

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.174



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



# 基于松动圈理论的软岩大变形隧道 锚杆支护优化研究

王睿<sup>1a,1b</sup>, 张煜<sup>1a</sup>, 黄晓东<sup>2</sup>, 邓祥辉<sup>1a,1b</sup>, 袁崇洋<sup>3</sup>, 丁潇<sup>1a</sup>

(1. 西安工业大学 a. 建筑工程学院; b. 西安市军民两用土木工程测试技术与毁损分析重点实验室, 西安 710021; 2. 陕西路桥集团有限公司, 西安 710000; 3. 浙江省交通运输科学研究院, 杭州 311305)

**摘要:**在高地应力软岩区修建隧道时,由于软岩自身强度低、膨胀性强,又受高地应力挤压,若施工措施不当易发生软岩大变形,给工程建设带来巨大困难。根据围岩松动圈理论,采用统一强度准则,考虑中间主应力的影响,分析围岩应力状态,得到适用于软岩大变形隧道围岩松动圈半径计算公式。对安岚高速谢家坡隧道围岩进行弹塑性分析发现,软岩大变形隧道围岩松动圈沿横断面分布并不均匀,呈边墙大拱顶小的趋势,且随大变形级别的升高和支护反力的减小而增大。结合现场测试得到Ⅱ级大变形松动圈厚度拱顶处为 6.5~7.0 m,边墙处为 7.0~7.5 m;Ⅲ级大变形松动圈厚度拱顶处为 7.5~8.0 m,边墙处为 8.0~8.5 m,并以松动圈厚度为依据优化系统锚杆长度。对优化段监测可见,围岩变形显著减小,稳定性有效提高。

**关键词:**隧道;锚杆支护;围岩松动圈;统一强度准则;中间主应力

**中图分类号:**TU455.7 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(2023)04-0074-09

## Optimization of bolt support for soft rock large deformation tunnel based on the theory of loose circle

WANG Rui<sup>1a,1b</sup>, ZHANG Yu<sup>1a</sup>, HUANG Xiaodong<sup>2</sup>, DENG Xianghui<sup>1a,1b</sup>,  
YUAN Dongyang<sup>3</sup>, DING Xiao<sup>1a</sup>

(1a. School of Civil and Architecture Engineering; 1b. Xi'an Key Laboratory of Civil Engineering Testing and Destruction Analysis on Military-Civil Dual Use Technology, Xi'an Technological University, Xi'an 710021, P. R. China; 2. Shaanxi Road and Bridge Group Co. Ltd, Xi'an 710000, P. R. China; 3. Zhejiang Scientific Research Institute of Transport, Hangzhou 311305, P. R. China)

**Abstract:** When constructing tunnels in soft rocks with high ground stress, it should be considered that the soft

**收稿日期:**2021-05-08

**基金项目:**国家自然科学基金(51408054);陕西省自然科学基金(2017JM5136);陕西省教育厅专项科研计划(19JK0399);浙江省交通运输科学研究院自主研发项目(ZK202104、ZK202105)

**作者简介:**王睿(1981-),男,博士,副教授,主要从事隧道工程、地下空间与工程研究,E-mail:wangrui@xatu.edu.cn。

邓祥辉(通信作者),男,教授,E-mail:xianghuideng@xatu.edu.cn。

**Received:** 2021-05-08

**Foundation items:** National Natural Science Foundation of China (No. 51408054); Shaanxi Provincial Natural Science Basic Research Project (No. 2017JM5136); Shaanxi Provincial Department of Education Special Research Project (No. 19JK0399); The Independent Scientific Research Project of Zhejiang Scientific Research Institute of Transport (No. ZK202104, ZK202105).

**Author brief:** WANG Rui (1981-), PhD, associate professor, main research interests: tunnel engineering, underground space and engineering, E-mail: wangrui@xatu.edu.cn.

DENG Xianghui (corresponding author), professor, E-mail: xianghuideng@xatu.edu.cn.

rock has low strength and strong expansibility, and is extruded by high ground stress. Therefore, it is unavoidable to cause large deformation of soft rock if the construction measures are not appropriate, which brings great difficulties to the engineering construction. Based on the theory of surrounding rock loose circle, the unified strength criterion is adopted to analyze the stress state of surrounding rock with consideration of the influence of intermediate principal stress. Then the radius calculation formula of loose circle of surrounding rock of large deformation soft-rock tunnel is obtained. Based on the case of Xiejiapo tunnel of Anlan Expressway, it is found that the distribution of surrounding rock loose circle of large deformation soft-rock tunnel is not uniform along the cross section. And the loose circle tends to be large in the side wall and small in the vault, and increases with the increase of deformation grade and decrease of support reaction force. Combined with field test, it is found that the thickness of loose circle of grade II large deformation is 6.5-7.0 m at vault and 7.0-7.5 m at side wall; the thickness of loose circle of grade III large deformation is 7.5-8.0 m at vault and 8.0-8.5 m at side wall. Therefore, the length of the system bolt should be optimized based on the thickness of the loose circle. By monitoring the optimized section, it can be seen that the deformation of surrounding rock is reduced significantly and the stability is improved effectively.

**Keywords:** tunnel; bolt support; surrounding rock loosening circle; unified strength criterion; intermediate principal stress

随着中国交通建设不断向西部山区延伸,在高地应力软岩地区修建隧道的工程也越来越多。这类软岩由于自身强度较低,对施工的扰动反应比较灵敏,且变形发展迅速<sup>[1-3]</sup>。如果不能及时采取有效的支护措施,可能出现围岩大变形、初支开裂、侵限,甚至坍塌等事故,给工程造成严重的安全和质量隐患<sup>[4-5]</sup>。准确运用软岩大变形隧道支护理论,选取合理的支护方案,对控制围岩变形、提高围岩自稳能力、指导工程施工具有重大的研究价值和意义。

大量学者对软岩大变形隧道支护理论和施工技术展开了卓有成效的工作。雷升祥等<sup>[6]</sup>考虑到传统锚喷支护不能满足软岩隧道变形控制要求,提出了环向让压支护手段,从隧道开挖-支护过程中能量转化的角度,阐明了环向让压支护的原理,运用结构力学的解析法分析了影响支护结构变形的主要因素,结果发现,环向让压支护既能实现一定的支护阻力,又可以通过周长的缩短调整围岩应力及压力,实现与高地应力软岩的流变特性相适应,研究成果对软岩隧道变形控制技术有重要价值。吕彩忠<sup>[7]</sup>在理想弹塑性模型中基于M-C强度准则,通过引入中间主应力系数,推导了圆形隧道围岩应力和位移的解析解,得到了中间主应力对围岩抗剪强度参数的影响特性,研究成果有效提高了围岩稳定性。张德华等<sup>[8]</sup>结合兰新铁路大梁隧道发生的软岩大变形,基于围岩-支护特征理论,综合分析了型钢

钢架及格栅钢架的支护机理及其适应性,提出了适合于软岩大变形的合理支护形式及相应的处理措施,并通过绘制高地应力软岩隧道几种可能的围岩-支护特征曲线,为高地应力软岩隧道合理支护形式的确定提供了理论依据。Kovačević等<sup>[9]</sup>根据软岩隧道初期支护施作后围岩变形仍持续发展的特征,采用蠕变黏塑性本构方程,建立了软岩隧道拱顶下沉预测模型,进而优化了初期支护参数和施作时机。Lunardi<sup>[10]</sup>在大量现场实践的基础上,针对软岩隧道提出了基于“新意法”的超前加固掌子面的全断面开挖方法,将支护重点放在掌子面超前核心土上,通过采用可缩式支护系统加固掌子面超前核心围岩、控制掌子面超前核心土变形,从而控制隧道围岩的收敛变形,工程实践证明,该方法在瑞士圣哥达基线等隧道中的应用效果良好,但却未能充分发挥围岩自身的承载能力,且超前预加固的施工成本较高。张民庆等<sup>[11]</sup>针对兰渝铁路修建过程中出现的高地应力软岩大变形问题,采用释放-约束平衡法,充分利用合理的预留变形量释放地应力,同时,结合加强初支、强化锁脚、及时闭合、动态补强4个措施约束变形,有效控制了高地应力软岩隧道大变形,但未能得到围岩应力释放结束的节点时间,难以确定支护施作最佳时机,一定程度上会导致工程成本增高。刘宇鹏等<sup>[12]</sup>基于应变软化特性的深埋软岩隧道弹塑性解,通过采用锚杆中性点理论,系统地分析了高地应力软岩隧道短锚杆支护失效机制,

建立了软岩隧道长、短锚杆联合支护力学模型,得到了长、短锚杆联合支护后的围岩特征曲线,结果表明,该力学模型可充分考虑长锚杆与围岩的相互作用,可为高地应力软岩隧道长锚杆设计提供一种新的计算方法,但长、短锚杆联合支护施作难度较高,且一定程度上会影响现场其他工序的开展,增长施工周期。综上所述,虽然众多学者对软岩大变形隧道支护理论进行了不同角度的研究,也提出了多种施工措施,一定程度上控制了围岩变形,但未能系统分析隧道开挖后围岩应力重分布的状态及围岩松动圈的产生、发展规律,使得锚杆设计往往不能满足现场需要,具有一定的局限性,因此还需开展系统研究。

笔者依据隧道围岩松动圈支护理论,运用统一强度准则,考虑中间主应力影响,推导了软岩大变形隧道围岩松动圈厚度计算公式;结合安岚高速谢家坡隧道,分析软岩大变形隧道围岩松动圈分布范围和规律,提出长锚杆优化加固措施,以控制围岩变形、提高围岩稳定性。

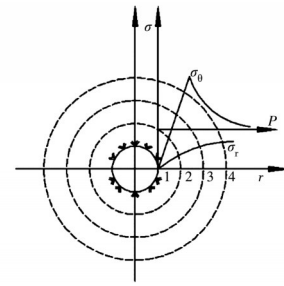
## 1 软岩大变形隧道围岩松动圈的弹塑性理论计算

软岩大变形隧道大多赋存较大的构造应力,有时甚至大于自重应力,因此,在弹塑性分析时必须考虑中间主应力对岩体强度和应力状态的影响。常用的 Mohr-Coulomb 强度准则和 Hoek-Brown 强度准则用于分析围岩松动圈的弹塑性计算理论虽已较为成熟,但均未能考虑中间主应力的影响,从而导致分析结果不准确。而统一强度准则不仅考虑了中间主应力的影响,且能够退化为 Mohr-Coulomb 强度准则和 Hoek-Brown 强度准则,在工程施工设计中有着广泛应用,因此,基于俞茂宏教授提出的统一强度准则,对围岩进行了弹塑性分析,得到塑性区的半径,进一步结合松动圈的定义,得到软岩大变形隧道围岩松动圈半径的计算公式。

### 1.1 计算模型

对圆形隧洞进行弹塑性应力分析时,按照平面应变问题考虑,力学模型的基本假设为:隧洞断面等效为圆形,长度无限;初始地应力  $P$  为静水压力,即侧压力系数为 1;围岩为均质、各向同性、不可压缩材料,且计算中不计体力影响。围岩应力状态如

图 1 所示。



注:1. 松动区;2~3. 承载区;4. 初始应力区

图 1 弹塑性围岩状态应力图

Fig. 1 State stress diagram of elastic-plastic surrounding rock

### 1.2 围岩松动圈厚度弹塑性分析

统一强度理论表达式为<sup>[13]</sup>

$$F = \sigma_0 - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \frac{1}{1 + b} (b\sigma_2 + \sigma_r) = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi},$$

$$\sigma_2 \leq \frac{1}{2}(\sigma_0 + \sigma_r) + \frac{\sin \varphi}{2}(\sigma_0 - \sigma_r) \quad (1)$$

$$F' = \frac{(\sigma_0 + b\sigma_2)}{1 + b} - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_r = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi},$$

$$\sigma_2 \geq \frac{1}{2}(\sigma_0 + \sigma_r) + \frac{\sin \varphi}{2}(\sigma_0 - \sigma_r) \quad (2)$$

式中: $c$ 、 $\varphi$ 分别为围岩黏聚力和内摩擦角; $\sigma_2$ 为中间主应力; $\sigma_r$ 为径向应力; $\sigma_0$ 为切向应力; $b$ 为中间主应力影响系数,表征主切应力及相应面上的正应力对材料破坏影响程度的系数,取值范围为 $0 < b < 1$ 。 $b$ 的计算公式为

$$\begin{cases} b = \frac{1 + \alpha - B}{B - 1} \\ B = \frac{\sigma_1}{\tau_s}, \alpha = \frac{\sigma_1}{\sigma_c} \end{cases} \quad (3)$$

式中: $\sigma_c$ 、 $\sigma_1$ 、 $\tau_s$ 分别为岩土类材料的抗压强度、抗拉强度和抗剪强度。

对于平面应变问题,当材料进入塑性状态时,纵向轴应力是中间主应力 $\sigma_2$ ,可以近似取径向应力 $\sigma_r$ 与切向应力 $\sigma_0$ 的平均值<sup>[13]</sup>,故式(1)中的中间主应力为

$$\sigma_2 = \frac{m}{2}(\sigma_r + \sigma_0) \quad (4)$$

式中: $m$ 为中间主应力系数, $0 < m \leq 1$ 。根据 Levy-Miss 假设,对于塑性不可压缩材料, $m = 1$ 。

将式(4)代入式(1)可得

$$\frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{2} - \frac{\sigma_{\theta} + \sigma_r}{2} \frac{2(1+b)\sin\varphi}{2+b(1+\sin\varphi)} = \frac{2(1+b)c\cos\varphi}{2+b(1+\sin\varphi)} \quad (5)$$

为了简化,记作

$$\sin\varphi_t = \frac{2(1+b)\sin\varphi}{2+b(1+\sin\varphi)} c_t = \frac{2(1+b)c\cos\varphi}{2+b(1+\sin\varphi)} \cdot \frac{1}{\cos\varphi_t}$$

则式(5)成为

$$F = \frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{2} - \frac{\sigma_{\theta} + \sigma_r}{2} \sin\varphi_t = c_t \cos\varphi_t \quad (6)$$

1.2.1 基本方程 轴对称下的平衡方程,可以表示为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_{\theta}}{r} = 0 \quad (7)$$

几何方程

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}; \varepsilon_{\theta} = \frac{u}{r} \quad (8)$$

本构方程

$$\begin{cases} \varepsilon = \frac{1-\mu^2}{E} \left( \sigma_r - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_{\theta} \right) \\ \varepsilon_{\theta} = \frac{1-\mu^2}{E} \left( \sigma_{\theta} - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_r \right) \end{cases} \quad (9)$$

式中: $r$ 为围岩任意一点到圆心的距离; $u$ 为径向位移; $\mu$ 为泊松比; $E$ 为弹性模量。

1.2.2 弹性区分析 在轴对称应力状态下,弹性区的应力可以通过应力边界条件 $\sigma|_{(r=r_p)} = P_0$ 和位移单值条件求得

$$\begin{cases} \sigma_{re} = P_0 \left( 1 - \frac{r_p^2}{r^2} \right) + \sigma_R \frac{r_p^2}{r^2} \\ \sigma_{\theta e} = P_0 \left( 1 + \frac{r_p^2}{r^2} \right) - \sigma_R \frac{r_p^2}{r^2} \end{cases} \quad (10)$$

且有

$$\sigma_{\theta e} + \sigma_{re} = 2P_0 \quad (11)$$

式中: $r_p$ 为隧道开挖半径; $P_0$ 为初始地应力; $\sigma_R$ 为弹塑性界面处径向应力。

1.2.3 塑性区分析 整理式(6)可以得到

$$\sigma_{\theta p} = \frac{1 + \sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} \sigma_{rp} + \frac{2c_t \cos\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} \quad (12)$$

将式(12)代入式(7),整理可以得到

$$\frac{1 - \sin\varphi_t}{2\sin\varphi_t} \ln \left( \frac{2\sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} \sigma_{rp} + \frac{2c_t \cos\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} \right) = \ln r + C_0 \quad (13)$$

式中: $C_0$ 为积分常数。

由边界条件当 $r=r_0$ 时 $\sigma_{rp} = P_i$ 可以求得

$$C_0 = \frac{1 - \sin\varphi_t}{2\sin\varphi_t} \ln \left( \frac{2\sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} P_i + \frac{2c_t \cos\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} \right) - \ln r_0 \quad (14)$$

式中: $P_i$ 为支护反力。

将式(14)代入到式(13),可以求得

$$\sigma_{rp} = \left( P_i + c_t \cot\varphi_t \right) \left( \frac{r}{r_0} \right)^{\frac{2\sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t}} - c_t \cot\varphi_t \quad (15)$$

将式(15)代入到式(12)可得

$$\sigma_{\theta p} = \frac{1 + \sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} \left( P_i + c_t \cot\varphi_t \right) \left( \frac{r}{r_0} \right)^{\frac{2\sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t}} - c_t \cot\varphi_t \quad (16)$$

式(15)、式(16)即为隧道围岩塑性区应力表达式。

1.2.4 塑性区半径和松动圈半径求解 在弹塑性交界面处,即 $r=R_p$ 时, $\sigma_r$ 和 $\sigma_{\theta}$ 同时满足弹性区和塑性区状态方程式,则有

$$\sigma_{\theta e} = \sigma_{\theta p}, \sigma_{re} = \sigma_{rp},$$

由式(11)可知 $\sigma_{\theta p} + \sigma_{rp} = 2P_0$ ,根据式(15)、式(16)得

$$\begin{aligned} \left( \sigma_{\theta p} + \sigma_{rp} \right) \Big|_{r=R_p} &= \frac{2}{1 - \sin\varphi_t} \left( P_i + \right. \\ &\left. c_t \cot\varphi_t \right) \left( \frac{r}{r_0} \right)^{\frac{2\sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t}} - 2c_t \cot\varphi_t = 2P_0 \end{aligned} \quad (17)$$

通过式(17)可以求得弹塑性交界面处的塑性区半径 $R_p$ 和弹塑性交界面上的径向应力 $\sigma_{R_0}$

$$R_p = r_0 \left[ \frac{(1 - \sin\varphi_t)(P_0 + c_t \cot\varphi_t)}{P_i + c_t \cot\varphi_t} \right]^{\frac{1 - \sin\varphi_t}{2\sin\varphi_t}} \quad (18)$$

$$\sigma_{R_0} = P_0(1 - \sin\varphi_t) - c_t \cos\varphi_t \quad (19)$$

根据松动圈的定义可知:在松动区边界上,围岩的切向应力等于初始地应力<sup>[13]</sup>,即 $\sigma_{\theta} = P_0$ ,则由式(16)可得

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta p} &= \frac{1 + \sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t} \left( P_i + c_t \cot\varphi_t \right) \left( \frac{R_0}{r_0} \right)^{\frac{2\sin\varphi_t}{1 - \sin\varphi_t}} - \\ &c_t \cot\varphi_t = P_0 \end{aligned} \quad (20)$$

通过式(20),求解松动圈半径 $R_0$ 。

$$R_0 = r_0 \left[ \frac{(P_0 + c_t \cot\varphi_t)(1 - \sin\varphi_t)}{(P_i + c_t \cot\varphi_t)(1 + \sin\varphi_t)} \right]^{\frac{1 - \sin\varphi_t}{2\sin\varphi_t}} \quad (21)$$

## 2 谢家坡隧道围岩松动圈分析

### 2.1 工程概况

安岚高速谢家坡隧道位于陕西省安康市汉滨区吉河镇谢家坡附近,隧道穿越山脊,其中,左线 ZK15+220~ZK18+090,长 2 870 m;右线 YK15+210~YK18+090,长 2 880 m;隧道最大埋深 284 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 391.0~670.0 m,相对高差约 279.0 m。隧址区经工程地质调绘及钻孔揭露,局部存在滑坡、泥石流等不良地质作用,围岩以炭质千枚岩为主,主要由绢云母、绿泥石和石英组成,为细粒鳞片变晶结构,强度低,呈薄层状,完整性非常差。隧道施工时易产生垮塌、突泥、突水事件,隧道围岩主要为 V 级,强度和稳定性较差,开挖后出现粉末化,并发生软岩大变形,甚至出现初支严重侵限、型钢拱架扭曲折断现象,如图 2 所示。围岩周边收敛最大值达 646 mm,拱顶下沉最大值达 521 mm,依据此变形特点并结合相关文献<sup>[14-15]</sup>可知,隧址位于高地应力地区,且水平应力大于竖直应力,侧压力系数约为 1.2。

谢家坡隧道为单洞双车道,净空断面如图 3 所示,初期支护设计参数如表 1 所示。



(a) 钢拱架扭曲



(b) 初支严重侵限

图 2 初期支护破坏形式

Fig. 2 Damage forms of initial support

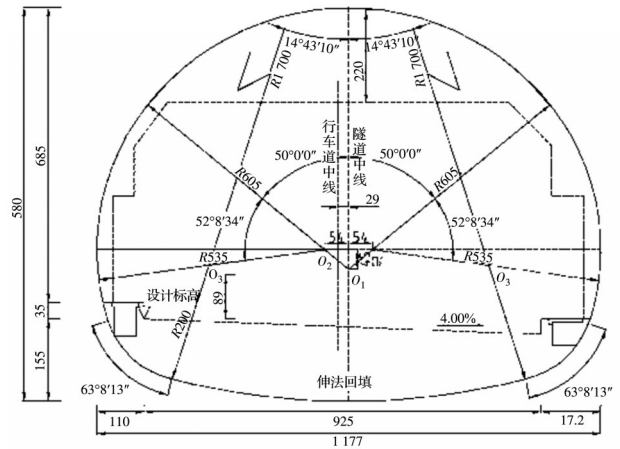


图 3 谢家坡隧道净空断面图(单位:cm)

Fig. 3 Section diagram of Xiejiapo Tunnel (unit:cm)

表 1 初期支护参数

Table 1 Parameters of initial support

围岩级别	混凝土	钢筋网	锚杆	钢拱架
V	C30, 厚 25 cm	$\phi 8@15 \times 15$	$L=400$ cm, $\phi 22@120 \times 80$	I20b@60

为深入研究谢家坡隧道软岩大变形对松动圈的影响,综合典型的软岩大变形隧道分级标准,结合对谢家坡隧道初始应力场、地质构造、岩性和大变形规律的分析,制定了谢家坡隧道大变形分级标准<sup>[16-19]</sup>,如表 2 所示。

表 2 谢家坡隧道软岩大变形分级标准

Table 2 Classification criteria for large deformation of soft rocks in Xiejiapo Tunnel

围岩级别	强度应力比 $R_b/\sigma_{max}$	变形量/cm	大变形程度
I	0.25~0.5	20~40	轻微大变形
II	0.15~0.25	40~60	中等大变形
III	<0.15	>60	严重大变形

注: $R_b$ 为岩石单轴饱和抗压强度; $\sigma_{max}$ 为围岩的最大主应力。

### 2.2 理论计算

选取谢家坡隧道 II 级大变形典型断面 YK17+740 和 III 级大变形典型断面 YK17+290 分别进行围岩松动圈理论计算。围岩相关力学参数值由现场测试得到,如表 3 所示。由式(3)可得中间主应力系数  $b$ ,由于千枚岩自身具有层理性,弹塑性解析计算中尚无法直接讨论岩体的结构构造,只能通过物理力学参数间接反映岩体构造,在计算中间主应力影响系数时,现场实测的千枚岩的抗压强度、抗拉强度和抗剪强度已经考虑到千枚岩层理实际对强度的影响,结果见表 4。

表 3 围岩相关力学参数

Table 3 Mechanical parameters of surrounding rocks

断面里程	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	容重 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	抗压强度 $\sigma_c/\text{MPa}$	抗拉强度 $\sigma_t/\text{MPa}$	抗剪强度 $\tau_s/\text{MPa}$
YK17+740	12	36.5	19.6	27.7	7.85	6.55
YK17+290	10	36.0	17.6	26.4	7.73	6.44

表 4 围岩压力计算

Table 4 Pressure calculation of surrounding rock

断面里程	大变形级别	位置	埋深 $h/\text{m}$	中间主应力系数 $b$	开挖跨度 $B/\text{m}$	侧压力系数 $\lambda$	初始地应力 $P_0/\text{kPa}$	围岩压力 $P_i/\text{kPa}$
YK17+740	Ⅱ级	拱顶	220	0.42	14.5	1.2	4 312	275.184
		边墙						14.5
YK17+290	Ⅲ级	拱顶	270	0.46	14.5	1.2	4 752	247.104
		边墙						14.5

竖直方向初始地应力取自重力,侧压力系数  $\lambda$  取 1.2;根据《公路隧道设计规范》(JTG 3370.1—2018)深埋隧道围岩压力由式(22)、式(23)计算得到。

竖直方向围岩压力

$$q = \gamma \times 0.45 \times 2^{i-1} \times [1 + i(B - 5)] \quad (22)$$

水平方向围岩压力

$$e = \lambda \times q \quad (23)$$

式中: $s$ 为围岩级别; $B$ 为隧道开挖跨度; $i$ 为宽度影响系数。围岩压力计算结果如表4所示。

由式(21)可知,松动圈半径  $R_0$  的大小与隧道开挖半径  $r_0$ 、岩体强度指标系数  $c$  和  $\varphi$ 、中间主应力  $b$ 、初始地应力场  $P_0$ 、支护反力  $P_i$  有关。在工程实际中,隧道开挖半径、围岩岩性、初始应力状态、中间

主应力已确定,但可通过改变支护反力  $P_i$  大小来改变松动圈厚度。故分别计算典型断面在不同支护反力  $P_i$  (分别取围岩压力的 10%、20%、30%、40%、50%、60%、70%、80%、90%、100%) 作用下所产生的松动圈厚度,计算结果如表5所示,对应曲线如图4所示。

由表5和图4可以看出:

- 1) 软岩大变形级别越高,围岩质量越差,松动圈厚度越大;
- 2) 总体上看,谢家坡隧道围岩松动圈在横断面上分布差别不大,但由于高地应力对初始地应力的影响,呈现出边墙松动圈略大于拱顶的现象;
- 3) 随着支护反力的增大,对围岩变形的约束能力增加,则松动圈厚度逐渐变小。

表 5 谢家坡隧道Ⅱ、Ⅲ级大变形断面松动圈理论计算值

Table 5 Theoretical calculated values of the loose circle in the large deformation section of class Ⅱ and Ⅲ section of Xiejiaopo Tunnel

断面里程	位置	不同支护反力 $P_i$ 下的松动圈厚度 $R_0/\text{m}$										
		0%	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
YK17+740	拱顶	18.09	15.76	13.34	11.15	9.37	8.17	7.29	6.60	6.03	5.56	5.15
	边墙	20.17	17.35	14.72	12.36	10.29	8.95	7.97	7.22	6.61	6.10	5.66
YK17+290	拱顶	19.94	16.67	14.49	12.87	11.01	9.66	8.66	7.87	7.24	6.70	5.99
	边墙	21.32	17.98	15.69	13.84	12.07	10.54	9.43	8.47	7.89	7.31	6.82

### 2.3 现场测试

2.3.1 测试方案 采用武汉中岩生产的 RSM-SY5(T)非金属声波测试仪,对谢家坡隧道Ⅱ级软岩大变形 YK17+740 断面和Ⅲ级软岩大变形 YK17+290 断面进行松动圈现场测试。利用超声波在岩体中传播时岩体完整性越好则波速越大、反之则波速

越小的特性来确定松动圈的位置。现场测试围岩不同深度的岩体纵波波速,并绘制孔深-波速曲线图,波速发生突变的位置就是围岩处于松动状态的边界,即松动圈边界。考虑到测试区段围岩条件、断面面积、数据可靠性、测试可操作性、测试成本等因素,每个测试断面布设4个测孔,分别位于左、右

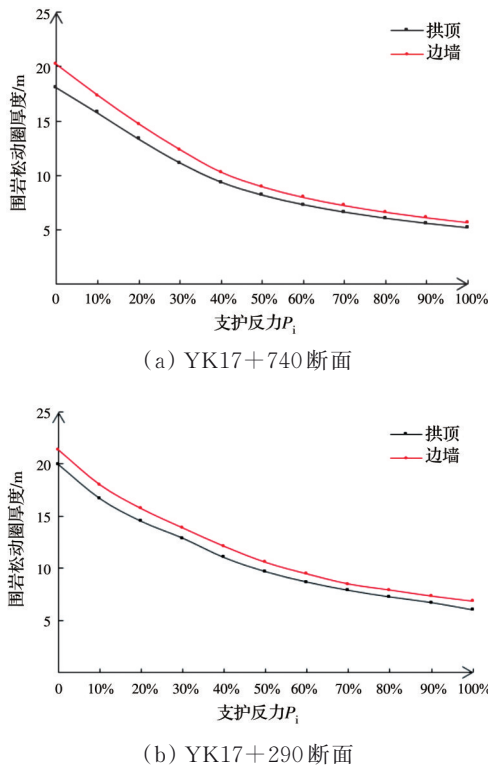


图 4 松动圈理论计算曲线

Fig. 4 Theoretical calculation curves of loose circle

边墙距轨道面 2 m 处,以及左、右拱部距轨道面 7 m 处。测孔与开挖面垂直,直径 80 mm,孔深 10 m,由内向外每 0.5 m 读取一次岩体纵波波速,测孔位置布设如图 5 所示。

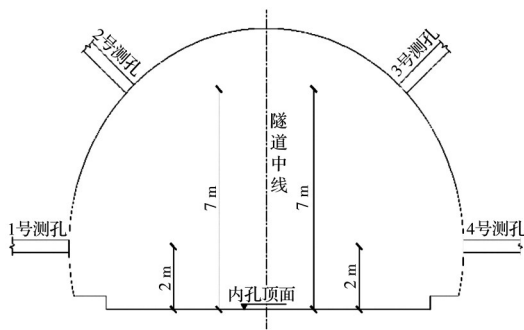


图 5 测孔布设简图

Fig. 5 Layout diagram of sampling hole

2.3.2 测试结果分析 在典型断面测得不同深度处岩体的纵波波速,绘制各测点的孔深-波速曲线,如图 6、图 7 所示。

在图 6 和图 7 中,以岩体纵波波速发生突变的位置作为松动圈边界,故 II 级软岩大变形 YK17+740 断面边墙(1#和 4#孔)松动圈范围为 7.0~7.5 m,拱顶(2#和 3#孔)松动圈范围为 6.5~7.0 m; III

级软岩大变形 YK17+290 断面边墙(1#和 4#孔)松动圈范围为 8.0~8.5 m,拱顶(2#和 3#孔)松动圈范围为 7.5~8.0 m,如表 6 所示。

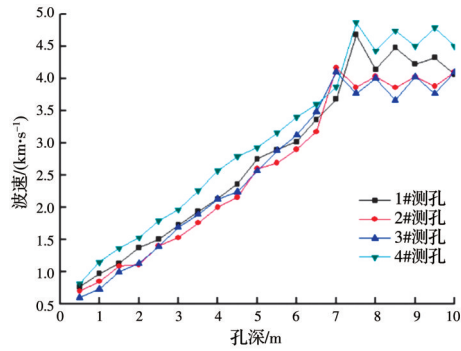


图 6 YK17+740 断面孔深-波速图

Fig. 6 Hole depth-wave velocity diagram of YK17+740 section

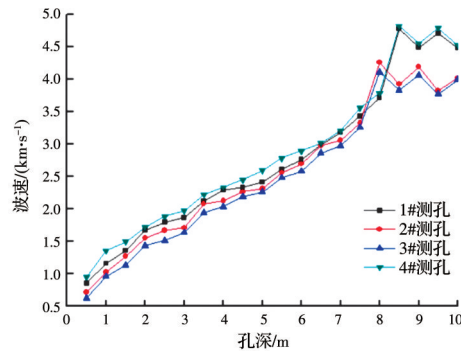


图 7 YK17+290 断面孔深-波速图

Fig. 7 Hole depth-wave velocity diagram of YK17+290 section

表 6 测试断面松动圈实测分布范围

Table 6 Measured distribution range of loose circle Of test section

断面里程	位置	孔号	松动圈实测值/m
YK17+740	拱顶	2#和 3#孔	6.5~7.0
	边墙	1#和 4#孔	7.0~7.5
YK17+290	拱顶	2#和 3#孔	7.5~8.0
	边墙	1#和 4#孔	8.0~8.5

由表 5、表 6 可见,在软岩大变形隧道施工中,应在隧道开挖后尽快施作初期支护,以控制围岩变形和松动圈的扩张,但实际施工中,初期支护施作时围岩应力已部分释放。就该工程而言,松动圈现场测试结果与支护反力取围岩压力的 70% 时的计算结果相符,说明谢家坡软岩大变形隧道初期支护施作时围岩应力已释放 30% 左右,II 级大变形松动圈厚度拱顶处为 6.5~7.0 m,边墙处为 7.0~7.5 m;

Ⅲ级大变形松动圈厚度拱顶处为7.5~8.0 m,边墙处为8.0~8.5 m,可以此为依据优化初期支护锚杆长度,控制围岩变形。

### 3 优化设计

由谢家坡隧道围岩松动圈的理论计算和现场测试结果可见,原设计中锚杆长度明显不足,未能达到预期的支护效果,应对其优化。

在实际工程中,锚杆长度应根据式(24)确定。

$$L = L_1 + L_2 + L_3 \quad (24)$$

式中: $L_1$ 为锚杆锚固长度,m; $L_2$ 为不稳定岩层的厚度,m; $L_3$ 为锚杆外露长度,m。

根据《岩土锚杆(索)技术规程》(CECS 22:2005),锚杆的锚固长度宜为300~500 mm;锚杆外露长度取决于钢筋网、托板及螺母的厚度,应取略小于喷射混凝土厚度的值;不稳定岩体的厚度取松动圈厚度值。由此可得基于松动圈理论的谢家坡隧道软岩大变形段锚杆长度优化结果,见表7。

表7 锚杆长度优化表

Table 7 Optimization of anchor length

大变形等级	位置	锚固长度 $L_1/m$	不稳定岩层厚度 $L_2/m$	外露长度 $L_3/m$	锚杆长度 $L/m$
Ⅱ	拱顶	0.3~0.5	6.5~7.0	0.2	8.00
	边墙		7.0~7.5		8.50
Ⅲ	拱顶	0.3~0.5	7.5~8.0	0.2	9.00
	边墙		8.0~8.5		9.50

对锚杆长度优化后的断面进行持续监控量测,结果表明,Ⅱ级软岩大变形段周边收敛最大值为236 mm,由Ⅱ级软岩大变形转变为Ⅰ级软岩大变形,Ⅲ级软岩大变形段周边收敛最大值为377 mm,由Ⅲ级软岩大变形转变为Ⅱ级软岩大变形,均远小于优化前的变形量,表明根据围岩松动圈的厚度优化锚杆长度可有效控制围岩变形。

### 4 结论

在统一强度理论的基础上,推导了适用于软岩大变形隧道的围岩松动圈半径计算公式,依托谢家坡隧道对软岩大变形Ⅱ级和Ⅲ级典型断面进行围岩松动圈理论计算和现场实测,通过分析软岩大变形隧道围岩松动圈的分布范围和规律,优化了初期支护锚杆长度,有效控制了围岩变形。主要研究结论如下:

1)采用统一强度准则,考虑中间主应力对围岩

应力状态的影响,推导得到适用于软岩大变形隧道的松动圈半径计算公式;且在软岩大变形隧道中,随着大变形级别的提高,支护阻力减小,松动圈厚度不断增大。

2)高地应力软岩地区初始地应力呈现为水平方向应力大于垂直方向,结合现场监测和理论计算可见,软岩大变形隧道松动圈厚度在横断面上的分布也呈现边墙大于拱顶,且在开挖后随着应力释放不断增大的规律,依据此特征对重点部位加强支护,并选取合理施作时机,可达到有效控制围岩变形的目的。

3)根据松动圈的厚度和分布规律,采用长锚杆支护技术对软岩大变形隧道支护结构进行优化能有效控制围岩变形,且经济性较好。

### 参考文献

- [1] 汪波,郭新新,何川,等.当前我国高地应力隧道支护技术特点及发展趋势浅析[J].现代隧道技术,2018,55(5):1-10.  
WANG B, GUO X X, HE C, et al. Analysis on the characteristics and development trends of the support technology of high ground stress tunnels in China [J]. Modern Tunnelling Technology, 2018, 55(5): 1-10. (in Chinese)
- [2] ANDRIANI G F. Comment on "Petrographic features influencing basic geotechnical parameters of carbonate soft rocks from Apulia (southern Italy)" [Eng. Geol. 233: 76-97][J]. Engineering Geology, 2021, 285: 106053.
- [3] GOODARZI S, HASSANPOUR J, YAGIZ S, et al. Predicting TBM performance in soft sedimentary rocks, case study of Zagros mountains water tunnel projects [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, 109: 103705.
- [4] 丁远振,谭忠盛,马栋.高地应力断层带软岩隧道变形特征与控制措施研究[J].土木工程学报,2017,50(Sup1):129-134.  
DING Y Z, TAN Z S, MA D. Study on large deformation characteristics and control measures of soft rock tunnel in fault zone with high geostress [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(Sup1): 129-134. (in Chinese)
- [5] KARAMI M, TOLOOYAN A. Investigating the elastoplasticity of an Australian soft rock based on laboratory test results [J]. Engineering Geology, 2020, 276: 105762.
- [6] 雷升祥,赵伟.软岩隧道大变形环向让压支护机制研究[J].岩土力学,2020,41(3):1039-1047.



- LEI S X, ZHAO W. Study on mechanism of circumferential yielding support for soft rock tunnel with large deformation [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, 41(3): 1039-1047. (in Chinese)
- [7] 吕彩忠. 基于 Mogi-Coulomb 强度准则的隧道围岩理想弹塑性解答[J]. *土木建筑与环境工程*, 2014, 36(6): 54-59.
- LYU C Z. Elastic-perfectly plastic solution of tunnel surrounding rocks using Mogi-Coulomb strength criterion [J]. *Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering*, 2014, 36(6):54-59.(in Chinese)
- [8] 张德华, 刘士海, 任少强. 基于围岩-支护特征理论的高地应力软岩隧道初期支护选型研究[J]. *土木工程学报*, 2015, 48(1): 139-148.
- ZHANG D H, LIU S H, REN S Q. Research on selection of preliminary support for tunnel in high ground-stress soft rock based on surrounding rock-support characteristic curve theory [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, 48(1): 139-148. (in Chinese)
- [9] KOVAČEVIĆ M S, BAČIĆ M, GAVIN K, et al. Assessment of long-term deformation of a tunnel in soft rock by utilizing particle swarm optimized neural network [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, 110: 103838.
- [10] LUNARDI P. The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils [J]. *Tunnels and Tunnelling International*, 2005, 5(1): 3-30.
- [11] 张民庆, 黄鸿健, 何志军, 等. 高地应力软岩隧道释放-约束平衡法控制变形技术[J]. *铁道工程学报*, 2013, 30(3): 50-57, 76.
- ZHANG M Q, HUANG H J, HE Z J, et al. Technology for control of deformation of high stress soft rock tunnel with release-constraint balancing method [J]. *Journal of Railway Engineering Society*, 2013, 30(3): 50-57, 76. (in Chinese)
- [12] 刘宇鹏, 夏才初, 吴福宝, 等. 高地应力软岩隧道长、短锚杆联合支护技术研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2020, 39(1): 105-114.
- LIU Y P, XIA C C, WU F B, et al. A combined support technology of long and short bolts of soft rock tunnels under high ground stresses [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2020, 39(1): 105-114. (in Chinese)
- [13] 徐栓强, 俞茂宏, 胡小荣. 基于双剪统一强度理论的地下圆形洞室稳定性的研究[J]. *煤炭学报*, 2003, 28(5): 522-526.
- XU S Q, YU M H, HU X R. The stability analysis of circular tunnel based the twin shear unified strength theory [J]. *Journal of China Coal Society*, 2003, 28(5): 522-526. (in Chinese)
- [14] 薛晓辉, 张军, 宿钟鸣, 等. 高地应力软岩隧道大变形失稳机理及支护对策研究[J]. *公路*, 2015, 60(3): 223-228.
- XUE X H, ZHANG J, SU Z M, et al. Instability mechanism and supporting measure for highway tunnel with high ground stress and soft surrounding rock [J]. *Highway*, 2015, 60(3): 223-228. (in Chinese)
- [15] 李国良, 刘志春, 朱永全. 兰渝铁路高地应力软岩隧道挤压大变形规律及分级标准研究[J]. *现代隧道技术*, 2015, 52(1): 62-68.
- LI G L, LIU Z C, ZHU Y Q. On the large squeezing deformation law and classification criteria for the Lanzhou-Chongqing railway tunnels in soft and high geostress rocks [J]. *Modern Tunnelling Technology*, 2015, 52(1): 62-68. (in Chinese)
- [16] 杨木高. 木寨岭隧道大变形控制技术[J]. *现代隧道技术*, 2019, 56(2): 175-181.
- YANG M G. Large deformation control techniques for the muzhailing tunnel [J]. *Modern Tunnelling Technology*, 2019, 56(2): 175-181. (in Chinese)
- [17] 孟尧尧. 高地应力深埋隧道围岩力学特性及稳定性研究[D]. 西安: 西安工业大学, 2019.
- MENG Y Y. Study on mechanical characteristics and stability of surrounding rock in deep buried tunnel with high geostress [D]. Xi'an: Xi'an Technological University, 2019. (in Chinese)
- [18] SINGH M, SINGH B, CHOUDHARI J. Critical strain and squeezing of rock mass in tunnels [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2007, 22(3): 343-350.
- [19] MEZGER F, ANAGNOSTOU G, ZIEGLER H J. The excavation-induced convergences in the Sedrun section of the Gotthard Base Tunnel [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2013, 38: 447-463.