8 \text{ m}$ 。建立以下模型: 几何尺寸为 $60 \text{ m} \times 60 \text{ m}$, 模型左右边界和底边均法向约束, 模型见图 7。围岩体力学材料参数见表 3。

围岩体采用经验黏弹塑性蠕变模型, 塑性准则采用 D-P 准则, 蠕变参数分别为选取 $p_1 = 1.8 \times 10^{-7}$, $p_2 = 2.5$, $p_3 = 0.22$, 此蠕变模型中应力单位为 MPa, 时间为 h。

本文取模型中的 5 根锚杆 (如图 7 所示) 进行分析。从计算结果看, 围岩体随着时间的蠕变, 塑性区几乎不变, 为 1.864 m (如图 8 所示)。围岩体

的等效偏应力分布图见图 9, 也是在距离圆形隧道 1.864 m 处等效偏应力最大。图 10 列出了锚 1 在不同时间点的锚杆沿杆长方向轴应力分布图。从图中可以看出, 锚杆应力峰值所在位置即是塑性区的位置。

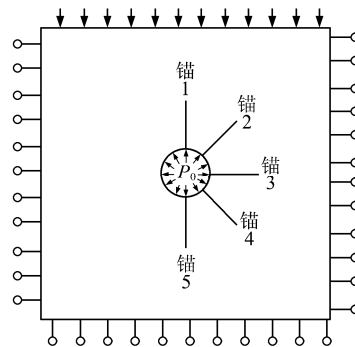


图 7 计算模型示意图

Fig.7 Scheme of analytical model

表 3 材料力学参数表

Table 3 Mechanical parameters of materials

材料	密度 (g/cm ³)	弹性模量 E / GPa	泊松比 ν	凝聚力 c / MPa	内摩擦角 φ / (°)
围岩	2.5	20	0.25	1.4	50
锚杆	7.8	210	0.17		

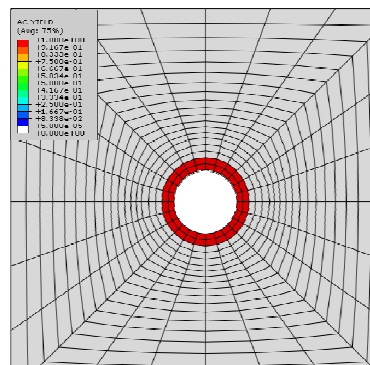


图 8 围岩体塑性区分布图

Fig.8 Plastic zone of surrounding rock mass

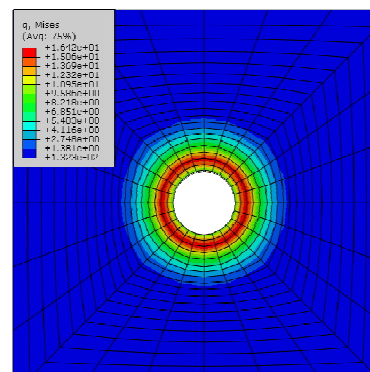


图 9 围岩等效偏应力分布图

Fig.9 Distribution of equivalent mises of surrounding rock mass

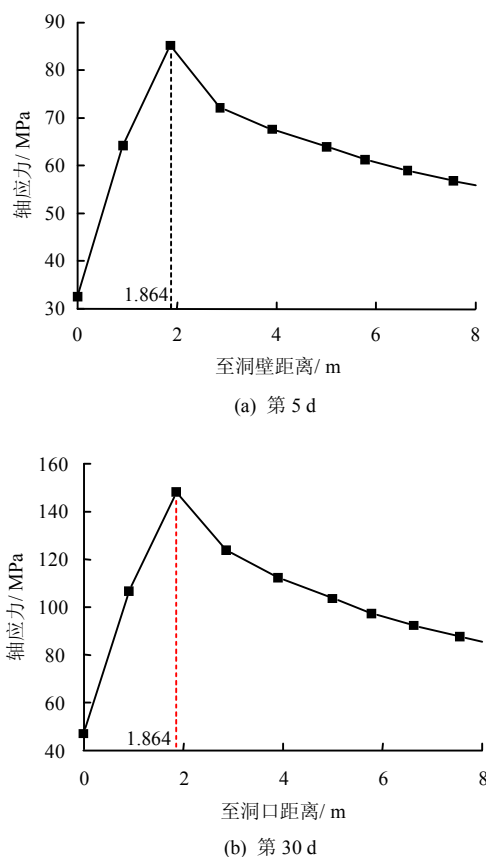


图 10 锚 1 的轴力分布图

Fig.10 Axial load distribution of anchor 1

由于围岩体的蠕变, 锚杆轴应力也呈现逐渐增长的趋势。例如: 锚 1 围岩体蠕变 5 d 时锚头轴应力为 32.5 MPa, 最大轴应力为 85.2 MPa; 蠕变 30 d 后锚头预应力为 47.1 MPa, 最大轴应力为 148.2 MPa。

4 结 论

本文从理论上对基于岩体蠕变效应的锚杆力学分布及变化特性进行了研究分析。主要得到以下两方面的研究结论:

(1) 根据基于荷载传递机制的锚杆轴力基本微分方程, 推导了符合经验蠕变模型的微元体锚杆轴力随时间和应力变化的关系式, 得到一个有意义的结论: 蠕变岩体下锚杆锚固力的变化趋势和岩体所受应力状态及其变形密切相关, 当微元体受拉时, 锚杆轴力随时间有不断增长的趋势; 而当微元体受压时, 锚杆轴力则随时间不断的减小。

(2) 通过分析研究, 以锚杆轴应力与围岩体的蠕变变形应变成正比为切入点, 从解析角度推导了锚杆应力峰值所处位置与围岩体塑性区重合的结论, 并采用数值计算方法进一步对此结论作出验证, 在隧道开挖后, 由于围岩体的蠕变, 锚杆轴应力也呈现逐渐增长的趋势。

参 考 文 献

- [1] PHILLIPS S H E. Factors affecting the design of anchorages in rock[R]. London: Cementation Research Ltd., 1970.
- [2] 程良奎. 岩土锚固研究与新进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(21): 3803—3811.
CHENG Liang-kui. Research and new progress in ground anchorage[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(21): 3803—3811.
- [3] 李英勇, 王梦恕, 张顶立, 等. 锚索预应力变化影响因素及模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增刊 1): 3140—3146.
LI Ying-yong, WANG Meng-shu, ZHANG Ding-li, et al. Study on influential factors and model for variation of anchor cable prestress[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(Supp. 1): 3140—3146.
- [4] 周永江, 何思明, 杨雪莲. 预应力锚索的预应力损失机制研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(8): 1353—1356.
ZHOU Yong-jiang, HE Si-ming, YANG Xue-lian. Study on prestress loss of anchor cables under long-term loading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(8): 1353—1356.
- [5] 李建林, 邓华锋, 黄建文, 等. 卸荷岩体锚固预应力损失的影响因素分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(增刊): 292—295.
LI Jian-lin, DENG Hua-feng, HUANG Jian-wen, et al. Analysis of factors affecting prestress losses of unloading rock mass[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(Supp.): 292—295.
- [6] 许宏发, 卢红标, 钱七虎. 土层灌浆锚杆的蠕变损伤特性研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 61—63.
XU Hong-fa, LU Hong-biao, QIAN Qi-hu. Creep damage effects on pulling grouting anchor in soil[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2002, 24(1): 61—63.
- [7] 陈安敏, 顾金才, 沈俊, 等. 软岩加固中锚索张拉吨位随时间变化规律的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 251—256.
CHEN An-min, GU Jin-cai, SHEN Jun, et al. Model testing research on the variation of tension force of anchor cable with time in reinforcement of soft rocks[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(2): 251—256.

- [8] 景锋, 余美万, 边智华, 等. 预应力锚索预应力损失特征及模型研究[J]. 长江科学院院报, 2007, 24(5): 52—54.
JING Feng, YU Mei-wan, BIAN Zhi-hua, et al. Study on prestress loss characteristic and model of prestressed cable[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2007, 24(5): 52—54.
- [9] 朱晗迺, 尚岳全, 陆锡铭, 等. 锚索预应力长期损失与坡体蠕变耦合分析[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(4): 464—467.
ZHU Han-ya, SHANG Yue-quan, LU Xi-ming, et al. Coupling analysis of long-term prestress loss and slope creep[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(4): 464—467.
- [10] 张发明, 赵维炳, 刘宁, 等. 预应力锚索锚固荷载的变化规律及预测模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(1): 39—43.
ZHANG Fa-ming, ZHAO Wei-bing, LIU Ning, et al. Long-term performance and load prediction model of prestressed cables[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(1): 39—43.
- [11] 丁多文, 白世伟, 罗国煜. 预应力锚索加固岩体的应力损失分析[J]. 工程地质学报, 1995, 3(1): 65—69.
DING Duo-wen, BAI Shi-wei, LUO Guo-yu. Analysis of load losses of prestressed rock cable bolts[J]. **Journal of Engineering Geology**, 1995, 3(1): 65—69.
- [12] 朱晗迺, 孙红月, 汪会帮, 等. 边坡加固锚索预应力变化规律分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(16): 2756—2760.
ZHU Han-ya, SUN Hong-yue, WANG Hui-bang, et al. Analysis of prestress state of cable applied to rock slope reinforcement[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(16): 2756—2760.
- [13] 伍国军, 陈卫忠, 贾善坡, 等. 岩石锚固界面剪切流变试验及模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(3): 520—527.
WU Guo-jun, CHEN Wei-zhong, JIA Shan-po, et al. Shear creep experiments for anchorage interface mechanics and nonlinear rheological model of rocks[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2010, 29(3): 520—527.
- [14] 朱训国, 王大国. 基于载荷传递机制的注浆岩石锚杆锚固模型(I)[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2008, 27(6): 813—816.
ZHU Xun-guo, WANG Da-guo. Study of reinforcement mechanism of fully grouting rock bolt based on load transfer mechanism(I)[J]. **Journal of Liaoning Technical University(Natural Science)**, 2008, 27(6): 813—816.