

DOI:10.19322/j.cnki.issn.1006-4710.2026.01.013

<https://xuebao.xaut.edu.cn>

引文格式:邓祥辉,葛伟,寇君淑,赵帮轩,王睿,曹宇.考虑膨胀-扩容效应的施工期软岩隧道围岩变形分析[J].西安理工大学学报,2026,42(1):131-140.

Deng Xianghui, Ge Wei, Kou Junshu, Zhao Bangxuan, Wang Rui, Cao Yu. Analysis of surrounding rock deformation of soft rock tunnel during construction considering expansion-expansion effect[J]. Journal of Xi'an University of Technology, 2026, 42(1): 131-140.

## 考虑膨胀-扩容效应的施工期软岩隧道围岩变形分析

邓祥辉<sup>1</sup>, 葛伟<sup>1</sup>, 寇君淑<sup>2</sup>, 赵帮轩<sup>3</sup>, 王睿<sup>1</sup>, 曹宇<sup>1</sup>

(1. 西安工业大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710021;

2. 青岛地铁集团有限公司第二建设分公司, 山东 青岛 266041;

3. 中铁十八局集团第五工程公司, 天津 300451)

**摘要:** 软岩在达到峰值强度后易产生软化、膨胀、扩容现象,导致围岩在施工过程中发生较大变形。因此,探究膨胀-扩容效应下软岩隧道围岩位移的理论模型对准确预测软岩隧道围岩变形具有重要意义。在考虑扩容效应的基础上,引入湿度变化函数,并基于 Mohr-Coulomb 强度准则和非关联的流动法则,建立了考虑膨胀-扩容效应的软岩隧道围岩位移分析模型。以谢家坡隧道为例,分析了不同围岩等级下拱顶位移和边墙位移的实测值与理论推导值的相对误差,对提出的软岩隧道围岩位移分析模型进行了验证。结果表明:在Ⅳ级和Ⅴ级围岩条件下,考虑膨胀-扩容效应的围岩位移比只考虑扩容效应的围岩位移分别增加了 2.8% 和 8.0%,Ⅴ级围岩位移增加更多;同时,对于Ⅳ级和Ⅴ级围岩,考虑膨胀-扩容效应的围岩位移值与现场实测值更为接近,其平均相对误差不超过 10%。本研究对软岩隧道围岩位移的预测具有一定的指导意义。

**关键词:** 软岩隧道; 膨胀-扩容效应; 应变软化; 黏弹塑性; 理论分析

**中图分类号:** U451<sup>+</sup>.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 1006-4710(2026)01-0131-10

### Analysis of surrounding rock deformation of soft rock tunnel during construction considering expansion-expansion effect

Deng Xianghui<sup>1</sup>, Ge Wei<sup>1</sup>, Kou Junshu<sup>2</sup>, Zhao Bangxuan<sup>3</sup>, Wang Rui<sup>1</sup>, Cao Yu<sup>1</sup>

(1. Civil & Architecture Engineering, Xi'an Technological University, Xi'an 710021, China;

2. Qingdao Metro Group Co., Ltd. No. 2 Construction Branch, Qingdao 266041, China;

3. China Railway 18th Bureau Group 5th Engineering Company, Tianjin 300451, China)

**Abstract:** Soft rock is easy to soften, expand and expand after reaching the peak strength, leading to large deformation of surrounding rock during construction. Therefore, it is of great significance to explore the theoretical model for surrounding rock displacement of soft rock tunnel under expansion-expansion effect for accurately predicting the deformation of surrounding rock of soft rock tunnel. On the basis of considering the expansion effect, the humidity change function is introduced, with the displacement analysis model of surrounding rock of soft rock tunnel considering expansion-expansion effect established based on Mohr-Coulomb strength criterion and non-

收稿日期: 2024-03-30; 网络首发日期: 2024-09-05

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/61.1294.n.20240904.1443.004>

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(42301155); 陕西省科技厅自然科学基金项目(2023-JC-YB-327); 陕西省教育厅服务地方专项项目(22JC040)

第一作者: 邓祥辉,男,博士,教授,博导,研究方向为地下工程结构分析和混凝土抗冻耐久性。E-mail: xianghuideng@xatu.edu.cn

通信作者: 葛伟,男,硕士生,研究方向为地下工程。E-mail: 1374767763@qq.com

associated flow rule. Taking Xiejiapo tunnel as an example, the relative errors between the measured values and the theoretical derivation values of vault displacement and side wall displacement in different surrounding rock grades are analyzed, with the proposed analysis model for surrounding rock displacement of soft rock tunnel verified. The results show that under the conditions of grade IV and grade V surrounding rock, the displacement of surrounding rock considering expansion-expansion effect increases by 2.8% and 8.0% respectively compared with that only considering expansion effect, and the displacement of grade V surrounding rock increases more. At the same time, for grade IV and grade V surrounding rock, the displacement value of surrounding rock considering expansion-expansion effect is closer to the measured value in the field, and the average relative error is less than 10%. This study is of certain guiding significance for the prediction of surrounding rock displacement of soft rock tunnel.

**Key words:** soft rock tunnel; expansion and dilatancy effect; strain softening; viscoelastic plasticity; theoretical analysis

膨胀性软岩是以岩石的吸水膨胀性变形为主的岩石,这类软岩吸水后产生的膨胀压力会对地下工程结构造成损伤。当隧道穿越含有膨胀性黏土矿物的软弱岩层时,施工扰动会导致原本储存在岩石中的能量被释放,引起施工区围岩应力重新分布,诱发扩容作用。同时也会破坏岩体结构,增加新的裂隙并使已有裂隙扩展。当地下水沿裂隙不断渗入岩体时,施工区域的围岩承载能力将进一步下降,并伴随着膨胀现象的出现,这可能导致隧道拱顶围岩变形过大、仰拱隆起、侧墙开裂等问题。

膨胀效应是影响软岩隧道围岩位移和变形的重要因素之一,一些学者对软化扩容效应进行了研究。如高召宁等<sup>[1]</sup>将损伤变量引入 Drucker-Prager 屈服准则,建立了弹塑性损伤模型,推导了损伤和扩容条件下的围岩位移公式。沈才华等<sup>[2]</sup>将分层组合法引入围岩位移理论计算,并将扩容系数  $k$  引入到 Fenner 公式中,得到了基于圆形隧洞的围岩位移弹塑性解析解。姚国圣等<sup>[3]</sup>考虑了围岩的扩容效应和应变软化,提出了扩容梯度的概念,推导了软岩巷道变形公式。随着研究的深入,一些学者认识到软岩膨胀压力会对隧道工程结构产生一定影响。左清军等<sup>[4]</sup>通过试验修正了膨胀率与吸水时间的关系,将整体膨胀过程的最佳体积膨胀率所对应的时间视为临界点,并由此建立了泥质板岩基于时间效应的三维本构模型。张晟斌等<sup>[5]</sup>以膨胀围岩隧道为工程依托,考虑了软化和膨胀的影响,提出了一种围岩压力数值计算方法。任松等<sup>[6]</sup>基于湿度应力理论,对软岩隧道开挖引起的膨胀效应作用下的围岩位移变化进行了定量分析,并建立了一种含有时间效应的弹-膨胀解析模型。陈有亮等<sup>[7]</sup>将隧道软弱围岩吸水膨胀引起的应力变化视为湿度-应力耦合,并基于湿度应力场理论,采用非关联流动法则推导了考虑膨胀和剪胀特性的围岩弹塑性解。Yang 等<sup>[8]</sup>分析了围

岩膨胀软化导致的衬砌开裂,提出了含水率变化时膨胀岩膨胀力的计算公式。

随着研究的深入,学者们希望在考虑膨胀效应的前提下准确预测隧道施工后的变形,并就此展开了深入研究<sup>[9]</sup>。如 Ghadernejad 等<sup>[10]</sup>认为,岩体材料具有与时间相关的膨胀行为,并建立了随时间变化的隧道膨胀位移预测模型。郑可跃等<sup>[11]</sup>以中老铁路新华隧道为例,研究了高地应力深埋软岩隧道开挖后,围压变化和主应力对岩石应变软化和剪胀扩容的影响。Deng 等<sup>[12]</sup>为了预测软岩隧道位移,结合软岩特性和地应力释放规律对现有应力释放公式进行了修正,建立了考虑膨胀效应的软岩隧道围岩变形预测模型。Xu 等<sup>[13]</sup>运用弹塑性理论,结合隧道围岩应力特征分析,建立了三区复合力学模型,考虑了岩石变形过程中应变软化和剪胀的影响,提出了围岩开挖扰动区形成与演化的预测模型。

综上所述,国内外学者就软岩的膨胀特性以及考虑膨胀效应的隧道位移模型等开展了深入研究,但其影响因素较为单一,没有充分考虑膨胀-扩容效应对隧道围岩位移的影响,得到的预测变形值往往精度不高。为此,本文将隧道围岩划分为黏弹性区、黏塑性区和黏塑性残余区来考虑围岩的扩容、膨胀和流变特性,推导了考虑膨胀-扩容效应的围岩变形公式,并依托谢家坡隧道不同围岩的位移验证了该理论模型的适用性和合理性。

## 1 考虑扩容效应的软岩隧道围岩变形分析

在理论分析过程中,采用若干假设是必要的,结合现有成果<sup>[7]</sup>和本次推导的需要,做如下假定:①隧道是半径为  $a$  的圆形;②围岩是均匀、连续、各向同性的岩体,且处于静水压力状态;③将初支结构视为理想弹塑性体,其支护抗力  $P_i$  为径向抗力;④  $R_0$  为黏塑性残余区半径,  $R_p$  为黏塑性区半径。力学计算

简图如图 1 所示。

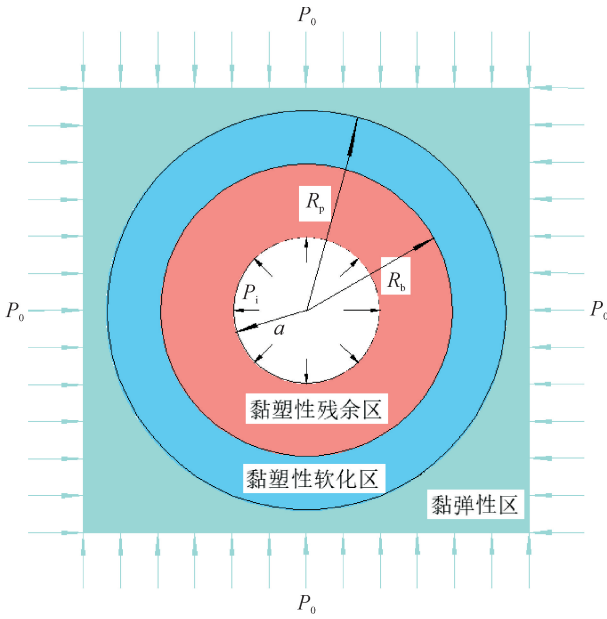


图 1 力学计算简图

Fig.1 Mechanical calculation diagram

当隧道开挖时,受扰动的围岩处于黏弹性阶段。黏弹性区的模型选择 Kelvin 模型,此时蠕变函数表示为式(1)。

$$f(t) = 1 - e^{-\frac{G_0}{\eta}t} \quad (1)$$

式中: $G_0$ 为蠕变剪切模量; $\eta$ 为黏性系数。

采用胡克体、开尔文体及理想黏塑性体串联形成的力学模型来研究黏性部分产生的变形,且应变软化发生在黏塑性体上<sup>[14-15]</sup>。在黏塑性阶段,随着应变的增大,围岩软化加剧,同时出现扩容现象。在黏弹性区与黏塑性区的临界处,满足 Mohr-Coulomb 强度准则,如式(2)。

$$\sigma_1 = k_p \sigma_3 + 2c \sqrt{k_p} \quad (2)$$

式中: $k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$ ;  $c$ 、 $\varphi$ 为岩体的黏聚力、内摩擦角。

当围岩进入黏塑性软化阶段时,由于此时围岩软化主要表现为黏聚力的减小,所以认为岩体遵循屈服准则,如式(3)。

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + 2(c - \phi \epsilon_{1p}) \sqrt{k} \quad (3)$$

式中: $\phi$ 为软化系数, $\phi = -\Delta c/\Delta \epsilon_{1p}$ ;  $\Delta \epsilon_{1p}$ 为最大塑性应变增量; $k$ 为内摩擦角系数。

在非关联流动法则的基础上,考虑扩容后的应变,如式(4)。

$$\epsilon_1^p + h\epsilon_3^p = 0 \quad (4)$$

式中: $h$ 为黏塑性阶段的体积膨胀系数。

在黏塑性残余软化阶段,认为  $c$  减少为零,其应力表达式为式(5)。

$$\sigma_1 = k\sigma_3 \quad (5)$$

同时,考虑扩容和蠕变的应变表达式为式(6)。

$$\epsilon_1^p + h_1\epsilon_3^p = 0 \quad (6)$$

式中: $h_1$ 为黏塑性残余阶段的体积膨胀系数。

### 1.1 考虑扩容效应的软岩隧道黏弹性区位移分析

隧道开挖破坏了围岩的稳定性,使围岩出现了众多裂隙且为局部张开,围岩在开挖卸载的作用下出现应力扩容现象。此时,岩体破碎且胶结物难以抑制膨胀力,内部结晶无法重组,但在地下水的影响下,围岩的体积和膨胀力都出现增大趋势。扩容效应会导致围岩强度进一步减弱,从而引发更深的应力膨胀。因此,需考虑应力扩容效应。

几何、平衡方程分别如式(7)、式(8)。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r &= \frac{du}{dr} \\ \epsilon_\theta &= \frac{u}{r} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

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

根据文献<sup>[16-17]</sup>,只考虑黏弹性时,围岩应变场和应力场如式(9)、式(10)。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r^e &= \frac{(1-u)\Delta\sigma_\theta^e - u\Delta\sigma_r^e - \frac{\sigma_\theta^e - \sigma_r^e}{4G_0}f(t)}{2G} - [P_0 - \sigma_r^e][1/(2G) + f(t)/(4G_0)](a/r)^2 \\ \epsilon_\theta^e &= \frac{(1-u)\Delta\sigma_\theta^e - u\Delta\sigma_r^e + \frac{\sigma_\theta^e - \sigma_r^e}{4G_0}f(t)}{2G} + [P_0 - \sigma_r^e][1/(2G) + f(t)/(4G_0)](a/r)^2 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P_0 \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \sigma_r^e \frac{a^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= P_0 \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \sigma_r^e \frac{a^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中: $G$ 为岩石剪切模量。

### 1.2 考虑扩容效应的软岩隧道黏塑性区位移分析

当荷载不断释放,围岩出现黏塑性区。在隧道内侧进入黏塑性区时,边界条件为  $r = a = R_p$ ,并满足 Mohr-Coulomb 强度准则式(2),由文献<sup>[17]</sup>可得黏塑性区的应变场式(11)。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_\theta &= \frac{u}{r} = \epsilon_\theta^e|_{r=R_p} \left[ \frac{h-1}{h+1} + \frac{2}{h+1} \left(\frac{R_p}{r}\right)^{h+1} \right] \\ \epsilon_r &= -\epsilon_\theta^e|_{r=R_p} - h(\epsilon_\theta - \epsilon_\theta^e|_{r=R_p}) = \\ &\epsilon_\theta^e|_{r=R_p} \left[ \frac{h-1}{h+1} - \frac{2h}{h+1} \left(\frac{R_p}{r}\right)^{h+1} \right] \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

### 1.3 考虑扩容效应的软岩隧道黏塑性残余区位移分析

围岩在开挖时不断的卸载,其状态由黏弹性阶

段转向黏塑性阶段,最后进入破碎状态,即黏塑性残余阶段。在此阶段,岩石体积大幅度扩张,出现较大变形。由文献<sup>[17]</sup>得黏塑性残余区的位移式(12)及应变场式(13)。

$$u = \left( \epsilon_{\theta}^p \Big|_{r=R_b} - \frac{B}{h_1 + 1} \right) \left( \frac{R_b}{r} \right)^{h_1 + 1} r + \frac{B}{h_1 + 1} r \quad (12)$$

其中:

$$B = \left( \frac{(h-1)(h_1+1)}{h+1} + \frac{2(h_1-h)}{h+1} \left( \frac{R_p}{R_b} \right)^{h+1} \right) \epsilon_{\theta}^e \Big|_{r=R_p}$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{\theta}^b &= \left( \epsilon_{\theta}^p - \frac{B}{h_1+1} \right) \left( \frac{R_b}{r} \right)^{h_1+1} + \frac{B}{h_1+1} \\ \epsilon_r^b &= -h_1 \left( \epsilon_{\theta}^p - \frac{B}{h_1+1} \right) \left( \frac{R_b}{r} \right)^{h_1+1} - \frac{Bh_1}{h_1+1} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

在隧道开挖前,围岩处于黏弹性状态,扩容效应并不明显,但随着开挖卸荷的进行,部分节理裂隙出现滑移、剪切、张开等扩容现象,使围岩的体积出现扩容膨胀。此时地下水携带微小颗粒进入裂隙,进一步加深扩容效应,进而引发更大的膨胀效应。这在黏塑性区与黏塑性残余区尤为明显,因此有必要考虑膨胀-扩容效应,以便更准确地反映围岩变形。

## 2 考虑膨胀-扩容效应的软岩隧道围岩变形分析

在考虑膨胀-扩容效应的前提下,分别推导黏弹性区、黏塑性区和黏塑性残余区的围岩位移公式。由文献<sup>[18-19]</sup>得到膨胀岩的膨胀应力表达式式(14),其应用效果较好,形式简单,计算简便。

$$f_p = P_s = \frac{E}{1-2\nu} \omega \Delta w \quad (14)$$

式中: $\omega$ 为膨胀系数; $\Delta w$ 为各点含水率的变化值; $\nu$ 为泊松比; $E$ 为弹性模量。

考虑膨胀-扩容效应的平衡方程和几何方程如式(15)和式(7)。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_{\theta}}{r} + f_p = 0 \quad (15)$$

受围岩吸水膨胀影响,含水率变化值 $\Delta w$ 不再为定值,而是一个随空间位置变化的函数。而文献<sup>[20]</sup>假设隧道内壁处湿度最大,越往远处湿度变化越小,为简化计算,假设湿度变化的函数形式为式(16)。

$$W(r) = \frac{W_0 a}{r} \quad (16)$$

式中: $W_0$ 为最大湿度变化; $a$ 为隧道开挖半径。

将膨胀应力式(14)代入考虑膨胀应力的平衡方程式(15)得式(17)。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_{\theta}}{r} + \frac{d \left[ \frac{E\omega}{1-2\nu} W(r) \right]}{dr} = 0 \quad (17)$$

### 2.1 考虑膨胀-扩容效应的黏弹性区

围岩在卸载过程中的总应变 $\epsilon$ 由弹性应变 $\epsilon^e$ 、蠕变应变 $\epsilon^c$ 与膨胀应变 $\epsilon^{Ps}$ 构成,如式(18)。

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^{Ps} + \epsilon^c \quad (18)$$

由文献<sup>[7]</sup>得弹性应变 $\epsilon^e$ 与膨胀应变 $\epsilon^{Ps}$ 之和为式(19)。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r^e + \epsilon_r^{Ps} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left[ \sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_{\theta} \right] + (1+\nu)\omega W(r) \\ \epsilon_{\theta}^e + \epsilon_{\theta}^{Ps} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left[ \sigma_{\theta} - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right] + (1+\nu)\omega W(r) \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

因此,总应变 $\epsilon$ 为式(20)。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r &= \frac{1-\nu^2}{E} \left[ \sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_{\theta} \right] + \\ &\quad (1+\nu)\omega W(r) - \frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{4G_0} f(t) \\ \epsilon_{\theta} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left[ \sigma_{\theta} - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right] + \\ &\quad (1+\nu)\omega W(r) + \frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{4G_0} f(t) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

当围岩中只存在黏弹性区时,由式(15)、式(17)和式(19)并结合边界条件,得到围岩应力场式(21)。

$$\left. \begin{aligned} r = R_p, \sigma_r &= \sigma_{R_p} \\ r = \infty, \sigma_r &= P_0 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^e &= P_0 - \frac{R_p^2}{r^2} \left[ (P_0 - \sigma_{R_p}) + \frac{E\omega \Delta W_{R_p}}{1-2\nu} \right] + \\ &\quad \frac{E\omega W(r)}{1-2\nu} + \frac{2E\omega}{(1-\nu)r^2} \int_{R_p}^r W(r) r dr \\ \sigma_{\theta}^e &= P_0 + \frac{R_p^2}{r^2} \left[ (P_0 - \sigma_{R_p}) + \frac{E\omega \Delta W_{R_p}}{1-2\nu} \right] + \\ &\quad \frac{(3\nu-1)E\omega W(r)}{(1-\nu)(1-2\nu)} + \frac{2E\omega}{(1-\nu)r^2} \int_{R_p}^r W(r) r dr \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

当内壁开始进入黏塑性边界时,边界条件为 $r = R_p$ ,并满足Mohr-Coulomb强度准则式(2),此时可由几何方程式(7)与平衡方程式(15)得到应变和位移,如式(22)和(23)。

$$\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p} = \frac{[P_0 - (2P_0 - 2c\sqrt{k})/(1+k)]}{2G_0} + \frac{(1+\nu)\omega\Delta w}{1-2\nu} + \frac{\omega\Delta w(2\nu^2 + \nu - 1)}{1-2\nu} + (1+\nu)\omega W(r) + \frac{[P_0 - (2P_0 - 2c\sqrt{k})/(1+k)] + \frac{2\nu\omega\Delta w}{1-2\nu}f(t)}{2G} \quad (22)$$

$$u = \left\{ \begin{aligned} & \left[ \frac{[P_0 - (2P_0 - 2c\sqrt{k})/(1+k)]}{2G_0} + \frac{(1+\nu)\omega\Delta w}{1-2\nu} + \frac{\omega\Delta w(2\nu^2 + \nu - 1)}{1-2\nu} + (1+\nu)\omega W(r) + \right. \\ & \left. \frac{[P_0 - (2P_0 - 2c\sqrt{k})/(1+k)] + \frac{2\nu\omega\Delta w}{1-2\nu}f(t)}{2G_0} \right] R_p \end{aligned} \right. \quad (23)$$

**2.2 考虑膨胀-扩容效应的黏塑性区**

由于内部压力的持续释放,围岩产生了黏塑性软化区,同时考虑膨胀-扩容效应,对于黏塑性区,联立几何方程式(7)、扩容方程式(4)和本构方程式(2)、(3),求得黏塑性区的位移及应变场,如式(24)和(25)。

$$u = \epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p} \left[ \frac{h-1}{h+1} + \frac{2}{h+1} \left( \frac{R_p}{r} \right)^{h+1} \right] r \quad (24)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{\theta} &= \frac{u}{r} = \epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p} \left[ \frac{h-1}{h+1} + \frac{2}{h+1} \left( \frac{R_p}{r} \right)^{h+1} \right] \\ \epsilon_r &= \epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p} \left[ \frac{h-1}{h+1} + \frac{2h}{h+1} \left( \frac{R_p}{r} \right)^{h+1} \right] \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

进一步联立式(2)、平衡方程式(15)和式(25),可得黏塑性区的应力场式(26)。

$$\sigma_r^p = \left[ \frac{2P_0 - 2c\sqrt{k}}{1+k} - \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} \right] \left( \frac{r}{R_p} \right)^{k-1} + \frac{E\omega W(r)}{1-2\nu} + \frac{2E\omega\Delta w}{(1-\nu)\nu^2} \int_r^{R_p} W(r)r dr + \left[ \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \left( \frac{R_p}{r} \right)^{h+1} \right] \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} \quad (26)$$

当围岩进入黏塑性残余区时,将应变式(15)代入软化系数式(3),可得黏塑性区半径  $R_p$  的隐函数公式式(27)。

$$\frac{R_p}{a} = \left[ \frac{h-1}{2} - \frac{c(h+1)}{2h\varphi\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}} \right]^{h+1} \quad (27)$$

**2.3 考虑膨胀-扩容效应的黏塑性残余区**

当围岩中出现黏塑性残余区时,边界  $r = R_b$  同样符合黏塑性区的规律,将  $r = R_b$  代入式(27)和(26),可得式(28)和(29)。

$$\frac{R_p}{R_b} = \left[ \frac{h-1}{2} - \frac{c(h+1)}{2h\varphi\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}} \right]^{h+1} \quad (28)$$

$$\sigma_r^p = \left[ \frac{2P_0 - 2c\sqrt{k}}{1+k} - \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} \right] \left( \frac{R_b}{R_p} \right)^{k-1} + \frac{E\omega W(r)}{1-2\nu} + \frac{2E\omega\Delta w}{(1-\nu)\nu^2} \int_r^{R_p} W(r)r dr + \left[ \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \left( \frac{R_p}{R_b} \right)^{h+1} \right] \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} \quad (29)$$

在残余区内,联立式(29)、式(5)和平衡方程式(15),可得黏塑性残余区的应力场式(30)。

$$\sigma_r^b = \sigma_r^p \left( \frac{r}{R_b} \right)^{k-1} = \left\{ \left[ \frac{2P_0 - 2c\sqrt{k}}{1+k} - \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} \right] \left( \frac{R_b}{R_p} \right)^{k-1} + \frac{E\omega W(r)}{1-2\nu} + \left[ \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \left( \frac{R_p}{R_b} \right)^{h+1} \right] \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} + \frac{2E\omega\Delta w}{(1-\nu)\nu^2} \int_r^{R_p} W(r)r dr \right\} \left( \frac{r}{R_b} \right)^{k-1} \quad (30)$$

当在黏塑性残余区内,联立几何方程式(7)、式(5)、式(2)和式(3),可得黏塑性残余区的位移和应变场,如式(31)和(32)。

$$u = \left( \epsilon_{\theta}^c|_{r=R_b} - \frac{B}{h_1+1} \right) \left( \frac{R_b}{r} \right)^{h_1+1} r + \frac{B}{h_1+1} r \quad (31)$$

其中:

$$\left. \begin{aligned} B &= \left( \frac{(h-1)(h_1+1)}{h+1} + \frac{2(h_1-h)}{h+1} \left( \frac{R_p}{R_b} \right)^{h+1} \right) \epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p} \\ \epsilon_{\theta}^b &= \left( \epsilon^p - \frac{B}{h_1+1} \right) \left( \frac{R_b}{r} \right)^{h_1+1} + \frac{B}{h_1+1} \\ \epsilon_r^b &= -h_1 \left( \epsilon^p - \frac{B}{h_1+1} \right) \left( \frac{R_b}{r} \right)^{h_1+1} + \frac{Bh_1}{h_1+1} \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

由边界条件  $r = a$ , 得式(33)。

$$\left(\frac{R_b}{a}\right)^{k-1} = \left\{ \left[ \frac{2P_0 - 2c\sqrt{k}}{1+k} - \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} - \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} \right] \left(\frac{R_b}{R_p}\right)^{k-1} + \frac{2E\omega}{(1-\nu)\nu^2} \cdot \int_r^{R_p} W(r)rdr + \left[ \frac{2c\sqrt{k}}{1-k} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(1-k)} + \frac{4\varphi\sqrt{k}\epsilon_{\theta}^c|_{r=R_p}}{(h+1)(h-k)} \left(\frac{R_p}{R_b}\right)^{h+1} \right] \frac{E\omega W(r)}{(1-2\nu)} + \frac{E\omega W(r)}{1-2\nu} \right\} \sigma_r^{-1} \quad (33)$$

### 3 工程验证

#### 3.1 工程概况

谢家坡隧道位于国家高速公路银百线(G69)陕西境安康至岚皋(陕渝界)高速公路工程 AL-C04 合同段,隧址位于陕西省安康市汉滨区吉河镇谢家坡附近,工程穿越山脊。其中左线起讫桩号 ZK15+220~ZK18+090,隧道长 2 870 m,设计纵坡 1.8%;右线起讫桩号 K15+210~K18+090,隧道长 2 880 m,设计纵坡 1.8%;隧道最大埋深约 234 m。

该隧道属构造剥蚀低山地貌单元,地形起伏较大,隧址区高程 276.2~369.6 m,相对高差约 93.4 m。隧址区内地层岩性较为复杂,主要为下志留统梅子垭组(S1m)千枚岩。中风化千枚岩,浅灰色~深灰色,主要矿物成分为石英、长石、绿泥石、绢云母等,千枚状构造,鳞片变余泥质结构,节理裂隙发育,

裂隙面以石英脉充填,局部夹千枚岩薄层,岩质较软。隧址区地下水分为第四系松散岩类孔隙裂隙水、基岩裂隙水两种类型。

以隧道右线 YK17+320~YK17+824 和左线 ZK16+266~ZK17+400 为例,该区段的地层岩性主要为中-微风化千枚岩,其中含有黏土矿物,具有吸水膨胀特性,岩石呈青灰色,节理裂隙比较发育,岩体破碎,围岩自稳能力差。根据工程勘察报告,该区段主要为Ⅳ级和Ⅴ级围岩,在施工时有滴水及线流现象,局部有涌流现象,且在拱顶位置出现掉块、变形过大,甚至局部侵限现象。该施工段的地质纵断面图和隧道支护设计图如图 2、图 3 所示。为不失一般性,在隧道右线Ⅳ级围岩区段和左线Ⅴ级围岩区段分别选取 5 个断面,对上述软岩隧道围岩位移理论模型进行工程验证。

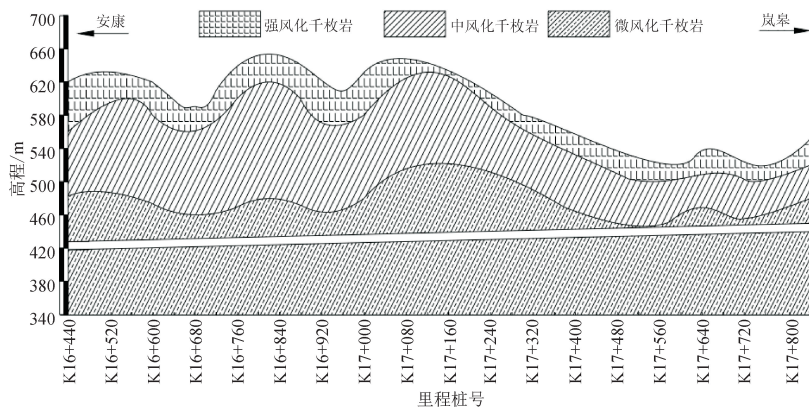


图 2 地质纵断面图  
Fig. 2 Geological profile

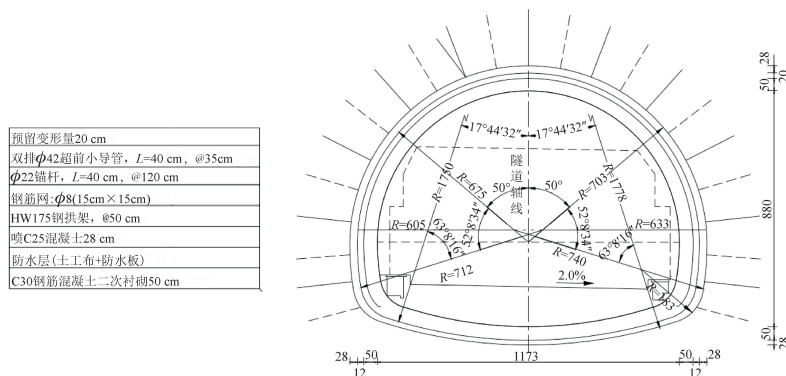


图 3 隧道支护设计图(单位:mm)  
Fig. 3 Tunnel support design drawing (unit: mm)

### 3.2 理论计算结果

在理论计算前,首先要确定理论模型的相关参数。对于一般参数,可参照《公路隧道设计规范(JTG 3370.1—2018)》<sup>[21]</sup>进行选取,具体如表1所示。

表1 模型参数值域表

Tab.1 Model parameter range table

参数	$P_i$ /MPa	$k$	$c$ /MPa	$\phi$ /MPa	$h$	$h_1$	$G_0$ /GPa	$G$ /GPa	$\eta$ /(MPa·d)
值域	0~30	1~10	0~5	0~1 000	1~2	1.2~2	0~5	0~1	0~1 000

表2 IV级和V级围岩模型参数表

Tab.2 Parameter table of Grade IV and V surrounding rock models

围岩等级	$P_i$ /MPa	$k$	$c$ /MPa	$\phi$ /MPa	$G_0$ /GPa	$G$ /GPa	$\eta$ /(MPa·d)	$E$ /GPa	$\omega$	$\nu$	$W_0$ /%
IV	5.0	4.0	0.72	400	1.10	0.115	40.0	0.20	0.03	0.34	2
V	4.5	3.0	0.67	430	1.10	0.115	40.0	0.10	0.04	0.32	3

根据文献<sup>[22]</sup>提出的等代圆半径公式  $R = \frac{H+b}{4}$  ( $H$ 为隧道高度, $b$ 为隧道跨度),计算得到隧道半径为6.02m,其误差为5%,符合精度要求。考虑围岩的扩容效应,将  $a = 6.02$  m代入式(12),计算IV级围岩段YK17+538断面和V级围岩段ZK17+384断面的围岩变形值。同理,考虑扩容-膨胀效应,将  $a = 6.02$  m代入式(31),计算两个断面的围岩变形值。

### 3.3 结果对比分析

本文以谢家坡隧道为例,在IV级围岩段选取YK17+544、YK17+568、YK17+335、YK17+347、YK17+350五个断面;同时,在V级围岩段也选取ZK17+360、ZK17+124、ZK17+330、ZK17+108、ZK17+333五个断面。将右线IV级围岩的五个断面依次编号为1~5断面,将左线V级围岩的五个断面依次编号为6~10断面。对上述10个断面进行现场变形监测,结果如表3、表4所示。

表3 IV级围岩监测断面的沉降量

Tab.3 Settlement of monitoring measurement section of Grade IV surrounding rock

结构	沉降量/cm				
	断面1	断面2	断面3	断面4	断面5
左拱脚	26.10	25.91	22.93	24.14	23.12
拱顶	30.11	28.79	28.03	27.39	29.94
右拱脚	24.72	24.05	25.98	22.94	25.35

示。对于依托工程设计的千枚岩相关参数,可根据谢家坡隧道工程勘察报告的建议来确定。在不同围岩等级下, $h$ 取值均为1.2、 $h_1$ 取值均为1.5,其他参数如表2所示。

表4 V级围岩监测断面的沉降量

Tab.4 Settlement of monitoring measurement section of Grade V surrounding rock

结构	沉降量/cm				
	断面6	断面7	断面8	断面9	断面10
左拱脚	29.81	32.11	33.19	33.50	30.48
拱顶	39.75	34.41	37.26	40.20	34.94
右拱脚	31.64	30.34	33.49	30.44	32.49

由表3可知,在IV级围岩的五个断面中,隧道拱顶累计沉降量最大值为30.11cm,最小值为27.39cm,边墙位移最大值为26.10cm,最小值22.93cm。由表4可知,在V级围岩的五个断面中,隧道拱顶累计沉降量最大值为40.20cm,最小值为34.41cm,边墙位移最大值为33.50cm,最小值为29.81cm。

将理论计算结果与实测数据进行对比,如图4、表5所示。

由表5可知,考虑膨胀-扩容效应时,IV级围岩隧道拱顶位移量为26.0cm,V级围岩隧道拱顶位移量为33.9cm;考虑扩容效应时,IV级围岩隧道拱顶位移量为25.3cm,V级围岩隧道拱顶位移量为31.4cm。上述结果表明,采用同一理论模型时,V级围岩的隧道拱顶位移计算结果均大于IV级围岩的计算结果。原因有二:①V级围岩的岩体更为破碎,完整性更差,风化程度更高;②由地下水进入岩石矿物间的孔隙所引发的膨胀-扩容效应更为明显。

由表 5 还可以看出,在Ⅳ级围岩中,考虑膨胀-扩容效应与考虑扩容效应的计算结果与现场实测的平均相对误差分别为 9.4%(拱顶)、6.2%(边墙)和 11.8%(拱顶)、6.4%(边墙);在Ⅴ级围岩中,考虑膨胀-扩容效应与考虑扩容效应的计算结果与现场实测的平均相对误差分别为 8.5%(拱顶)、6.6%(边墙)和 15.3%(拱顶)、5.9%(边墙)。当围岩等级相同时,考虑膨胀-扩容效应的理论计算值均大于仅考虑扩容效应的理论计算值。这是由于岩体在峰值强度后的应变软化阶段出现了扩容效应,体积扩大,此时地下水进入内部孔隙,产生膨胀效应,进一步降低了岩体的强度。

根据两种理论的对比分析,考虑膨胀-扩容效应的理论结果与现场实测结果相差更小,说明围岩具有膨胀-扩容特性。因此,本文建立的考虑膨胀-扩容效应的隧道围岩理论模型是合理且符合实际的。

总体来看,考虑膨胀-扩容效应的理论计算结果均要大于考虑扩容效应的理论计算结果,且两种结果的围岩位移变形规律基本一致;同时,Ⅴ级围岩隧道的位移大于Ⅳ级围岩,且围岩拱顶位移大于边墙位移。对比现场监测数据可知,考虑膨胀-扩容效应的理论计算结果误差更小,说明本文构建的考虑膨胀-扩容效应的理论分析方法对谢家坡隧道围岩这种软岩结构具有良好的适用性。

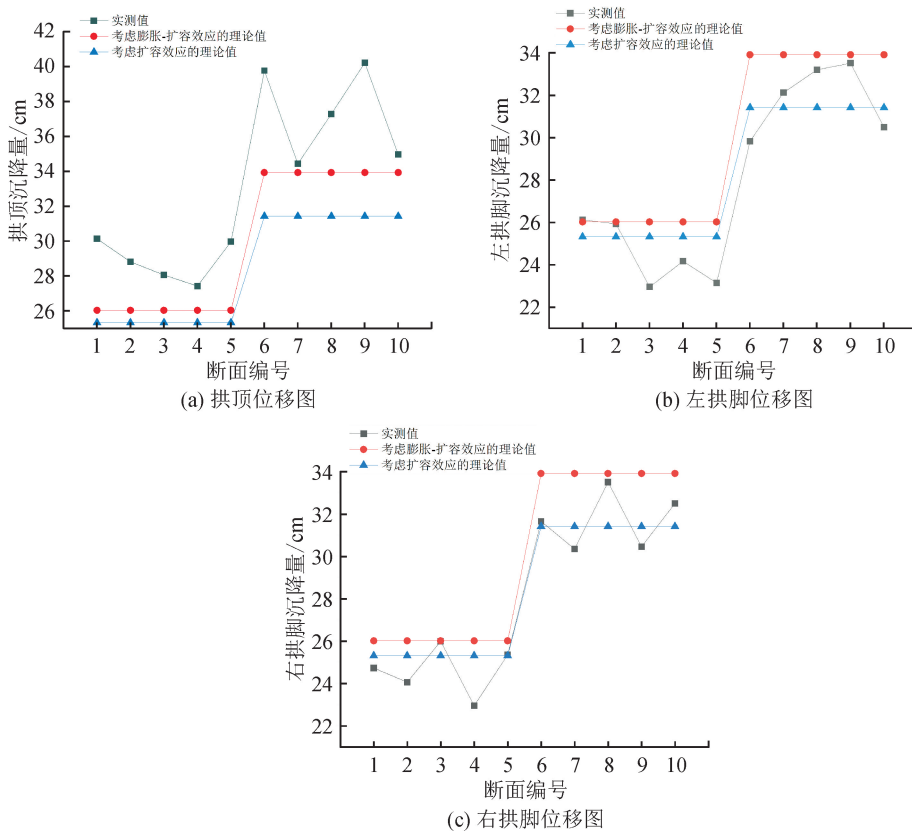


图 4 围岩位移对比图

Fig. 4 Displacement comparison diagram of surrounding rock

表 5 理论计算和实测结果对比

Tab. 5 Comparison between theoretical calculation and measured results

围岩等级	采用的方法	拱顶位移/cm	相对误差/%	边墙位移/cm	相对误差/%
Ⅳ级	考虑膨胀-扩容效应	26.0	5.1~13.6	26.0	0.4~11.9
	考虑扩容效应	25.3	7.6~15.9	25.3	3.2~9.5
	现场实测	27.4~30.1		22.9~26.1	
Ⅴ级	考虑膨胀-扩容效应	33.9	1.4~15.6	33.9	1.1~12.1
	考虑扩容效应	31.4	8.7~21.8	31.4	5.1~6.7
	现场实测	34.4~40.2		29.8~33.5	

## 4 结 论

本文在考虑扩容效应的基础上,通过引入湿度函数,对围岩黏弹性区、黏塑性区和黏塑性残余区分别建立了考虑膨胀-扩容效应的软岩隧道围岩位移模型,并以谢家坡隧道为例,对模型进行了验证。

1) 首先考虑了软岩的软化扩容效应,并基于Mohr-Coulomb强度准则建立了考虑扩容效应的千枚岩隧道围岩黏弹塑性理论模型;之后进一步考虑了软岩遇水产生的膨胀效应,构建了考虑膨胀-扩容效应的软岩隧道围岩位移分析方法,并推导出黏弹性、黏塑性以及黏塑性残余阶段的应变、应力、位移解析公式。

2) 以谢家坡隧道工程为例,对考虑膨胀-扩容效应的千枚岩隧道围岩黏弹塑性理论模型进行验证,结果表明:在Ⅳ级围岩条件下,考虑膨胀-扩容效应的围岩位移比只考虑扩容效应的围岩位移增加了2.8%;在Ⅴ级围岩条件下,考虑膨胀-扩容效应的围岩位移比只考虑扩容效应的围岩位移增加了8.0%。上述结果表明,围岩具有比较明显的膨胀-扩容特性。

3) 无论是Ⅳ级还是Ⅴ级围岩,考虑膨胀-扩容效应的围岩位移与实测值的平均相对误差更小;同时,相较于边墙,拱顶预测值的平均相对误差更大。究其原因,一方面是软岩隧道地质情况复杂、岩石风化程度不一,导致其承载力有所不同;另一方面,受深埋及地应力对初始应力场的影响,导致相对误差较大。但总体来看,考虑膨胀-扩容效应的计算结果与实测结果更为接近,说明本文提出的考虑膨胀-扩容效应的软岩隧道围岩位移分析方法是可行的。

### 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.
- [2] 沈才华,古文博,李鹤文,等.基于损伤扩容理论的圆形隧洞围岩松动圈位移计算方法[J].隧道建设(中英文),2019,39(1):40-47.  
SHEN Caihua, GU Wenbo, LI Hewen, et al. Calculation method for displacement of loose circle of circular tunnel surrounding rock based on theory of damage and dilation [J]. Tunnel Construction, 2019, 39(1): 40-47.
- [3] 姚国圣,李镜培,谷拴成.考虑岩体扩容和塑性软化

的软岩巷道变形解析[J].岩土力学,2009,30(2):463-467.

- YAO Guosheng, LI Jingpei, GU Shuancheng. Analytic solution to deformation of soft rock tunnel considering dilatancy and plastic softening of rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(2): 463-467.
- [4] 左清军,陈可,谈云志,等.基于时间效应的富水泥质板岩隧道围岩膨胀本构模型研究[J].岩土力学,2016,37(5):1357-1364.  
ZUO Qingjun, CHEN Ke, TAN Yunzhi, et al. A time-dependent constitutive model of the water-rich argillaceous slate surrounding a tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(5): 1357-1364.
- [5] 张晟斌,余泽新.考虑围岩软化与膨胀对松动围岩压力的影响研究[J].现代隧道技术,2019,56(2):50-56.  
ZHANG Chengbin, YU Zexin. Study on impacts of softening and swelling of surrounding rocks on loosening pressure of rock mass[J]. Modern Tunnelling Technology, 2019, 56(2): 50-56.
- [6] 任松,欧阳汛,吴建勋,等.含时间效应的硬石膏隧道弹-膨胀解析模型[J].浙江大学学报(工学版),2018,52(5):896-905.  
REN Song, OUYANG Xun, WU Jianxun, et al. Elastic-swelling analytical model of anhydrite rock considering time-dependent effect [J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2018, 52(5): 896-905.
- [7] 陈有亮,刘耕云,杜曦,等.考虑膨胀应力和剪胀的深埋隧道弹塑性解[J].岩土力学,2020,41(8):2525-2535.  
CHEN Youliang, LIU Gengyun, DU Xi, et al. Elastoplastic solution for a deep-buried tunnel considering swelling stress and dilatancy[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(8): 2525-2535.
- [8] YANG M, LIU N, LI N, et al. Failure characteristics and treatment measures of tunnels in expansive rock stratum [J]. Frontiers in Earth Science, 2022, 9: 805378.
- [9] YU J, LIU G, CAI Y, et al. Time-dependent deformation mechanism for swelling soft-rock tunnels in coal mines and its mathematical deduction[J]. International Journal of Geomechanics, 2020, 20(3): 04019186.
- [10] GHADERNEJAD S, MOOSAVI, M. Predicting the displacement of a circular tunnel in an elastic medium exhibiting time-dependent swelling behavior [J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2022, 40(5): 1-14.
- [11] 郑可跃,施成华,赵前进,等.考虑围压效应和中主应力的深埋软岩隧道弹塑性解[J].岩石力学与工程学报,2023,42(12):3070-3084.  
ZHENG Keyue, SHI Chenghua, ZHAO Qianjin, et al. Elastoplastic solution of deep soft rock tunnels

- considering confining pressure effect and medium principal stress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2023, 42(12): 3070-3084.
- [12] DENG X, WANG Y, WANG R, et al. Analytical model for prediction of tunnel deformations in soft rocks considering the softening and expansion effects[J]. International Journal of Civil Engineering, 2023, 21(1): 101-117.
- [13] XU X, ZHOU Y, ZHU C, et al. An analytical model for the excavation damage zone in tunnel surrounding rock[J]. Minerals, 2022, 12(10): 1321.
- [14] 张春会, 郑晓明. 岩石应变软化及渗透率演化模型和试验验证[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(6): 1125-1132.  
ZHANG Chunhui, ZHENG Xiaoming. Strain softening and permeability evolution model of loaded rock and experimental verification[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(6): 1125-1132.
- [15] 王军祥, 姜谔男. 岩石应变软化本构模型建立及 NR-AL 法求解研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(2): 393-402.  
WANG Junxiang, JIANG Annan. Establishing strain softening constitutive model of rock and solution of NR-AL method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(2): 393-402.
- [16] 张良辉, 熊厚金, 张清. 隧道围岩位移的弹黏塑性解析解[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(4): 66-72.  
ZHANG Lianghui, XIONG Houjin, ZHANG Qing. Analytical solution for displacements of elasto viscoplastic ground around tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(4): 66-72.
- [17] 卞跃威, 夏才初, 肖维民, 等. 考虑围岩软化特性和应力释放的圆形隧道黏弹塑性解[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 211-220.
- BIAN Yuewei, XIA Caichu, XIAO Weimin, et al. Visco-elastoplastic solutions for circular tunnel considering stress release and softening behaviour of rocks[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(1): 211-220.
- [18] 王凯, 刁心宏. 膨胀岩湿度应力场本构模型二次开发研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(S2): 3781-3792.  
WANG Kai, DIAO Xinhong. Secondary development study of swelling rock humidity stress field constitutive model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S2): 3781-3792.
- [19] 季明. 湿度场下灰质泥岩的力学性质演化与蠕变特征研究[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2009.  
JI Ming. Study on mechanical properties evolution and creep characteristics of calcareous mudstone under humidity field[D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2009.
- [20] 缪协兴. 用湿度应力场理论解圆形硐室遇水作用问题[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(5): 86-90.
- [21] 中华人民共和国交通运输部. 公路隧道设计规范: JTG 3370.1—2018[S]. 北京: 人民交通出版社, 2019.
- [22] 闫春岭, 丁德馨, 毕忠伟, 等. 深埋隧道围岩稳定性的粘弹性力学分析[J]. 贵州工业大学学报(自然科学版), 2005, 34(3): 125-129.  
YAN Chunling, DING Dexin, BI Zhongwei, et al. Viscoelastic mechanical analysis of the stability of surrounding rock in deep tunnels[J]. Journal of Guizhou University of Technology(Natural Science Edition), 2005, 34(3): 125-129.

(责任编辑 周 蓓)