

深埋隧道底板锚杆支护关键参数研究 ——以松山隧道为例

冯劭博¹, 肖克霖², 于远祥³, 解智勋³

(1. 中交一公局第五工程有限公司, 北京 100000; 2. 中交一公局集团有限公司, 北京 100024;
3. 西安科技大学 建筑与土木工程学院, 陕西 西安 710054)

摘要: 隧道开挖后, 侧墙上方将出现应力集中现象。为解决深埋隧道底板变形难以支护的工程问题, 本文以松山深埋隧道为工程背景, 借助极限平衡理论分析了隧道侧墙岩体的极限平衡宽度及其底板极限承载力。结果表明: 当底板极限承载力小于隧道侧墙峰值集中应力时, 隧道底板将出现剪切滑动。基于滑移线场模型讨论了侧墙集中压力作用下底板岩体的最大破坏深度及其位置。在此基础上, 研究了松山隧道底板及墙角锚杆支护的关键参数, 取得了良好的支护效果, 研究成果具有一定的理论意义和工程应用价值。

关键词: 深埋隧道; 集中应力; 底板极限承载力; 极限平衡理论; 滑移线场模型; 锚杆支护

中图分类号: TU322⁺

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2021)05-0659-06

Research on the key parameters of floor anchor support for deep tunnel: Taking Songshan tunnel as an example

FENG Shaobo¹, XIAO Kelin², YU Yuanxiang³, XIE Zhixun³

(1. China Communications First Public Bureau Fifth Engineering Co., Ltd., Beijing 100000, China ;

2. China Communications First Public Bureau Group Co., Ltd., Beijing 100024, China ;

3. School of Architecture & Civil Engineering, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China)

Abstract: Stress concentration will occur above the side wall after tunnel excavation. In order to solve the engineering problem that the floor anchor is difficult to support due to the deformation of the deep-buried tunnel floor, this paper, taking Songshan deep-buried tunnel as the engineering background, analyzes the ultimate equilibrium width of tunnel side wall rock mass and the ultimate bearing capacity of its floor by means of the limit equilibrium theory. The results show that when the ultimate bearing capacity of the floor is less than the peak concentrated stress of tunnel side wall, the shear sliding of the tunnel floor will occur. Based on the slip line field model, the maximum failure depth and location of the floor rock mass under the concentrated pressure of the side wall are discussed. On this basis, the key parameters of Songshan Tunnel floor and corner anchor support are studied, and good support effect is achieved. The research results have certain theoretical significance and engineering application value.

Key words: deep tunnel; concentrated stress; ultimate bearing capacity of floor; limit equilibrium theory; slip line field model; anchor support

随着我国公路交通事业的快速发展, 一大批长大深埋隧道工程陆续开建, 隧道施工普遍面临高地压、高孔隙水压及高地温现象的复杂工程地质环境^[1], 极易出现底板隆起现象, 严重影响正常施工和日后的行车安全。因此, 如何合理确定隧道施工期间底板的支护方案及其参数成为有效控

制底板变形的关键环节, 大量专家也对隧道底板灾害进行了长期深入的研究。郑成果^[2]提出隧道底鼓的防治包括预防和治理两方面, 锚杆支护作为一种行之有效的隧道底鼓防治措施已被广泛应用于隧道等地下工程。贺建清等^[3]运用弹性力学理论研究了桃树垭隧道底板的极限承载力及其塑性区

发展区域,确定了底板锚杆的理论长度.田田等^[4]确定了临海浅埋富水明挖隧道底板的合理支护参数.周栋梁等^[5]以湘西某高速公路岩溶区分岔隧道为例,建立了不同破坏模式下岩溶区隧道底板的安全厚度预测公式.李晓俊^[6]讨论了恒山隧道运营期间针对底板病害的换拱和注浆加固治理技术.腾俊洋等^[7]通过数值模拟探讨了层状炭质页岩隧道的底鼓机理.程刚等^[8]分析了金鸡峡岩溶隧道底板突水的处置措施.杨成永等^[9]研究了地铁隧道底板结构隆起导致的轨道变形规律.

上述研究成果对正确认识特长深埋隧道底板破坏规律具有很好的借鉴意义.通常,隧道开挖后,围岩应力将发生重新分布,并在侧墙上方出现应力集中现象,在分析隧道底板变形及其支护参数时集中应力对的影响是不可忽视的.但现有关于隧道底板变形的研究并未考虑隧道侧墙上方集中应力的影响,隧道底板支护参数的设计具有很大的随意性和盲目性.本文在总结前人研究的基础上,通过建立松山右线隧道侧墙在集中应力作用下的受力模型,计算侧墙的极限平衡区;基于隧道底板的滑移线力学模型,确定底板的最大破坏深度及其位置,进而合理设计底板的初期锚杆支护参数.

1 工程概况

松山右线特长隧道(北京段)是延崇高速第9合同段的全线重点控制性工程.该隧道长4 700 m,最大埋深超过900 m.在里程K31+560~YK31+620III类段,隧道平均埋深为400 m,开挖断面如图1所示.该段隧道的地层岩性主要为燕山期兰角沟中粒似斑状二长花岗岩且细粒角闪花岗岩和兰角沟中粒似斑状二长花岗岩侵入接触.隧道地层断裂构造发育且为富水断层,断裂部位岩体比较破碎.该段隧道开挖初期,由于原初期在支护设计中忽略了对隧道底板进行锚杆加固,底板岩体在侧墙上方集中压力和衬砌结构压模效应的综合作用下向隧道内空发生挤压流动,其底鼓量达250~340 mm,如图1所示.

如何有效控制隧道开挖后底板隆起变形是本段隧道施工的重点和难点.从松山隧道底鼓机理来看,施工现场地下水的水理作用加剧了底鼓的发生和发展,但底板岩体在隧道侧墙集中压力作用下的挤压流动才是底鼓形成的最本质原因,必须采取合理的锚杆支护措施才能有效控制该段隧道底鼓的发生.

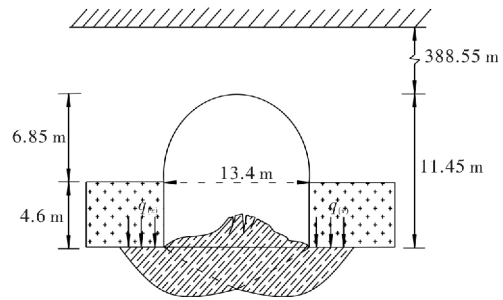


图1 松山右线隧道开挖断面示意图

Fig. 1 Schematic diagram of the excavation section of Songshan Right Line Tunnel

2 隧道侧墙及底板受力变形理论分析

2.1 隧道侧墙岩体变形受力分析

隧道开挖之前,岩层处于三维应力平衡状态.隧道开挖后,破坏了围岩原有的应力平衡状态,引起围岩应力重新分布,隧道周边围岩在径向卸载,而在切向侧墙上方形成应力集中区^[10-11].侧墙岩体在其上方集中应力的作用下发生弹塑性变形,形成如图2所示的极限平衡区和弹性区.

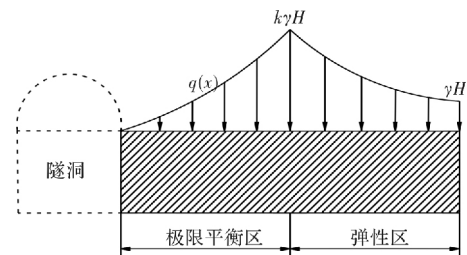


图2 侧墙集中压力计算模型

Fig. 2 Calculation model of concentrated pressure on side wall

由文献[12]可知,忽略侧墙岩体的体积力,极限平衡区内侧墙岩体与顶板之间界面上应力的基本方程为

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \\ \tau_{xy} = -(\sigma_y \tan \varphi_0 + c_0) \end{cases} \quad (1)$$

由式(1)可得

$$-\frac{\partial \sigma_y}{\partial x} \tan \varphi_0 + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0$$

解之得

$$\sigma_y = \left(\frac{c_0}{\tan \varphi_0} + \frac{p_x}{\lambda} \right) e^{\frac{2 \tan \varphi_0}{\lambda} x} - \frac{c_0}{\tan \varphi_0} \quad (2)$$

式中: p_i 为侧墙支护阻力; h 为侧墙高度; λ 为侧压力系数; c_0 为粘聚力; φ_0 为摩擦角.

由图1可知侧墙岩体弹性界面 $x = x_0$ 处,有

$$\sigma_y = k \gamma H \quad (3)$$

联立式(2)和(3)得

$$\left(\frac{c_0}{tg\varphi_0} + \frac{p_x}{\lambda}\right)e^{\frac{2tg\varphi_0}{h\lambda}x_0} - \frac{c_0}{tg\varphi_0} = k\gamma H,$$

进而可得侧墙岩体极限平衡区宽度为

$$x_0 = \frac{h\lambda}{2tg\varphi_0} \ln \left[\frac{k\gamma H + \frac{c_0}{tg\varphi_0}}{\frac{c_0}{tg\varphi_0} + \frac{p_i}{\lambda}} \right] \quad (4)$$

2.2 隧道底板变形受力及稳定性分析

2.2.1 隧道底板力学模型的建立

侧墙岩体将垂直集中荷载传递给隧道底板,当底板岩体应力状态达到或超过其屈服条件时,底板岩体将产生如图3所示的剪切滑动。

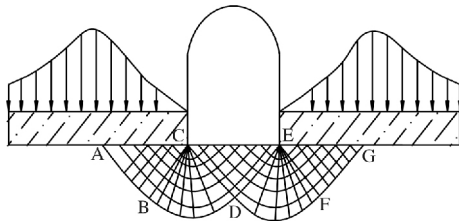


图3 隧道底板塑性破坏带分区

Fig.3 The plastic failure zoning of the tunnel floor

当ABC和EFG区的岩体在垂直方向上受压缩而碎胀变形后,在水平方向上必然会挤压BCD和DEF的岩体,进而导致CDE区的岩体将向隧道空间内隆起而形成底鼓。

2.2.2 底板破坏最大深度及其位置分析

由于对称性,选取图3的右半部分进行分析。建立底板力学模型如图4所示,其中EFG区和CED区的滑移线均为两组直线,而过渡区DHF的滑移线一组为对数螺线,另一组为以E为起点的放射线。

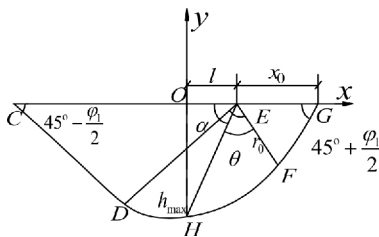


图4 隧道底板破坏深度计算模型

Fig.4 The mechanical calculation model of the tunnel floor failure depth

设底板岩体的内摩擦角为 φ_1 ,对数螺线方程为

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi_1}$$

视 $\triangle EFG$ 为等腰三角形,其底 EG 即为侧墙岩体平衡区宽度 x_0 ,由三角关系可得

$$EF = r_0 = \frac{x_0}{2} \sec \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) \quad (5)$$

同理,在 $\triangle OEH$ 中,有

$$h = r \sin \alpha \quad (6)$$

对于 $\triangle CEH$ 仍可简化为等腰三角形,其中,

$$\angle ECH = \angle CHE = 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2},$$

而在 $\triangle EFG$ 中,

$$\angle FEG = \angle EGF = 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2},$$

由此得到

$$\angle HEF = 180^\circ - \angle CEH - \angle GEF = 90^\circ.$$

进而有

$$\alpha + \theta = \angle CEH + \frac{\pi}{2},$$

所以

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) - \theta \quad (7)$$

将式(7)代入式(5)即可得到

$$h = r_0 e^{\theta \tan \varphi_1} \cos \left(\theta + \frac{\varphi_1}{2} - \frac{\pi}{4} \right) \quad (8)$$

由 $dh/d\theta = 0$,即可得底板最大破坏深度 h_{\max} 。

$$\text{而 } \frac{dh}{d\theta} = r_0 \tan \varphi_1 e^{\theta \tan \varphi_1} \cos \left(\theta + \frac{\varphi_1}{2} - \frac{\pi}{4} \right) -$$

$$r_0 e^{\theta \tan \varphi_1} \sin \left(\theta + \frac{\varphi_1}{2} - \frac{\pi}{4} \right) = 0$$

即有

$$\tan \varphi_0 = \tan \left(\theta + \frac{\varphi_1}{2} - \frac{\pi}{4} \right)$$

从而得到

$$\theta = \frac{\varphi_1}{2} + \frac{\pi}{4} \quad (9)$$

将式(5)和式(9)代入式(8)得隧道底板最大破坏深度为

$$h_{\max} = \frac{x_0 \cos \varphi_1}{2 \cos(\pi/4 + \varphi_1/2)} e^{(\pi/4 + \varphi_1/2) \tan \varphi_1} \quad (10)$$

在此基础上,由 $\triangle OED$ 可得最大破坏深度距侧墙表面的水平距离:

$$l = OE = h_{\max} \tan \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \quad (11)$$

将式(7)和式(9)代入式(11)可得

$$l = h_{\max} \tan \varphi_1 \quad (12)$$

2.2.3 隧道底板稳定性分析

由文献[13]可知,底板保持不发生底鼓的极限承载力为

$$q = c_1 \cot \varphi_1 \left[\frac{1 + \sin \varphi_1}{1 - \sin \varphi_1} \exp(\pi \cos 2\mu) - 1 \right] \quad (13)$$

式中, $\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ 。

当松动围岩由两帮传递到底板的峰值应力大于底板极限承载力,底板将发生塑性流动,此时有

$$\Delta q = k\gamma H - q \geq 0 \quad (14)$$

当隧道底板在侧墙峰值集中应力达到或超过底板岩体的极限强度时,底板将发生剪切滑动,由式(13)和(14)可得

$$k\gamma H \geq c_1 \cos \varphi_1 \left[\frac{1 + \sin \varphi_1}{1 - \sin \varphi_1} \exp(\pi \cos 2\mu_1) - 1 \right] \quad (15)$$

3 深埋隧道底板变形锚杆支护机理

3.1 有效阻止底板岩体剪切滑移

为阻止底板岩体的剪切滑动,通常需要在隧道底板及其两侧的墙角布设锚杆。基于隧道底板挤压变形破坏的力学机理,建立底板锚杆支护系统如图5所示。

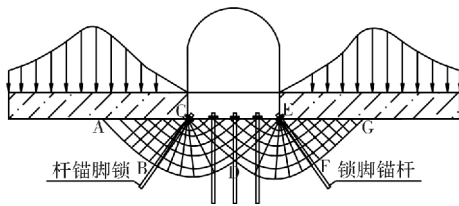


图5 底板锚杆系统布置示意图

Fig. 5 Schematic diagram of floor anchor system layout

隧道开挖后,侧墙在集中压力作用下,底板两墙角部位首先进入塑性状态,当底板岩体产生剪切滑移后,底板中间部位将向上隆起,同时隧道侧墙也随之下沉,进而影响到隧道拱部的稳定性。如果在两侧墙角部位施加锁脚锚杆,当杆体抗弯强度足够支撑底板岩体的剪切作用时,锁脚锚杆将抑制底板岩体的剪切滑动及隆起变形并阻止侧墙岩体的下沉,此时有^[14-15]

$$p_d = c \cot \varphi \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \cot 2\theta) - 1 \right] \quad (16)$$

$$q_c = (c \cot \varphi + p_s) c_1 D \quad (17)$$

式中: p_d 为无支护时底板的极限承载力; q_c 为杆体阻力; c 为底板围岩黏聚力; D 为锚杆直径; φ 为围岩内摩擦角; c_1 为与 φ 成正相关的阻力系数。

可以看出,当底板岩体施加锚杆后,其黏聚力 c 和内摩擦角 φ 均将有所增加,此时底板岩体的极限承载力也将得以提高。

3.2 有效削弱底板岩体挤压应力

将隧道侧墙挤压应力沿杆体轴向和垂直于杆体轴向进行分解,如图6所示。前者对锚杆产生拉应力,将部分挤压应力传递到底板深部;后者对锚杆产生弯剪作用,使锚杆绕底板基角旋转。在锚杆阻力作用下,降低锚杆上部岩体对下部岩体的挤压作用。

由图6可知

$$p_{z1} = p_z \cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2} p_z \quad (18)$$

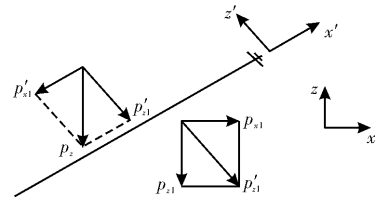


图6 底角锚杆分力效应示意图

Fig. 6 Schematic diagram of force component effect of bottom angle anchor

式中: p_z 为挤压应力; p_{z1} 为锚杆轴线方向和垂直于锚杆轴线方向分解的力。

可以看出,当 $\alpha = 45^\circ$ 时, p_{z1} 值最小,锚杆支护效果最好。

隧道底板支护所用锚杆通常需穿过底板塑性区并锚入稳定岩层,当隧道底板中间部位的岩体向上隆起时必将对锚杆产生一个向上的拉拔力,而锚杆锚固段的周围岩体则对杆体产生向下的抗拔力,如图7所示^[3]。

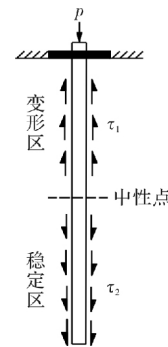


图7 底板锚杆受力模型

Fig. 7 Stress model of floor anchor

可以看出,底板锚杆的预紧力为向上拉拔力与向下拉拔力的差值,其大小为

$$p = \Delta q \times a \times b \quad (19)$$

式中: a 和 b 分别为底板锚杆的间距距。

3.3 底板锚杆选型分析

基于上述理论分析,为充分发挥底板锚杆对底鼓的控制作用,锚杆材料应尽量选用具有良好抗弯和抗剪性能的材质。此外,由式(15)和(16)也可看出,通过增加锚杆直径来提高锚杆强度,进而增加底板岩体剪切滑移所克服的杆体阻力,以增加底板岩体的稳定性。

4 松山隧道底板变形破坏力学分析

为验证上述理论在工程上的合理性,本文以松山右线隧道里程 K31+560~YK31+620III 类围岩段为工程实例,利用上述理论公式分析计算隧道两侧墙角及底板的锚杆关键参数。

4.1 松山隧道底板稳定性分析

经现场实测和试验可知,松山右线隧道里程K31+560~YK31+620III段底板岩体的力学参数如表1所示.隧道侧墙岩体力学参数如表2所示.

表1 隧道底板岩体力学参数

参数	H/m	c_1/MPa	$\varphi_1/(\circ)$	k	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$
取值	400	1.8	22	1.5	25

表2 隧道侧墙岩体力学参数

参数	H/m	c_0/MPa	$\varphi_0/(\circ)$	k	λ	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$
取值	400	2.0	18	1.2	0.6	25

由公式(13)可知,底板保持不发生底鼓的极限承载力为

$$q = 1.8 \times \cos 22^\circ \left[\frac{1 + \sin 22^\circ}{1 - \sin 22^\circ} \exp(\pi \times \cot 68^\circ) - 1 \right] = 10.21 \text{ MPa} \quad (20)$$

而松山隧道侧墙峰值集中应力大小为

$$k\gamma H = 1.2 \times 25 \times 400 = 12 \text{ MPa} \quad (21)$$

由(20)和(21)的计算结果可知,隧道底板将在侧墙上方集中应力的作用下发生剪切滑动,需对底板进行支护.

4.2 隧道底板最大破坏深度及其位置分析

将隧道侧墙设计高度 $h = 4.6 \text{ m}$ 及表2中相关数据代入式(4)可得隧道侧墙的极限平衡区宽度为

$$x_0 = \frac{1.8 \times 0.6}{2 \tan 18^\circ} \ln \left[\frac{1.2 \times 25 \times 400 + \frac{2.0 \times 10^3}{\tan 18^\circ}}{\frac{2.0 \times 10^3}{\tan 18^\circ}} \right] = 1.80 \text{ m} \quad (22)$$

将式(22)及表1的相关数据代入式(10)得隧道底板的最大破坏深度为

$$h_{\max} = \frac{1.8 \times \cos 22^\circ}{2 \cos(45^\circ + 11^\circ)} e^{(\pi/4 + 11^\circ) \tan 22^\circ} = 2.21 \text{ m} \quad (22)$$

将式(22)代入式(10)得最大破坏深度距隧道侧墙壁的距离为

$$l = 2.21 \times \tan 18^\circ = 0.72 \text{ m} \quad (24)$$

5 松山隧道底板锚杆支护参数设计

5.1 隧道底板锚杆参数设计

5.1.1 隧道底板锚杆长度计算

考虑到理论计算和工程实际的误差,底板锚杆统一按最大破坏深度进行设计.当锚杆外露长度 $l_1 = 0.15 \text{ m}$,锚入底板稳定岩层的长度 $l_3 = 0.3 \text{ m}$,考虑安全系数 $K = 1.2$,则初期支护中底板锚杆长度为

$$L_1 = K \times (l_1 + l_2 + l_3) = 1.2 \times (0.15 + 2.21 + 0.3) = 3.2 \text{ m}$$

为便于施工,施工中底板锚杆可按 3.5 m 进行设计,其间排距根据工程实际设计均为 600 mm ,必要时可对隧道底板进行锚注联合支护.

5.1.2 隧道底板锚杆预紧力设计

由式(13)、(19)及(20)可得

$$\Delta q = 12 - 10.21 = 1.79 \text{ MPa} \quad (25)$$

取锚杆托盘尺寸为 $80 \text{ mm} \times 80 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$,由式(15)及(24)可得底板锚杆的预紧力大小为

$$p_1 = 1.79 \times 10^3 \times 0.08 \times 0.08 = 11.456 \text{ kN}$$

5.2 底板锁脚锚杆参数设计

5.2.1 底板锁脚锚杆长度设计

由图4中可知,当锁脚锚杆的绕流阻力大于或等于隧道底板承载能力与侧墙集中压力的差值时,底板将处于稳定状态.由式(5)可得墙角锚杆有效长度为

$$l_2 = EF = \frac{1.8}{2} \sec \left(\frac{\pi}{4} + \frac{22^\circ}{2} \right) = 1.61 \text{ m}$$

当锚杆外露长度 $l_1 = 0.15 \text{ m}$,锚入底板稳定岩层的长度 $l_3 = 0.3 \text{ m}$,则隧道墙角锁脚锚杆的长度为

$$L_2 = K \times (l_1 + l_2 + l_3) = 1.2 \times (0.15 + 1.61 + 0.3) = 2.47 \text{ m}$$

为便于施工,施工中底板锁脚锚杆可按 3 m 进行设计.

5.2.2 底板锁脚锚杆预紧力设计

仍取锚杆托盘尺寸为 $80 \text{ mm} \times 80 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$,则底板锁脚锚杆预紧力为

$$p_2 = 1.79 \times 0.08 \times 0.08 \times \sec \left(\frac{\pi}{4} + \frac{18^\circ}{2} \right) = 20.49 \text{ kN}$$

基于上述理论计算结果,对松山隧道右线隧道里程K31+560~YK31+620III段底板岩体进行锚杆支护,如图6所示.

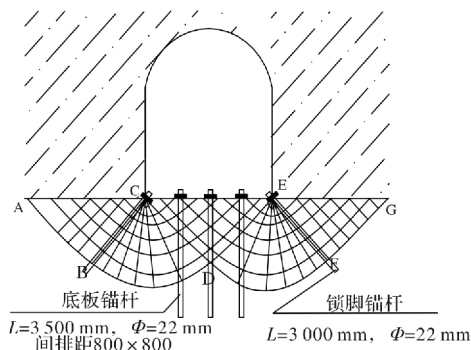


图8 松山隧道底板锚杆系统布置

Fig. 8 Layout of floor anchor system of Songshan Tunnel

采用上述方案对隧道底板采用锚杆支护后,底板变形在 40 d 后趋于稳定,如图9所示.松山

隧道底板控制效果良好,为该隧道安全快速施工提供了有利条件。

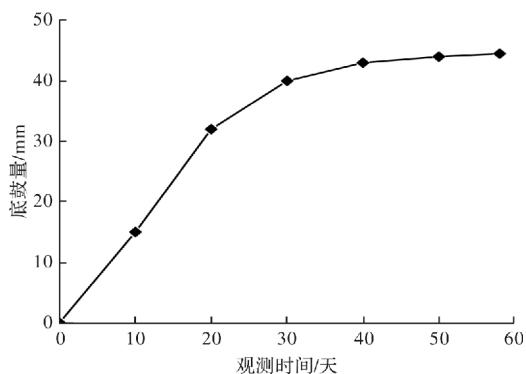


图9 隧道底鼓监测

Fig. 9 Tunnel bottom heave monitoring

6 结 论

(1)隧道开挖初期,由于围岩应力发生重新分布,隧道侧墙在上方集中应力的作用下将发生弹性变形并形成一定宽度的极限平衡区;

(2)当隧道侧墙上方的集中荷载超过底板的极限承载力时将出现剪切滑动,底板的最大破坏深度取决于侧墙岩体的极限平衡区宽度及底板岩体的内摩擦角;

(3)基于隧道侧墙的极限平衡区和底板滑移线场理论分析计算了松山隧道底板初期支护锚杆的长度、预紧力及间排距等关键参数,结果表明本文确定锚杆支护参数具有一定的科学性和合理性。

参考文献 References

- [1] 于远祥,牟志杰,白永彪.挤压流动性隧道底鼓机理及控制技术[J].中国公路学报,2012,25(5):105-112.
YU Yuanxiang, MOU Zhijie, BAI Yongbiao. Mechanism and control technology of squeeze flow tunnel bottom heave [J]. China Journal of Highway and Transport, 2012, 25(5):105-112.
- [2] 郑成果.桃树垭软弱围岩隧道底鼓机理及控制技术研究[D].重庆:重庆大学,2009.
ZHENG Guocheng. Study on the tunnel floor heave mechanism and control technology of soft-weak surrounding rock in Taoshuya tunnel [D]. Chongqing : Chongqing University, 2009.
- [3] 贺建清,李和志,赵永清,等.底鼓隧道的底板支护锚杆长度确定方法[J].自然灾害学报,2012,21(6):214-220.
HE Jianqing, LI Hezhi, ZHAO Yongqing, et al. The method of determining the length of the anchor bolts of the bottom drum tunnel [J]. Journal of Natural Disasters, 2012, 21(6):214-220.
- [4] 田田,陈卫忠,于建新,等.临海浅埋富水明挖隧道底板合理支护参数研究[J].岩土力学,2013,34(S2):368-374,392.
TIAN Tian, CHEN Weizhong, YU Jianxin, et al. Research on the reasonable support parameters of the slab of the Linhai shallow-buried and water-rich open-cut tunnel [J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S2):368-374,392.
- [5] 周栋梁,邹金锋.岩溶区分岔隧道底板的安全厚度[J].中南大学学报(自然科学版),2015,46(5):1886-1892.
ZHOU Dongliang, ZOU Jinfeng. The safe thickness of the slab of the fork tunnel in the karst zone [J]. Journal of Central South University (Natural Science Edition), 2015, 46(5):1886-1892.
- [6] 李晓俊.恒山隧道运营期隧道底板病害治理技术研究[J].地下空间与工程学报,2017,13(S1):465-470.
LI Xiaojun. Research on treatment technology of tunnel floor defects during operation period of hengshan tunnel [J]. Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(S1):465-470.
- [7] 腾俊洋,唐建新.层状炭质页岩隧道底鼓机理分析[J].铁道科学与工程学报,2017,14(1):110-116.
TENG Junyang, TANG Jianxin. Analysis on the mechanism of bed heave of layered carbon shale tunnel [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2017, 14(1):110-116.
- [8] 程刚,邓承波.金鸡峡隧道底板突水处治探讨[J].西部探矿工程,2019,31(7):175-177, 179.
CHENG Gang, DENG Chengbo. Discussion on treatment of water inrush from floor of jinixia tunnel [J]. Western Exploration Engineering, 2019, 31(7):175-177, 179.
- [9] 杨成永,程霖,李延川,等.隧道结构隆起引起的轨道结构变形与脱空[J].铁道工程学报,2019,36(3):19-25,77.
YANG Chengyong, CHENG Lin, LI Yanchuan, et al. Track structure deformation and void caused by tunnel structure uplift [J]. Journal of Railway Engineering, 2019, 36(3):19-25,77.
- [10] 孙广中,黄运飞.大型地下洞室稳定性维护的弱化原理及技术[R].北京:中国科学院地质所,1988.
SUN Guangzhong, HUANG Yunfei. Weakening principle and technology of stability maintenance of large underground caverns [R]. Beijing: Institute of geology, Chinese Academy of Sciences, 1988.
- [11] 闫鑫.高地应力软岩隧道超前应力释放变形控制机理及技术研究[D].北京:中国铁道科学研究院,2012.
YAN Xin. Study on mechanism and technology of advanced stress release deformation control of high stress soft rock tunnel [D]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2012.

(下转第 681 页)

- 报, 2019, 15(6): 1667-1673.
- WANG Yonghong, LIU Junwei, ZHANG Mingyi, et al. Study on direct shear test device for constant stiffness of large scale soil-structure interaction[J]. Journal of Underground Space and Engineering, 2019, 15(6): 1667-1673.
- [11] 高俊合, 于海学, 赵维炳. 土与混凝土接触面特性的大型单剪试验研究及数值模拟[J]. 土木工程学报, 2000(4): 42-46.
- GAO Junhe, YU Haixue, ZHAO Weibing. Characteristics study of interface between soil and concrete by using large size single shear apparatus and numerical analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(4): 42-46.
- [12] 杨有莲, 朱俊高, 余挺, 等. 土与结构接触面力学特性环剪试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(11): 3256-3260.
- YANG Youlian, ZHU Jungao, YU Ting, et al. Experimental study of mechanical behaviour of soil-structure interface by ring shear test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(11): 3256-3260.
- [13] 朱俊高, SHAKIR R R., 杨有莲, 等. 土-混凝土接触面特性环剪单剪试验比较研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 692-696.
- ZHU Jungao, SHAKIR R R., YANG Youlian, et al. Comparison of behaviors of clay-concrete interface from ring-shear and simple shear tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 692-696.
- [14] 郭俊杰, 刘帅君, 陈锦剑, 等. 桩土接触面三轴模拟试验设备研究与应用[J]. 上海交通大学学报, 2014, 48(11): 1523-1527, 1535.
- WU Junjie, LIU Shuaijun, CHEN Jinjian, et al. Development and application of a triaxial model test system for pile-soil interface[J]. Journal of Shanghai Jiao-Tong University, 2014, 48(11): 1523 - 1527, 1535.
- [15] 李永波, 张鸿儒, 全克江. 冻土-桩动力相互作用模型试验系统研制[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 774-780.
- LI Yongbo, ZHANG Hongru, QUAN Kejiang. Development of model test system for dynamic frozen soil-pile interaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4): 774 - 780.
- [16] 寇海磊, 俞峰, 张明义. 静压敞口预应力高强混凝土管桩界面剪切性状试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(5): 167-173.
- KOU Hailei, YU Feng, ZHANG Mingyi. Experimental study on interface shear behavior of static open prestressed high strength concrete pipe pile[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(5): 167-173.
- [17] 寇海磊, 李旺, 杨丹良, 等. 基于不同贯入速率砂土地基中静压敞口混凝土管桩试验研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(7): 140-145.
- KOU Hailei, LI Wang, YANG Danliang, et al. Experimental study on static pressure open concrete pipe pile in sandy soil foundation based on different penetration rates[J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(7): 140-145.

(编辑 沈 波)

(上接第 664 页)

- [12] 侯朝炯, 马念杰. 煤层巷道两帮煤体应力和极限平衡区的探讨[J]. 煤炭学报, 1989(4): 21-29.
- HOU Chaojiong, MA Nianjie. Discussion on the stress and limit equilibrium zone of the two sides of coal seam roadway[J]. Journal of China Coal Society, 1989(4): 21-29.
- [13] 尤春安, 宋振骐. 抗滑桩控制巷道底鼓的理论与实践[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增刊): 2221-2224.
- YOU Chun'an, SONG Zhengqi. Theory and application of floor heave control in roadways with anti-slide piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(S): 2221-2224.
- [14] 杨军, 石海洋, 齐干. 巷道底角锚杆控制底鼓机理及选型试验[J]. 采矿与安全工程学报, 2016, 33(4): 643-648.
- YANG Jun, SHI Haiyang, QI Gan. Research on mechanism for floor heave control in the roadway by base-angel-bolt and its type selection test[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2016, 33(4): 643-648.
- [15] 赵均海, 马淑芳, 魏雪英, 等. 基于统一滑移线场理论的边坡稳定分析[J]. 长安大学学报(建筑与环境科学版), 2003, 20(4): 1-4.
- ZHAO Junhai, MA Shufang, WEI Xueying, et al. Stability analysis of slope based on unified slip line field[J]. Journal of Chang'an University (Architecture and Environment Science Edition), 2003, 20(4): 1-4.

(编辑 沈 波)