

DOI: 10.19951/j.cnki.1672-9331.20231106001

文章编号: 1672-9331(2024)04-0115-16

引用格式: 李世鑫, 翁效林, 叶珊杉, 等. 缓倾软岩隧道底部结构劣化因素及影响机制分析[J]. 长沙理工大学学报(自然科学版), 2024, 21(4): 115-130.

Citation: LI Shixin, WENG Xiaolin, YE Shanshan, et al. Analysis of structural degradation factors and influencing mechanism of gently inclined soft rock tunnel bottom [J]. J Changsha Univ Sci Tech (Nat Sci), 2024, 21(4): 115-130.

缓倾软岩隧道底部结构劣化因素及影响机制分析

李世鑫^{1,2}, 翁效林^{1,2}, 叶珊杉^{1,2}, 沈凤琳^{1,2}

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 长安大学 特殊地区公路工程教育部重点实验室, 陕西 西安 710064)

摘要:【目的】探明缓倾软岩隧道底部结构劣化的影响因素及影响机制, 研究在不同围岩强度、岩层产状、地应力作用下的缓倾软岩隧道底部变形及塑性区发展趋势。【方法】基于 Hoek-Brown 强度准则和遍布节理本构模型确定数值模拟的力学参数并构建开挖模型, 通过改变 Hoek-Brown 参数、岩层产状、地应力状态分析隧道的变形规律。【结果】深埋缓倾软岩隧道拱底两侧具有明显非对称变形, 随着 Hoek-Brown 参数和围岩强度的提高, 隧道拱底隆起量不断降低, 且拱底两侧的非对称变形有所减弱并趋向于对称变形。当围岩强度较低时, 围岩混合剪切型塑性区主要分布在拱底, 基体剪切破坏主要分布在边墙, 且剪切破坏范围随围岩强度的提高呈不断减小趋势。在倾角为 0° ~ 30° 条件下, 随着岩层倾角的增大, 隧道底部隆起呈不断减小趋势, 且拱底塑性区分布深度逐渐减小。随着岩层倾向角增大, 隧道底部非对称变形和变形量增加, 且拱底混合剪切型塑性破坏区不断向深处延伸。随着侧压力系数和隧道埋深的增大, 隧道仰拱处的变形量和变形速率比其他位置的大, 且埋深的改变主要影响围岩塑性区体积和分布深度, 而侧压力系数的改变还影响塑性区的分布形态。【结论】缓倾软岩隧道的变形发展趋势和塑性区破坏模式均与岩层产状有关, 缓倾角条件下的拱底变形较大, 且围岩节理剪切破坏主要发生在岩层倾斜方向上。该研究结果可为类似工程在施工过程中确定不利变形位置及优化支护方案提供参考。

关键词: 隧道变形; 数值模拟; 隧道埋深; 岩层产状; Hoek-Brown 强度准则

中图分类号: TU43

文献标志码: A

Analysis of structural degradation factors and influencing mechanism of gently inclined soft rock tunnel bottom

LI Shixin^{1,2}, WENG Xiaolin^{1,2}, YE Shanshan^{1,2}, SHEN Fenglin^{1,2}

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. Key Laboratory for Special Area Highway Engineering of Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

Abstract: [Purposes] The study aims to investigate the structural degradation factors and influencing mechanism of gently inclined soft rock tunnel bottom and explore the deformation and plastic zone development trends of gently inclined soft rock tunnel bottom under varying surrounding rock strength, attitude of rock formation, and ground stress conditions. [Methods] The mechanical parameters for numerical simulation were determined using the Hoek-Brown strength criterion and pervasive joint constitutive model. An excavation model was created. The

收稿日期: 2023-11-06; 修回日期: 2024-01-26; 接受日期: 2024-02-02

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(U1934213)

通信作者: 翁效林(1980年—)(ORCID: 0000-0002-3404-7857), 男, 教授, 主要从事岩土及隧道工程稳定性方面的研究。E-mail: wengxl2000@126.com

投稿网址: <http://csjgxbzk.csust.edu.cn/cslgdxxbzk/home>

deformation law of the tunnel was analyzed by changing the Hoek-Brown parameter, attitude of rock formation, and ground stress state. [Findings] The deep-buried gently inclined soft rock tunnel exhibits noticeable asymmetric deformation on both sides of the arch bottom. As the Hoek-Brown parameter and surrounding rock strength increase, the uplift of the arch bottom reduces, and the asymmetric deformation on both sides of the arch bottom is weakened and tends to be symmetrical. When surrounding rock strength is low, the mixed shear plastic zone mainly concentrates at the arch bottom, while matrix shear failure primarily occurs at the side walls. This shear failure range decreases as surrounding rock strength increases. For dip angles of $0^{\circ}\sim 30^{\circ}$, the uplift at the tunnel bottom decreases as the rock dip angle increases. Additionally, the depth of the plastic zone at the arch bottom progressively decreases. As the rock inclination angle increases, both the asymmetric deformation and deformation magnitude at the tunnel bottom increase. The mixed shear plastic failure zone at the arch bottom extends to greater depths. Increasing lateral pressure coefficient and burial depth results in larger deformation magnitudes and rates at the tunnel invert compared to other locations. Changes in burial depth primarily affect the volume and depth distribution of the surrounding rock's plastic zone, whereas changes in the lateral pressure coefficient mainly impact the form of plastic zone distribution. [Conclusions] The deformation and failure mode of the plastic zone in a gently inclined surrounding rock tunnel are influenced by the attitude of rock formation. At low gently inclined angles, the arch bottom experiences significant deformation, while the shear failure of the surrounding rock joint occurs mainly in the direction of rock formation inclination. The research results can provide a reference for determining the unfavorable deformation position and optimizing support schemes in the construction process of similar projects.

Key words: tunnel deformation; numerical simulation; burial depth of tunnel; attitude of rock formation; Hoek-Brown strength criterion

Foundation item: Project (U1934213) supported by the National Natural Science Foundation of China

Corresponding author: WENG Xiaolin (1980—) (ORCID: 0000-0002-3404-7857), male, professor, research interest: geotechnical and tunnel engineering stability. E-mail: wengxl2000@126.com

0 引言

随着我国高速铁路、公路建设的不断发展,复杂地质下的深长隧道及隧道群逐渐增多,“大埋深、长距离、高应力”成为我国山岭隧道建设的重要特点。层状岩体具有岩层结构面,其破坏机理及变形方式明显不同于其他岩体,当岩层结构面接近水平状态或岩层倾角在 $0^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 范围内时,此种岩层被称作缓倾角岩层^[1-2]。我国西南山区的地质构造极其复杂,岩体由于层理面的作用而具有明显的正交各向异性,层间节理发育且胶结能力差,裂隙渗水严重,遇水易软化,在隧道开挖过程中围岩极易产生较大的塑性流变区,并且不断向深部发展,导致出现隧道开挖断面成形差、初支变

形大、拱部混凝土脱落、铁路隧道轨道隆起和公路隧道仰拱开裂等问题。因此,如何准确辨识缓倾层隧道底部结构劣化,且有效地规避因隧道变形引起的工程事故和财产损失,是目前我国在复杂地层中进行隧道开挖建设亟待解决的问题。

国内外学者对缓倾围岩隧道劣化机理及影响因素开展了相关研究。针对层状岩体变形力学特性问题,DONATH^[3]基于室温和低围压下的岩石试验,发现层状岩石的断裂强度和剪切断裂角度受平面各向异性的影响,并指出剪切裂缝通常会沿着结构发育面呈各向异性发展。HENG等^[4]基于直接剪切试验探讨了层理面方向对页岩剪切强度和破坏机制的影响,研究表明,受层理面取向和法向应力的各向异性效应,页岩剪切强度具有显著各向异性,且层理面在胶结强度和摩擦方面都较

弱。邓华锋等^[5]通过单轴和三轴压缩试验,研究了不同层理角度对层状砂岩的力学特性和破坏模式的影响。结果表明,层状砂岩的弹性模量随层理角度的增加而增大,而变形模量、抗压强度、黏聚力和摩擦角随层理角度的增大呈U形分布。针对缓倾围岩隧道底鼓变形机制和变形特征,陈洋宏等^[6]采用单一影响因素和多因素耦合方法研究侧压力系数、岩层倾角、围岩弹性模量、隧道埋深等因素对隧道底鼓变形的影响规律,并将层状岩体隧道的底鼓变形特征总结为挤压流动性底鼓、挠曲褶皱性底鼓、剪切错动性底鼓三类。蒲松等^[7]对极高地应力水平岩层隧道的开挖稳定性和初支受力特征展开研究,探讨了极高地应力条件和不同岩层倾角下的围岩偏压演化规律,揭示了偏压与现场支护结构破坏的关系,结果表明反倾侧层间弯曲变形大于顺倾侧层间滑动变形,且倾角越大,初支偏压受力越严重。吴迪等^[8]研究了不同层理角度和地应力方向对隧道变形、钢拱架应力、二衬弯矩和轴力的影响,确定了层状围岩隧道结构最不利受力位置——层理面法线方向,且发现地应力对层理面具有明显的法向挤压和切向滑移作用,缓倾围岩隧道拱顶和拱底将产生较大的挤出变形。

层状软岩隧道底部大变形问题日益突出,然而,目前针对缓倾层状软岩大断面隧道底部结构变形机理的研究非常匮乏,且相关研究成果针对性不强,故在隧道建设过程中由于施工条件或围岩地质的改变,隧道底部结构的劣化存在很大的不确定性。在此背景下,本文利用数值模拟建立缓倾软岩隧道开挖模型,考虑软弱结构面和岩层产状的影响,系统研究缓倾软岩隧道底部变形机理,并分析缓倾软岩隧道在动态施工开挖过程中底部围岩变形和塑性区发展的变化规律。该研究对提高我国复杂地质条件下隧道结构劣化应对水平具有深远的理论价值和现实意义。

1 缓倾层状围岩隧道动态开挖模型

1.1 基于Hoek-Brown准则的岩体力学参数确定

Hoek-Brown(H-B)强度准则是Hoek等人在参考Griffith经典强度理论的基础上,通过大量岩石

三轴试验、现场大体积岩体力学参数勘测提出的岩体非线性破坏经验准则。该准则综合考虑了岩体结构面和应力状态等对岩体强度的影响,系统解释了拉应力区、低应力区和最小主应力对岩石强度的影响机理,且适用于各向异性岩体或深埋破碎岩体^[9-10]。

因岩体工程相关规范和实际工程数值模拟中大量采用Mohr-Coulomb(M-C)本构模型作为计算准则,故基于H-B准则近似估算M-C准则的等效力学参数一直是岩体工程的重点研究方向。本文通过建立这两种强度准则之间的关系,以便于后续层状岩体遍布节理本构模型数值模拟的求解分析,H-B强度包络线和M-C强度包络线如图1所示。图1中 σ_1 、 σ_3 分别为岩体破坏时的最大主应力和最小主应力; σ_{ci} 为完整岩块的饱和单轴抗压强度; m_b 为岩体的Hoek-Brown参数,取值为0.000 000 1~25; c 为岩体黏聚力; c_0 为岩体初始黏聚力; φ 为岩体内摩擦角; a 和 s 均为与岩体质量有关的常数, s 取值为0~1。

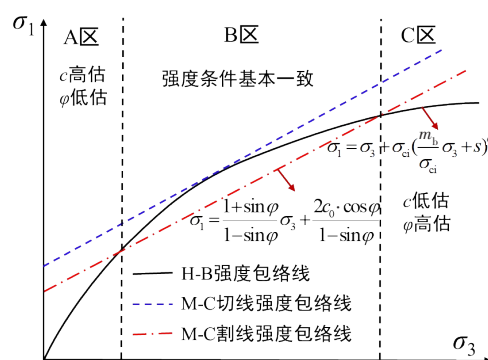


图1 H-B和M-C等效强度准则

Fig. 1 H-B and M-C equivalent strength criteria

Hoek-Brown准则强度估算的普遍公式:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(\frac{m_b}{\sigma_{ci}} \sigma_3 + s \right)^a \quad (1)$$

2002年版Hoek-Brown强度准则在广义Hoek-Brown准则的基础上考虑了爆破损伤和应力释放对围岩强度的影响,并引入扰动系数 D 对Hoek-Brown常数 m_b 、 s 和 a 进行修正,进而提出新的Hoek-Brown准则参数判定公式^[11-15]:

$$s = \exp\left(\frac{S_{GSI} - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{S_{GSI} - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-S_{GSI}}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad (4)$$

式中: m_i 为完整岩块的 H-B 常数, 反映岩石的软硬程度; S_{GSI} 为地质强度指标; D 为节理岩体在遭受破坏和应力松弛时受扰动的程度, D 取 0~1, 岩体扰动严重时 D 取 1。

BARTON^[16]通过对大量岩石工程试验数据的统计与总结, 提出根据岩体纵向波速 V_p 确定 S_{GSI} 的方法, 但此方法只适用于 $V_p > 1700$ m/s 的岩体。夏开宗等^[17]基于岩体波速实测数据并根据此方法求得岩体的 S_{GSI} , 并将该 S_{GSI} 和按 E.Hoek 法确定的 S_{GSI}

作对比, 验证了该方法的可行性。 D 和 S_{GSI} 的定量确定分别如式(5)和式(6)所示:

$$D = 1 - K_v = 1 - (V_p/V_r)^2 \quad (5)$$

$$S_{GSI} = 15V_p - 7.5 \quad (6)$$

式中: K_v 为岩体完整性系数; V_p 为岩体中声波传播速度; V_r 为岩块中声波传播速度。

2002 年版 Hoek-Brown 强度准则^[9]在广义 Hoek-Brown 准则的基础上引入扰动参数 D , 改进了岩体弹性模量 E_m 的确定方法, 并确定了 M-C 岩体破坏准则等效内摩擦角 φ' 和等效黏聚力 c' 的计算公式, 如式(7)~(9)所示:

$$E_m = \begin{cases} \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{S_{GSI}-10}{40}\right)}, & (\sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}) \\ \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\left(\frac{S_{GSI}-10}{40}\right)}, & (\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}) \end{cases} \quad (7)$$

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (8)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + [6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}]/[(1+a)(2+a)]}} \quad (9)$$

式中: σ'_{3n} 为最小主应力最大值 σ'_{3max} 与岩块单轴饱和抗压强度 σ_{ci} 的比值。对于隧道工程, σ'_{3max} 参数使用 Hoek 给出的经验公式进行估计, 如式(10)~(11)所示:

$$\sigma'_{3max} = 0.47\sigma'_{cm} \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (10)$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (11)$$

式中: σ'_{cm} 为岩体抗压强度; γ 为岩体容重; H 为隧道埋深。

1.2 隧道开挖模型的建立

本文依据某隧道工程建立数值模型, 该模型的隧道衬砌按新奥法原理进行设计, 采用三台阶法开挖, 材料参数按 V 级围岩进行取值并作为基础工况。隧道埋深为 250 m, 岩层倾角为 13° , 岩层倾向角为 60° , 在 X、Y、Z 三个方向的数值模型尺寸分别为 80 m、30 m、80 m, 顶部施加 Z 方向的均布荷载以代替深埋隧道上部土体自重, 并设置 X、Y 方向的侧压力系数来模拟深埋隧道水平构造应力, 上部土体覆重采用 $\sigma_z = \gamma H = 20 \times 250 = 5$ MPa 进行近似估算, 水平侧压力系数取 1.2。

采用 FLAC3D 软件建立隧道模型, 隧道及围岩为实体单元, 采用遍布节理本构模型 (ubiquitous-joint), 通过在岩体中嵌入特定方向的弱面来模拟层状岩体的各向异性特征^[18-19], 遍布节理本构模型的倾向表示岩层平面与地面的方位角度, 而倾角则表示岩层平面与水平面之间的夹角。初期支护采用 shell 壳单元, 二衬采用实体单元, 锚杆采用 cable 单元, 初期支护、二衬和锚杆材料采用各向同性线弹性本构模型, 隧道的开挖过程通过设置空模型 (null model) 来实现, 隧道网格划分如图 2 所示。隧道初期支护采用板单元, 厚度为 30 cm, 其强度遵循抗压刚度相等的原则, 将钢拱架和钢筋网的弹性模量等效为喷射混凝土衬砌的弹性模量以简化计算, 具体折算公式参考文献 [20], 隧道等效支护及二次衬砌力学参数见表 1。

本文依据 Hoek-Brown 强度准则由式(2)~(6)推算层状围岩遍布节理模型所需参数, 式中的岩体完整性系数 K_v 、岩体纵向波速 V_p 、岩体饱和单轴抗压强度 σ_{ci} 在现场测试, 岩体材料常数 m_i 查表取值^[13]。经测试及查表得: $K_v = 0.35$ 、 $V_p = 2.83$ km/s、 $\sigma_{ci} = 30$ MPa、 $m_i = 10$ 。求解所得的 Hoek-Brown 强度参数见表 2。

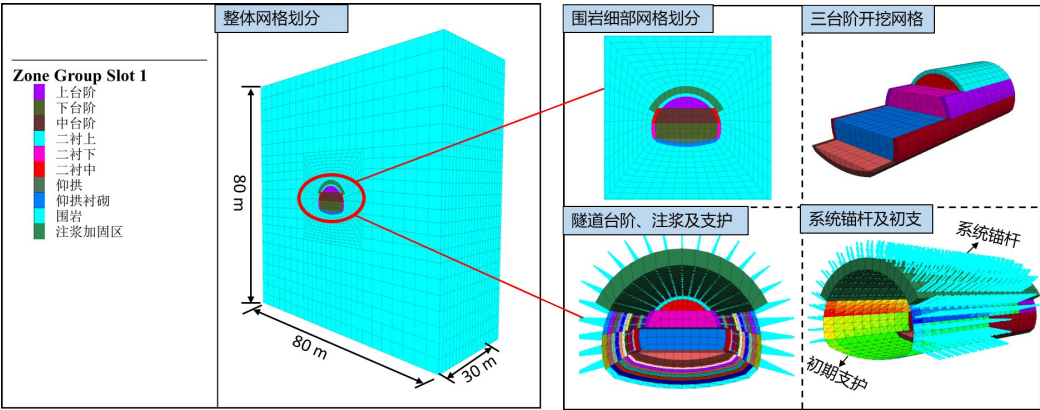


图 2 模型网格划分及开挖支护图

Fig. 2 Model grid division and excavation support

表 1 隧道等效支护及二次衬砌力学参数

Table 1 Mechanical parameters of equivalent support and secondary lining of tunnel

材料	E_m/GPa	泊松比 μ	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
系统锚杆	200.00	0.30	78
等效初支	28.36	0.20	24
二衬	25.00	0.22	22

表 2 隧道围岩 Hoek-Brown 力学参数

Table 2 Hoek-Brown mechanical parameters of tunnel surrounding rock

S_{GSI}	D	$\sigma'_{3\text{max}}/\text{MPa}$	Hoek-Brown 常数		
			m_b	s	a
35	0.65	2.23	0.321	0.321	0.516

层状围岩结构弱面的抗剪强度参数难以通过试验及公式确定,本文借鉴文献[21]的方法对围岩力学参数进行弱化折减,其中结构面内摩擦角略低于完整岩体的,结构面黏聚力取完整岩体的 30%。V 级软弱破碎围岩带在开挖前进行超前支护,超前小导管和超前注浆对围岩的加固效果通过将隧道洞周围岩弹性模量提高 42%~56%,黏聚力提高 35%~51%,内摩擦角提升 2.3°~3.4° 来等效模拟,所得围岩与支护力学参数见表 3。

表 3 隧道围岩力学参数

Table 3 Mechanical parameters of tunnel surrounding rock

材料	E_m/GPa	μ	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	c'/kPa	$\varphi'/(^{\circ})$
围岩	1.559	0.35	20	410	28
层间节理				123	24
注浆加固区	2.432	0.25	24	615	31

2 岩体强度对隧道劣化的影响机制

以第 1.2 节描述的 V 级围岩隧道地应力、岩层产状、开挖工法作为基础工况,仅改变 Hoek-Brown 岩体力学参数,同时控制其他影响因素不变,进而研究不同岩体强度参数和围岩等级对隧道底部变形的影响,各工况详见表 4。表 4 中 R_c 为岩石单轴抗压强度。

表 4 不同围岩强度下模型力学参数

Table 4 Mechanical parameters of model under different surrounding rock strength

工况	Hoek-Brown 参数			E_m/GPa	μ	c'/kPa	$\varphi'/(^{\circ})$	围岩等级
	R_c	S_{GSI}	D					
工况 1	25	30	0.75	0.988	0.35	285	24	V 级
工况 2	30	35	0.65	1.559	0.35	410	28	V 级
工况 3	35	40	0.60	2.329	0.30	521	33	IV 级
工况 4	40	45	0.55	4.863	0.30	644	36	IV 级
工况 5	45	50	0.50	5.031	0.25	786	40	IV 级
工况 6	50	55	0.45	7.308	0.2	960	45	III 级

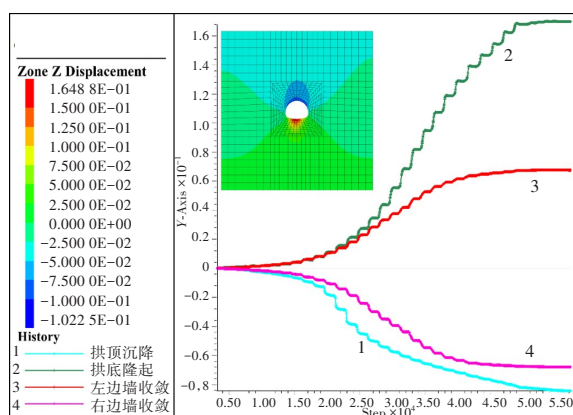
2.1 隧道底部岩体变形规律

本文采用表 4 所示的 6 种工况进行建模。由于工况 4~工况 6 围岩质量较好,抗剪强度较高,隧道在开挖过程中的变形趋势比较稳定,且隧道各监测点的变形趋势及云图分布相差也不大。因此,本文只展示工况 1~工况 4 的位移曲线及竖向位移云图,如图 3 所示。

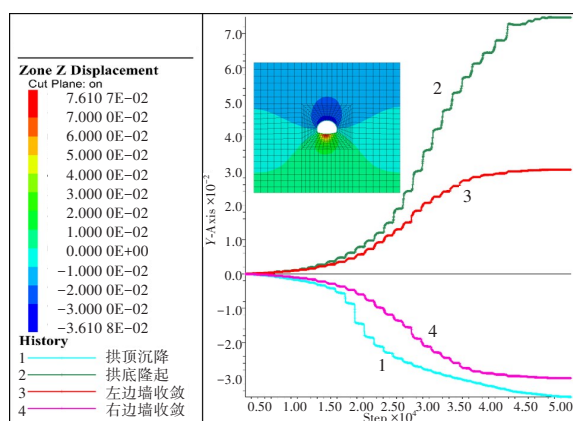
由图 3 可知,缓倾围岩隧道洞周变形随着开挖的进行不断增大,仰拱底部隆起变形量及变形速

率大于拱顶沉降及拱腰收敛变形,变形最大处一般位于洞室周围且最大变形量随围岩深度的增加逐渐减小。隧道洞周变形主要体现在拱顶及拱底的竖向变形上,隧道拱腰及其周围岩体的竖向变形不大,拱腰变形主要体现在由水平应力影响的横向收敛上。

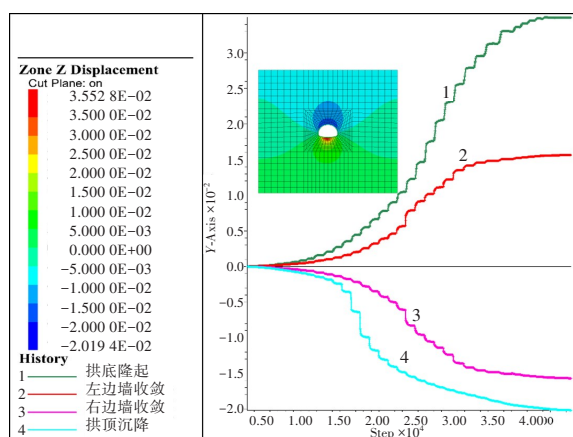
为直观展示围岩变形量随围岩强度的变化规律,本研究提取各工况的变形监测点的洞壁位移,并绘制其变形趋势对比图,如图4所示。



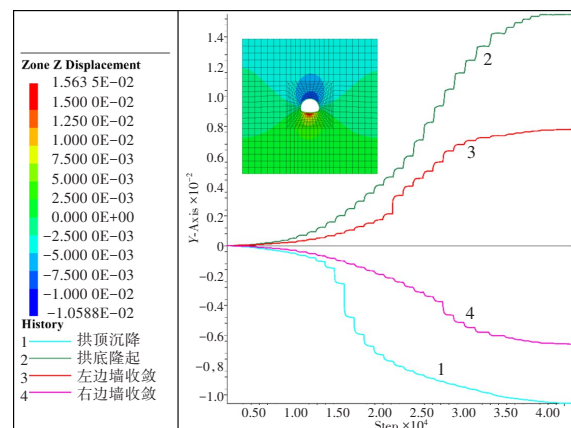
(a) 工况 1



(b) 工况 2



(c) 工况 3



(d) 工况 4

图3 位移曲线及竖向位移云图

Fig. 3 Displacement curve and vertical displacement cloud diagram

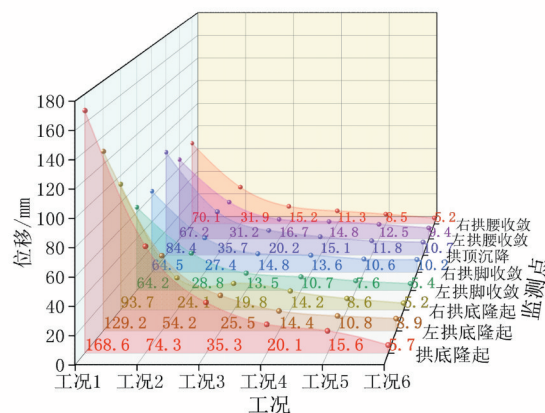


图4 不同围岩强度下隧道洞周位移对比图

Fig. 4 Comparison of tunnel surrounding displacement under different surrounding rock strength

图4可以看出,随着岩石地质强度参数及岩石单轴抗压强度的等比例提高,各工况下的隧道拱底隆起量相对于前一个工况的分别降低了94.3、39.0、15.2、4.5、9.9 mm。由此可知,围岩强度的改变对IV级和V级软岩的开挖稳定性影响较大,Hoek-Brown强度准则力学参数的提高对IV、V级围岩变形控制效果较为显著。当围岩强度较低时,隧道拱底会出现非对称变形现象,且拱底左侧位移大于拱底右侧位移,随着围岩强度的逐渐提高,拱底两侧的非对称变形有所减弱并趋向于对称变形。

2.2 隧道围岩塑性区范围

隧道围岩塑性区的发展趋势及分布范围是影响围岩变形形态的内在原因,为减小模型边界效应对变形的影响,选取隧道开挖轴向15 m位置处

的开挖面塑性区进行分析。不同围岩等级下的隧道变形塑性区分布状态如图 5 所示。

由图 5 可以看出,受围岩结构弱面倾角和倾向的影响,围岩塑性区整体呈不规则圆形分布,高地应力层状围岩的破坏模式与围岩层理面位置关系紧密相关。V 级围岩塑性区分布范围最深的破坏

模式^[22]主要为节理剪切型破坏(j-shear-p)、基体剪切型破坏(shear-p)以及混合剪切型破坏(shear-p-j-shear-p)。混合剪切型破坏主要分布在拱顶及拱底,且分布范围较大;基体剪切破坏主要分布在边墙,且拱底剪切破坏区深度明显比其他位置的大。

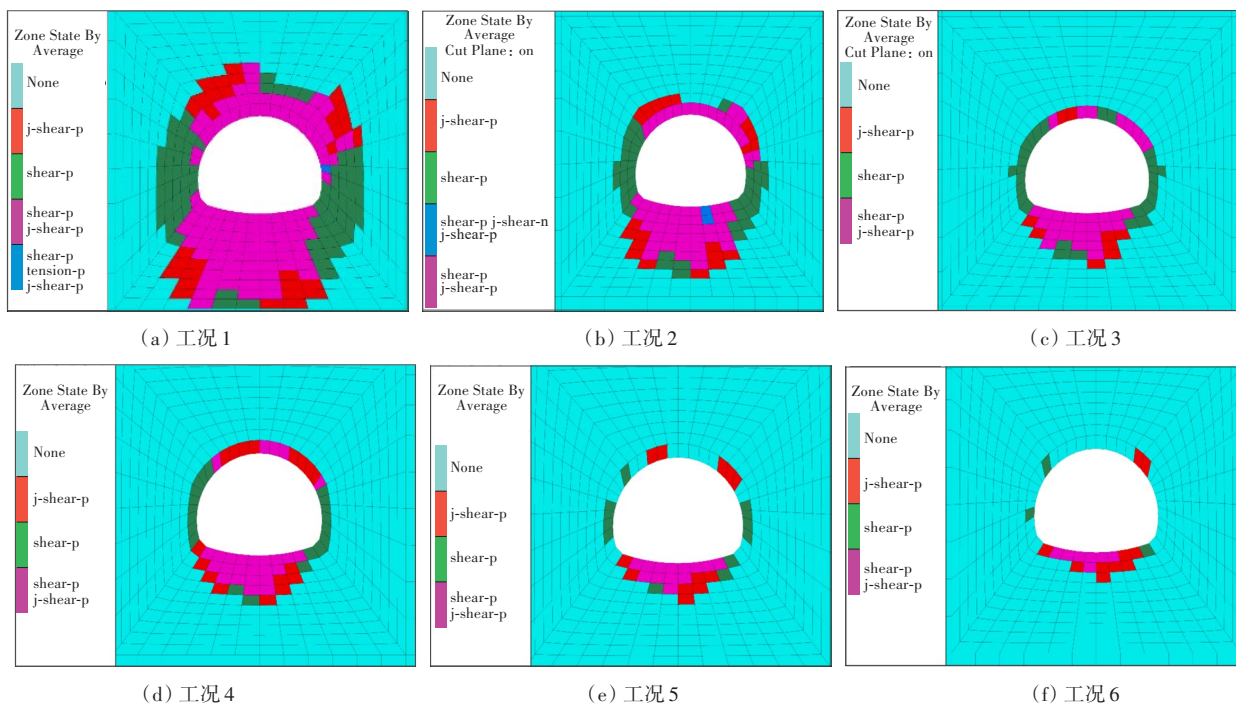


图 5 不同围岩强度下塑性区分布状态图

Fig. 5 Distribution state of plastic zone under different surrounding rock strength

为研究围岩等级对各监测点塑性区深度的影响,对不同工况下隧道各监测点的塑性区分布深度进行取值,并将这些取值的变化趋势绘制成图,如图 6 所示。

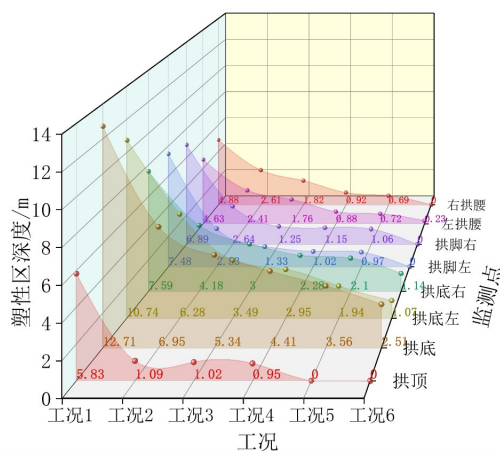


图 6 各工况塑性区范围变化趋势及对比图

Fig. 6 Change trend and comparison of plastic zone range under various working conditions

围岩强度对塑性区分布范围影响而言,工况 1 受层理影响的剪切破坏最大深度为 12.71 m,且分布在仰拱位置处,拱脚和拱腰剪切破坏最大深度分别为 7.48 和 4.88 m;工况 2 受层理影响的剪切破坏最大深度为 6.95 m,拱脚和拱腰剪切破坏最大深度分别为 2.64 和 2.61 m;工况 3 受层理影响的剪切破坏最大深度为 5.34 m,且分布在仰拱位置处,拱腰和拱脚剪切破坏最大深度分别为 1.33 和 1.82 m。结果表明,在相同开挖工法和支护条件下,围岩塑性剪切破坏范围随着围岩强度的降低呈不断扩大趋势。

3 岩层产状对隧道劣化的影响机制

缓倾围岩隧道开挖变形和结构破坏特征与岩层倾向、倾角有关。岩层倾向、倾角统称为岩层产状。根据结构面产状的分布特征,本研究绘制了

围岩结构面与隧道走向的空间分布示意图(图7),以直观展示层状围岩的倾向、倾角的空间分布特征,以及与隧道开挖方向的关系。为研究不同的岩层主要结构面产状对隧道底部变形特征的影响,以第1.2节中的基础工况进行建模,获取不同结构面倾向、倾角下的围岩各监测点的变形量。数值模拟结果显示,当倾角为 0° 时,岩层倾向角的变化对围岩变形没有影响。

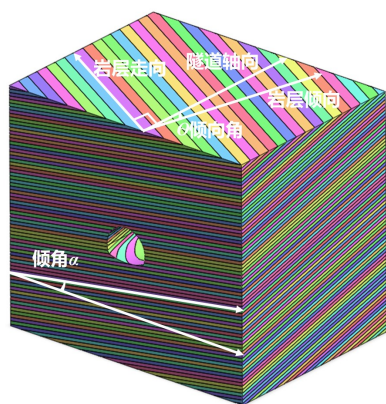


图7 缓倾岩层倾角和倾向分布示意图

Fig. 7 Distribution of dip angle and inclination of gently inclined rock formation

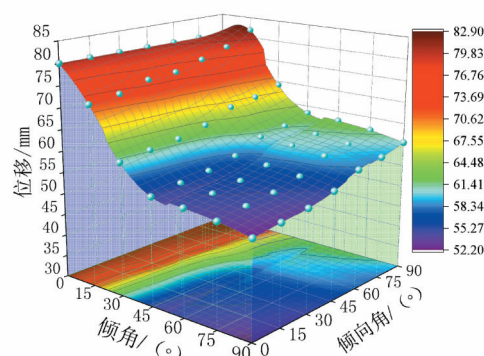
3.1 隧道底部岩体变形规律

对于缓倾角岩层,本文研究其倾角变化对隧道变形空间分布的影响。以 15° 倾角为例,隧道最大变形位置集中在拱底位置,且隧道拱底隆起量约为拱顶沉降量的2倍。当倾向角由 0° 增加至 90° 时,底部隆起量增加了8 mm,而隧道拱顶的沉降量增加了4 mm,造成隧道底部位移改变量大于隧道顶部位移改变量的原因是隧道顶部的注浆加固区和锚杆抑制了隧道变形的发展。此外,拱底左侧的变形增长速度大于拱底右侧的变形增长速度。当倾向角为 0° 时,拱底两侧的竖向位移变形量相差1.4 mm;当倾向角为 90° 时,拱底两侧的竖向位移变形量相差20.5 mm。因此,岩层倾向角越大,隧道底部非对称变形越显著,倾向角越小,越有利于隧道底部变形趋于对称。

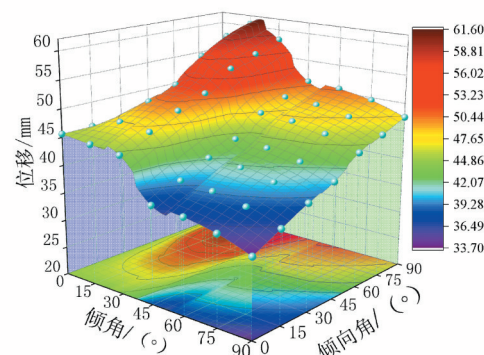
本文在岩层倾向角为 45° 的条件下,研究不同岩层倾角对隧道洞身围岩变形量的影响。随着岩层倾角的增大,隧道底部隆起呈不断减小趋势,当倾角为 0° 时,由于岩层层理位于仰拱和拱顶切向,围岩垂直层理面方向上的位移变形最大,此时隧道底部变形量达到最大,其值为80.4 mm,拱顶变

形量达到36.5 mm。在倾角较缓($0^\circ \sim 30^\circ$)的条件下,隧道拱底两侧有明显非对称变形,且左拱底的隆起量一般比右拱底的大。随着结构面倾角的不断增大,两侧非对称变形逐渐向右侧偏移,当岩层倾角为 90° 时,相比于倾角为 0° 时,拱底左侧的变形量减小了10 mm,拱底右侧的变形量增加了2 mm,拱底左侧的变形减小速率是拱底右侧变形增加速率的5倍。

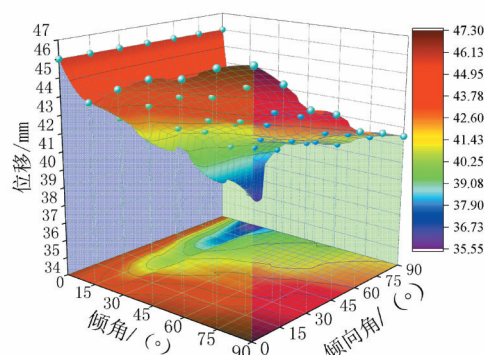
根据不同倾角和倾向角耦合作用下的拱底和拱顶竖直方向上的变形位移,绘制其变化趋势图,可以更清晰地观察隧道洞周围岩随结构面产状的变化趋势,如图8所示。



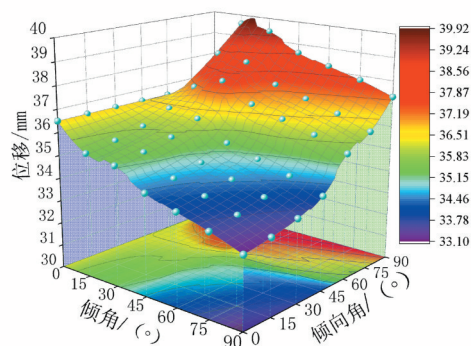
(a) 拱底隆起



(b) 拱底左隆起



(c) 拱底右隆起



(d) 拱顶沉降

图8 不同岩层产状耦合作用下围岩位移变化趋势

Fig. 8 Variation of surrounding rock displacement under coupling effect of different attitudes of rock formation

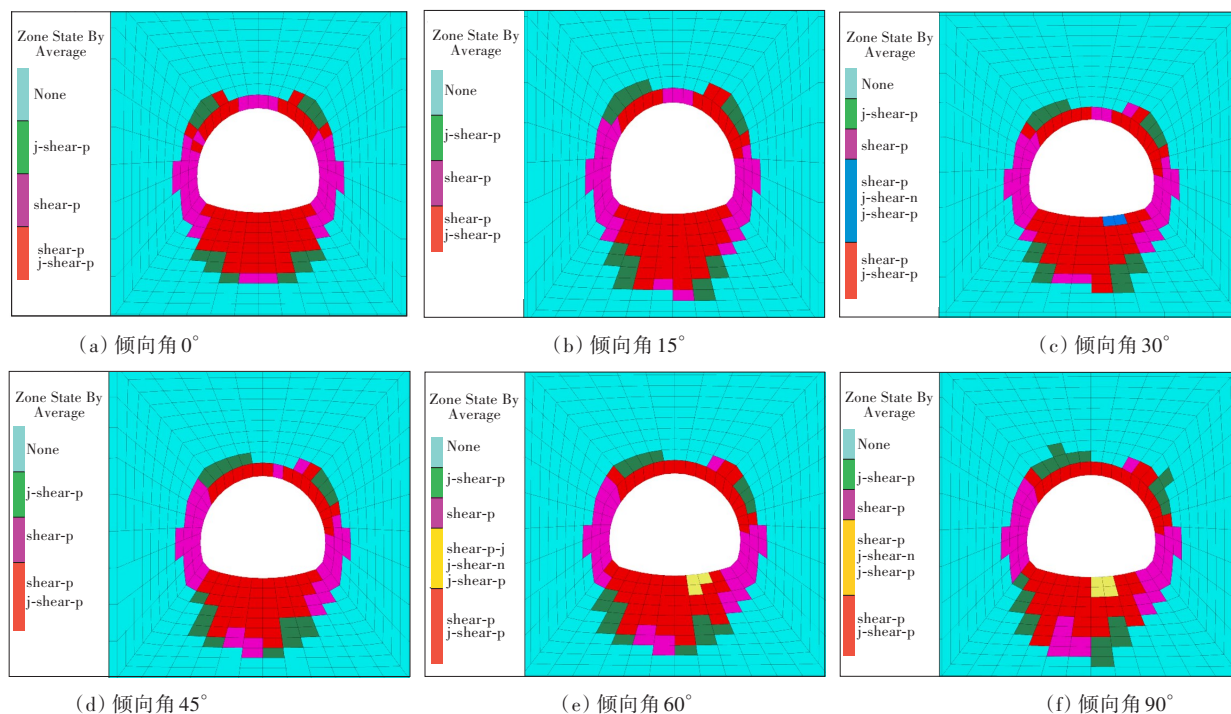
通过分析拱底左侧和拱底右侧的变形趋势可知,拱底左侧的围岩变形趋势随倾角的增大呈先增大后减小的变化趋势,拱底右侧的围岩变形趋势随倾角的增大呈先减小后增大的变化趋势,这是因为岩层倾角的变化使岩层结构面逐渐向右侧偏移,进而导致拱底右侧的变形量逐渐增大,拱底左侧的变形量逐渐减小。随着岩层倾向角的不断增大,结构面与隧道轴向的夹角不断减小,此时拱底左侧围岩变形不断增大,而拱底右侧围岩变形不断减小。因此,岩层走向和隧道

轴向的夹角越小,越使得隧道拱底趋于非对称变形。

由隧道底鼓隆起量的变化趋势可以看出,倾角和倾向角对隧道变形的影响成反相关,倾角越大则变形量越小,倾向角越大则变形量越大。当岩层倾向角为 90° 时,结构面走向与隧道开挖轴向的夹角为 0° ,隧道属于顺层开挖,此时施工不利于隧道的稳定;当岩层倾向角为 0° 时,结构面走向与隧道开挖轴向的夹角为 90° ,隧道开挖方向属于反向层开挖,有利于削弱隧道底部的非对称变形。当隧道倾角在 $0^\circ \sim 30^\circ$ 范围内变化时,缓倾软岩隧道底部变形量最高达到80.0 mm,具有较大的变形发展趋势。因此,对缓倾软岩顺层隧道开挖时要及时掌握隧道变形趋势,加强对底部变形的有效控制。

3.2 隧道围岩塑性区范围

本文选取距隧道开挖起点沿轴向15 m处的断面进行深入分析。具体而言,设定岩层倾角为 15° ,分析在该条件下围岩塑性区随岩层倾向角变化的分布状态;同样地,设定岩层倾向角为 45° ,分析在该条件下围岩塑性区随岩层倾角变化的分布状态。在这两种不同结构面产状下,隧道洞周围岩塑性区分布状态如图9~10所示。

图9 当岩层倾角为 15° 时,围岩塑性区随倾向角变化的分布形态Fig. 9 Distribution pattern of plastic zone of surrounding rock varying with inclination angle at a rock dip angle of 15°

由图9可以看出,当岩层倾角为 15° 时,隧道岩层节理剪切塑性破坏区和基体剪切塑性破坏区整体呈对称分布,节理基体混合剪切型破坏主要分布在拱底,基体剪切型破坏主要分布在边墙位置。随着岩层走向与隧道轴向夹角的增大,混合剪切型破坏塑性区的非对称偏移现象逐渐减弱,但隧道底部围岩塑性区深度不断增加。

当岩层倾向角为 0° 时,围岩最大塑性区深度

为6.28 m且位于拱底;当倾向角为 30° 时,围岩最大塑性区深度为7.12 m;当倾向角为 60° 时,受围岩网格划分尺寸的影响,隧道底部最大塑性区深度仍为7.12 m,但底部围岩塑性区的体积明显增大;当倾向角为 90° 时,隧道拱底最大塑性区深度为8.09 m。结果表明,在相同开挖工法和支护条件下,隧道底部围岩的塑性剪切破坏范围随岩层倾向角的增大不断向深处延伸。

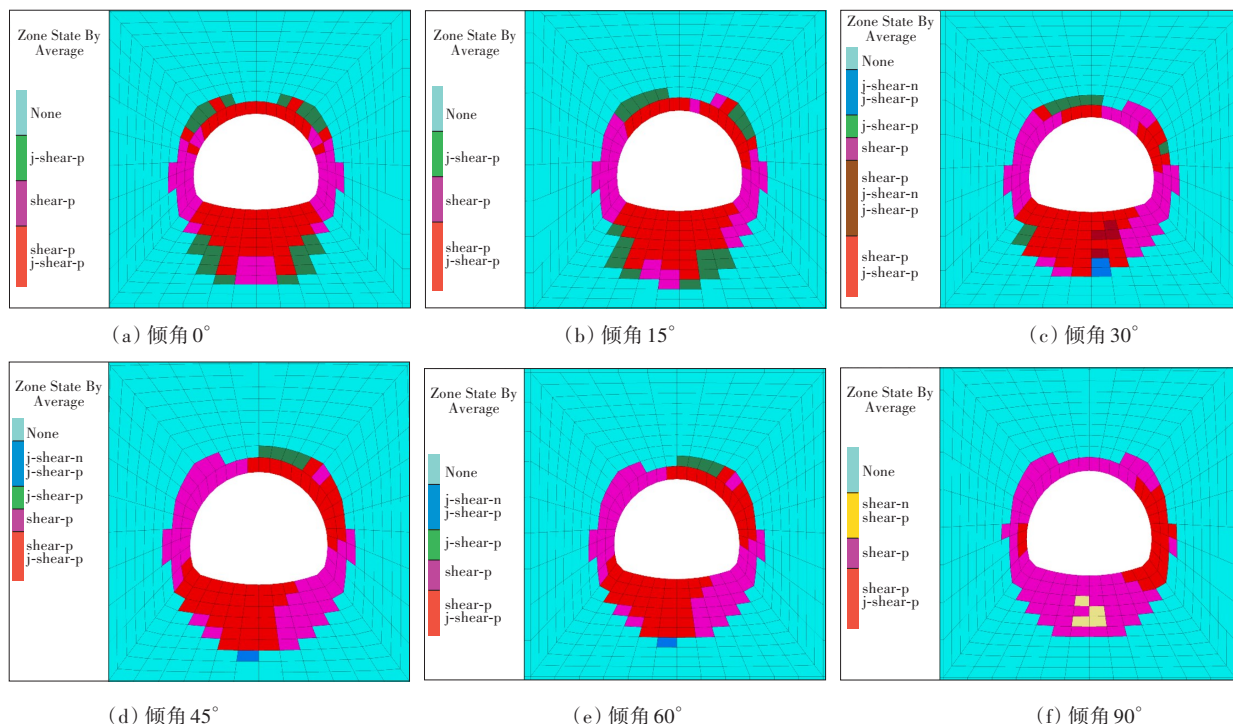


图10 当岩层倾向角为 45° 时,围岩塑性区随倾向角变化的分布形态

Fig. 10 Distribution pattern of plastic zone of surrounding rock varying with dip angle at a rock inclination angle of 45°

图10所示为结构面倾向角变化对围岩塑性区分布特征的影响图。由图10可见,岩层的节理剪切破坏主要发生在岩层倾斜的方向上,即隧道开挖时易向岩层倾斜方向发生塑性剪切流动。当倾向角为 0° 时,节理剪切破坏区和基体剪切破坏区呈明显对称分布,节理基体混合剪切破坏区域主要分布在拱顶和拱底两个区域,这表明隧道拱顶和拱底岩层受地应力作用出现剪切型交错内鼓现象,且由于拱顶支护条件较好,隧道底部塑性区分布范围明显大于拱顶塑性区分布范围。随着岩层倾向角的增大,混合剪切塑性区逐渐向岩层节理方向倾斜,右拱脚的节理剪切破坏塑性区逐渐向左偏移至左拱脚,洞周塑性区逐渐呈不对称分布特征,且拱底的塑性区分布深度逐渐减

小。当岩层倾向角为 90° 时,隧道拱底主要以基体剪切型破坏为主,节理剪切型破坏主要分布在右拱腰位置。

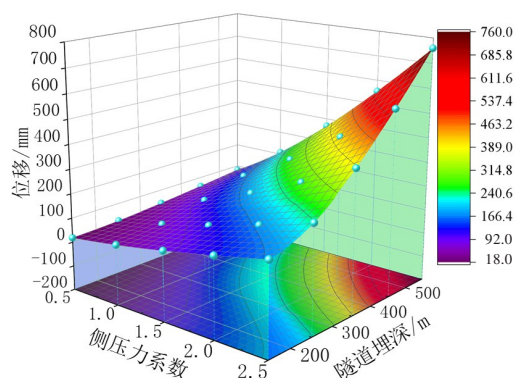
当岩层倾向角为 45° 时,随着岩层倾向角的增大,洞周围岩塑性区的最大深度一直位于仰拱位置且呈不断减小的趋势。当岩层倾向角为 0° 时,仰拱位置的围岩最大塑性区分布深度为7.12 m,且以节理基体混合剪切型破坏为主;当岩层倾向角为 30° 时,仰拱位置的围岩最大塑性区深度为6.22 m;当岩层倾向角为 60° 时,仰拱位置的围岩最大塑性区深度为6.22 m,但底部塑性区体积明显减小;当岩层倾向角为 90° 时,仰拱位置的围岩最大塑性区深度为5.34 m,此时相对于倾向角为 0° 时,隧道底部塑性区深度减小了25.0%。

4 地应力场对隧道劣化的影响机制

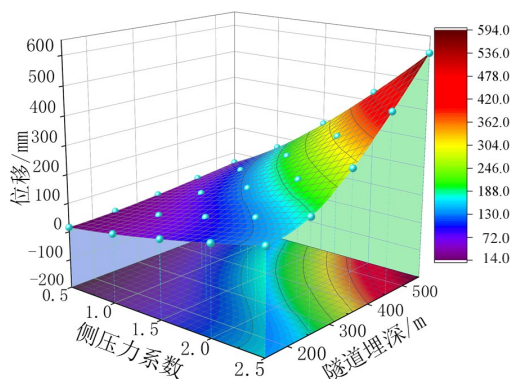
为研究不同隧道埋深和侧压力系数对隧道底部变形特征的影响,以第1.2节中V级围岩段的开挖工法、岩层产状、地质强度参数为基础工况,通过数值模拟获取不同隧道埋深和侧压力系数下的拱底累计变形量,并对数值模拟结果进行分析。

4.1 隧道底部岩体变形规律

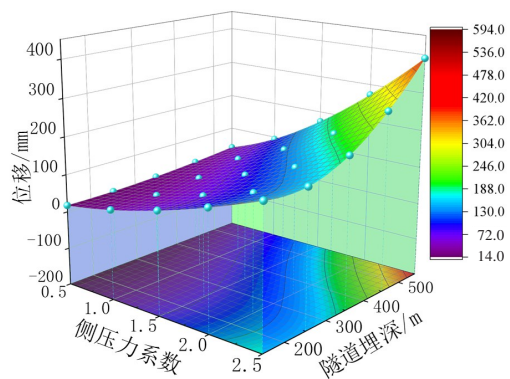
本研究绘制了不同隧道埋深和侧压力系数耦合作用下的拱底和拱顶监测点竖直方向上的变形位移变化趋势图,如图11所示。由图11可以清晰



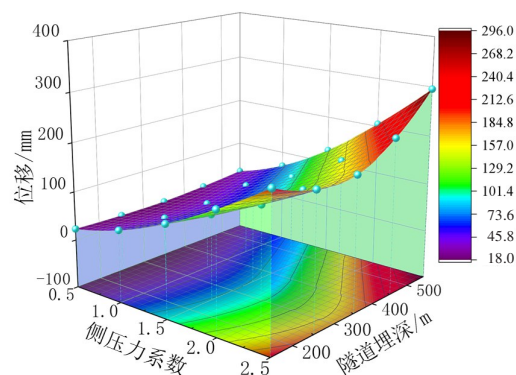
(a) 拱底隆起



(b) 拱底左隆起



(c) 拱底右隆起



(d) 拱顶沉降

图11 不同地应力场耦合作用下围岩位移变化趋势

Fig. 11 Variation of surrounding rock displacement under coupling effect of different ground stress fields

地看出隧道围岩随地应力水平的变化趋势。

当侧压力系数为1.5时,随着隧道埋深的增加底部隆起量逐渐增大,且隧道底部非对称变形越来越明显。当隧道埋深为150 m时,隧道最大变形位置位于仰拱底部,仰拱底部两侧呈轻微非对称变形,且仰拱左侧的变形比右侧的变形大8.6 mm,此时仰拱底部变形量分别为拱顶、拱底左、拱底右、左拱脚、右拱脚位置处的2.10、1.39、1.96、2.53、2.49倍。当隧道埋深为450 m时,隧道仰拱两侧非对称变形较突出,且左侧变形量比右侧的大70.0 mm,隧道底部围岩变形量呈明显的左高右低的“山坡状”,此时仰拱底部变形量分别为拱顶、拱底左、拱底右、左拱脚、右拱脚位置处的2.30、1.33、2.00、2.41、2.46倍。由此可见,随着隧道埋深的增加,洞周围岩的变形量增大,但围岩的变形轮廓基本未变,不同位置的变形量按从大到小排序依次为拱底、拱底左、拱底右、拱顶、左拱脚、右拱脚。

当隧道埋深为250 m时,随着侧压力系数的增大,隧道仰拱位置的变形增加速率比其他位置的大。当侧压力系数为0.5时,隧道最大变形位置位于拱顶位置,其次位于仰拱底部和仰拱两侧,仰拱底部变形量为拱顶、拱底左、拱底右、左拱脚、右拱脚位置的0.97、1.17、1.17、4.41、5.07倍。此时,地应力水平主要以自重应力为主,在上覆荷载作用下,隧道拱顶沉降量较大,而受水平构造应力作用引起的拱部隆起量较小,仰拱两侧非对称变形不明显。随着侧压力系数的不断增加,隧道底部变形量因水平构造应力挤压作用越来越大,当侧压力系数为2.0时,仰拱底部变形量为拱顶、拱底左、

拱底右、左拱脚、右拱脚位置的3.00、1.34、2.28、2.29、2.31倍。由此可见,水平构造应力对隧道底部的挤压隆起作用效果以及拱底两侧的非对称变形的影响均较为显著。

本研究通过对比分析不同地应力状态下各监测点竖直方向和水平方向的变形,以明确随隧道埋深和侧压力系数变化洞周变形速率最快的位置,并绘制了各监测点变形趋势对比图,如图12所示。

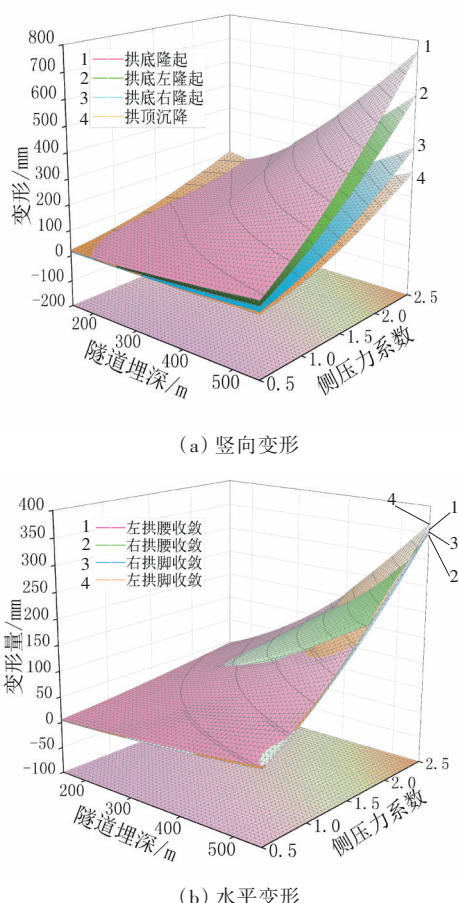


图12 不同地应力场作用下围岩变形趋势对比图

Fig. 12 Comparison of deformation trend of surrounding rock under different ground stress fields

由图12可以看出,随着隧道埋深和侧压力系数的增大,隧道各监测点的变形呈不断增大趋势,且当隧道埋深小于200 m、侧压力系数大于1.5时,隧道拱底两侧的非对称变形不明显。随着侧压力系数和埋深的增加拱底两侧非对称变形逐渐明显,呈现出拱底左侧变形远大于拱底右侧的非对称变形。这表明岩层倾角、侧压力系数和隧道埋深共同影响隧道底部变形的轮廓特征。当隧道侧

压力系数小于1.0时,隧道最大变形量位置位于拱顶;当侧压力系数大于1.0时,受构造应力挤压作用,隧道最大变形位置一直位于拱底。在同一埋深和侧压力系数下,隧道仰拱拱脚的水平收敛位移和边墙拱腰的水平位移接近,且随隧道埋深和侧压力系数的增加不断增加。由此可知,与均质围岩条件下高地应力软岩隧道相比,缓倾软岩隧道仰拱底部变形较为突出且呈非对称变形。此外,随着隧道埋深和侧压力系数的增加,隧道在沿结构面倾斜方向的变形量增加速度较快,且非对称变形特征愈加明显。因此,在隧道施工支护时应应对隧道底部变形量较大的一侧加强支护和监测。

4.2 隧道围岩塑性区范围

为研究在隧道开挖过程中地应力状态对塑性区发展及分布范围的影响,本研究提取了侧压力系数为1.5时塑性区随隧道埋深变化的分布图,以及埋深为250 m时塑性区随侧压力系数变化的分布图。不同地应力状态下围岩塑性区分布状态如图13~14所示。

由图13可以看出,当 $K=1.5$ 时,随着隧道埋深的增加,围岩塑性区最大深度一直位于仰拱位置且呈不断增大的趋势。这是由于隧道埋深的增加改变了地应力状态,增大的侧压力和重力导致围岩压力增大,进而围岩的塑性区也随之扩大。围岩塑性区破坏模式主要以节理剪切型破坏和混合剪切型破坏为主,节理和基体混合剪切破坏区主要分布在隧道拱顶和仰拱位置,节理剪切破坏区主要分布在隧道边墙位置,另外因受岩层产状的影响,岩体塑性区随倾角变化呈明显的倾斜分布。当隧道埋深为150、550 m时,仰拱位置处围岩塑性区最大分布深度分别为6.23、12.76 m,后者的围岩底部塑性区深度比前者的增加了104.8%,但这两种工况下的塑性区分布形态相差不大,隧道埋深的改变对塑性区分布的影响主要体现在塑性区体积和深度的变化上。

由图14可以看出,当隧道埋深为250 m,随着侧压力系数的增加,围岩塑性区的分布深度逐渐增大。当 $K=0.5$ 时,隧道最大塑性破坏位置位于拱底左右两侧、拱脚及拱肩处,拱顶与拱底的塑性破坏范围较小,拱底左侧塑性区深度为拱底的2.54

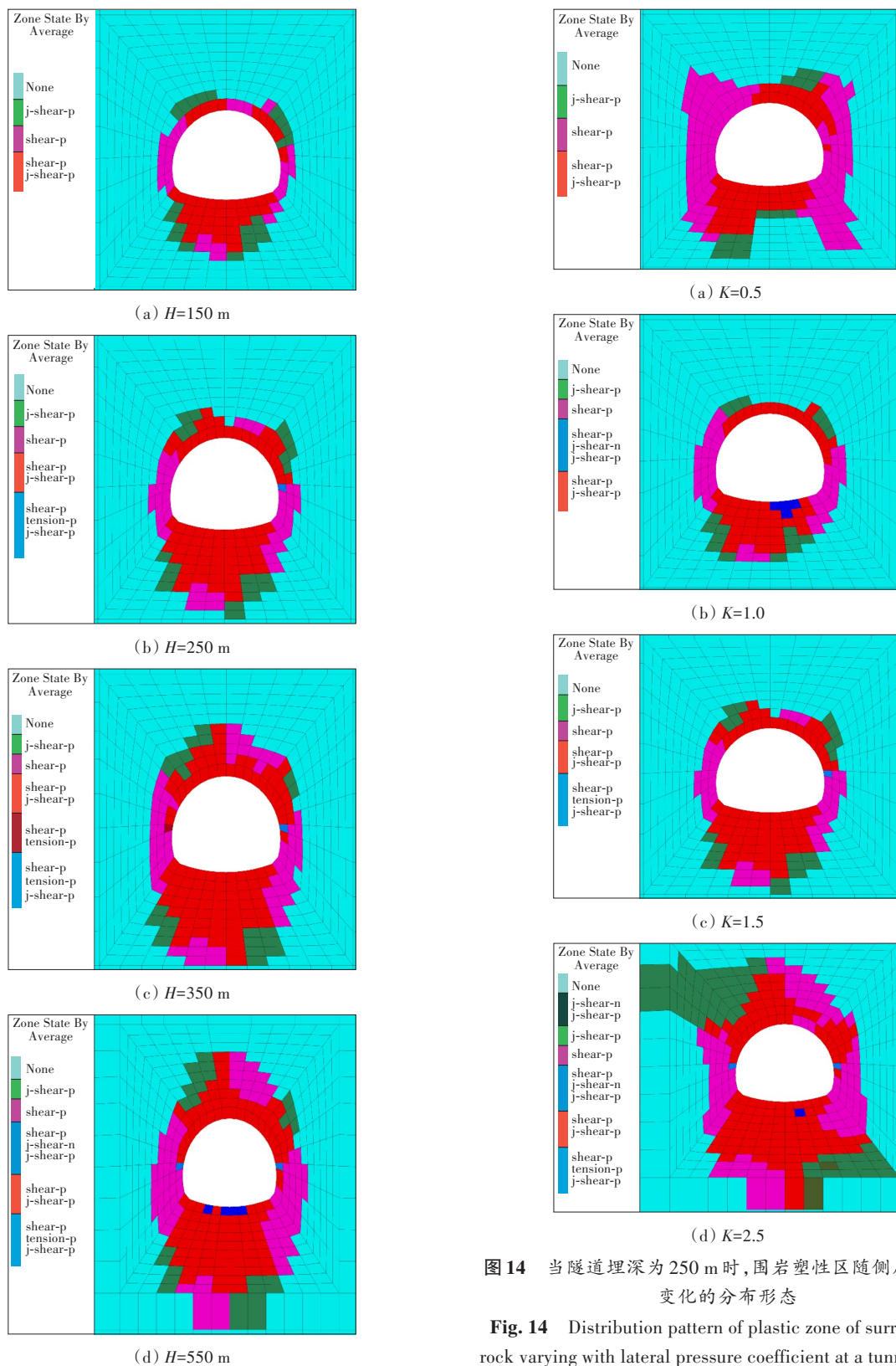


图13 当侧压力系数为1.5时,围岩塑性区随隧道埋深变化的分布形态

Fig. 13 Distribution pattern of plastic zone of surrounding rock varying with burial depth at a lateral pressure coefficient of 1.5

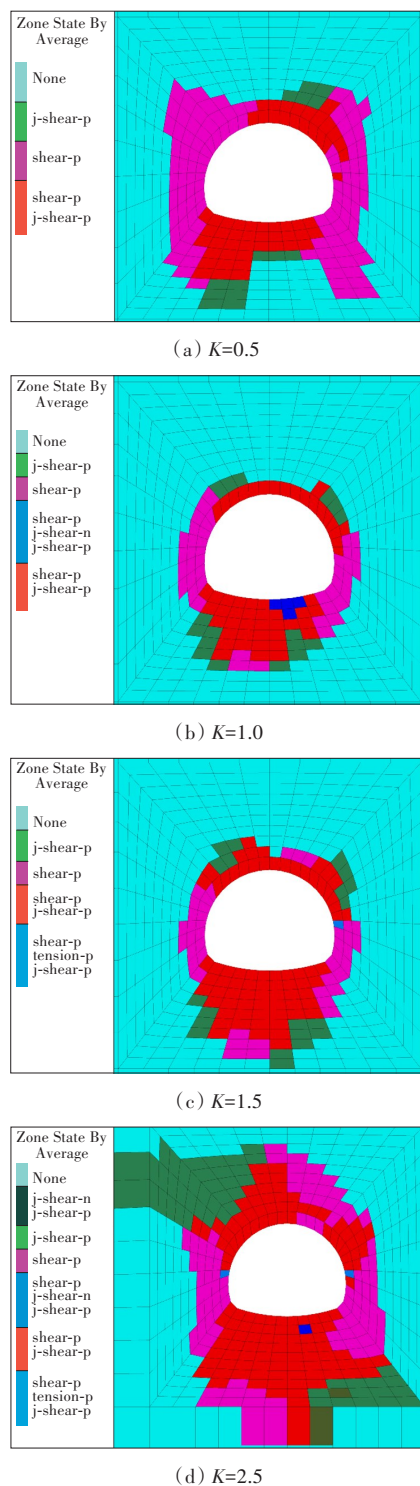


图14 当隧道埋深为250 m时,围岩塑性区随侧压力系数变化的分布形态

Fig. 14 Distribution pattern of plastic zone of surrounding rock varying with lateral pressure coefficient at a tunnel burial depth of 250 m

倍,这是由于此时围岩应力状态由自重应力控制,导致拱脚及拱肩两侧受自重应力挤压,产生沿水平方向和节理倾斜方向较大范围的剪切破坏区,

而拱底受水平应力挤压程度较小,产生的塑性破坏范围也较小。当 K 大于1.0时,围岩应力状态逐渐由水平构造应力控制,水平应力的挤压使隧道底部和顶部塑性区范围逐渐增大,围岩最大塑性区深度位于隧道拱底。当 $K=2.5$ 时,拱底最大塑性区深度为12.74 m,为 $K=0.5$ 时的1.7倍,且在隧道左拱肩和右拱脚产生的塑性区范围较大。在相同隧道埋深下,侧压力系数的改变对塑性变形的影响主要体现在塑性区体积、最大塑性区深度位置和塑性区分布形态的变化上。

5 讨论

本研究针对复杂地质条件下缓倾围岩隧道底部变形特征及变化规律难以确定的特点,采用FLAC3D软件建立隧道三维动态开挖模型,系统研究不同结构面产状、地应力状态、围岩强度耦合作用下的缓倾层状围岩隧道底部结构变形规律,分析在不同岩体强度和地形地质条件下,隧道底部围岩塑性区的动态发展趋势和最大分布深度。

张宸硕^[22]基于遍布节理本构模型,分析了不同岩层倾角下高地应力软岩隧道变形分布特征。该研究表明,在缓倾角条件下倾角变化对隧道拱顶沉降及拱底隆起的影响非常显著,随着倾角的增大,由节理引起的围岩塑性破坏范围越来越小,且最大塑性深度位于拱底区域,当倾角为 90° 时,基本无层理影响的塑性破坏。该结论与本文倾角为 90° 时,拱底塑性区主要为基体剪切型破坏相符。李佳宝^[23]分析了隧道埋深、围岩级别、侧压力系数等因素对隧道变形和塑性区的影响,研究表明,随着侧压力系数的增大和围岩级别的提高,隧道变形量及围岩塑性区不断增大,该研究结果侧面验证了本文数值模拟结果的有效性。

本研究采用FLAC3D的遍布节理模型模拟层状围岩,虽然考虑了节理对岩体力学性质的影响,但仍是宏观力学介质模型,无法真实模拟层状岩体的局部破裂和滑动现象,仅提供整体的应力和变形情况。因此,层状围岩模型的选择仍有一定的优化空间,后续将采用离散元软件(如3DEC)进行建模,建立多个不同层位和角度的接触面,以更加真实地模拟层状岩石在受力过程中的非线性

变形行为,并与本研究模型作对比,进一步研究在不同因素影响下层状围岩隧道的变形机制。

6 结论

本研究利用数值模拟软件对围岩强度、结构面产状、地应力状态等多因素耦合作用下的缓倾层状围岩隧道劣化特征及机理开展了系统研究,分析了隧道底部结构变形规律、围岩塑性区的动态发展趋势和最大分布深度,得到如下结论:

1) 随着Hoek-Brown强度力学参数的提高,围岩变形量随围岩强度的增大逐渐减小,受岩层产状影响,隧道最大变形位置一般处于仰拱底部,其次是拱脚及拱顶。当围岩强度较低时,隧道拱底左侧位移大于拱底右侧位移,拱底呈非对称变形,且随着围岩强度的提高,非对称变形有所减弱。

2) 当岩层为缓倾岩层时,隧道最大变形位置位于拱底。当倾角为 0° 时,围岩垂直层理面方向上的位移变形最大,且节理剪切破坏区和基体剪切破坏区呈对称分布,随着岩层倾角的增大,隧道底部塑性剪切范围及变形量逐渐减小,混合剪切塑性区逐渐向岩层节理方向倾斜,塑性区分布特征呈明显不对称状。随岩层倾向角的增大,隧道塑性剪切破坏范围不断向深部延伸。

3) 在缓倾围岩条件下,随着侧压力系数和隧道埋深的增大,隧道仰拱处的变形量和变形速率均比其他位置的大,且隧道底部非对称变形越来越明显。随着隧道埋深的增加,塑性区最大深度一直位于仰拱处且呈不断增大的趋势。隧道埋深主要影响围岩塑性区体积和分布深度,而侧压力系数主要影响塑性区的分布形态。

[参考文献]

- [1] 张鹏飞,王立川,李地元,等.缓倾层状砂岩拉压力学特性试验研究[J].铁道科学与工程学报,2022,19(10):2955-2965. DOI: 10.19713/j.cnki.43-1423/u.t20211255.
ZHANG Pengfei, WANG Lichuan, LI Di Yuan, et al. Experimental study on tensile and compressive properties of gently inclined layered sandstone [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2022, 19(10): 2955-2965. DOI: 10.19713/j.cnki.43-1423/u.t20211255.
- [2] 王亚琼,杨强,高启栋,等.缓倾层状隧道围岩挤压

- 变形分级与控制分析[J]. 地下空间与工程学报, 2022, 18(2): 562-576.
- WANG Yaqiong, YANG Qiang, GAO Qidong, et al. Analysis on grading and control of compressional deformation of gently dipping layered tunnel surrounding rock [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2022, 18(2): 562-576.
- [3] DONATH F A. Experimental study of shear failure in anisotropic rocks [J]. Geological Society of America Bulletin, 1961, 72(6): 985-989. DOI: 10.1130/0016-7606(1961)72[985: ESOSFI]2.0.CO;2.
- [4] HENG S, GUO Y T, YANG C H, et al. Experimental and theoretical study of the anisotropic properties of shale [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, 74: 58-68. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2015.01.003.
- [5] 邓华锋, 李涛, 李建林, 等. 层状岩体各向异性声学和力学参数计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(增刊1): 2725-2732. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2019.1174.
- DENG Huafeng, LI Tao, LI Jianlin, et al. Study on calculation method of anisotropic acoustic and mechanical parameters of layered rock [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, 39 (sup 1): 2725-2732. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2019.1174.
- [6] 陈洋宏, 万晓燕, 刘志强. 高地应力缓倾软硬互层岩体中隧道底鼓影响因素模拟分析[J]. 铁道建筑, 2020, 60(2): 65-69. DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2020.02.16.
- CHEN Yanghong, WAN Xiaoyan, LIU Zhiqiang. Simulation analysis of influencing factors of tunnel gloor heave in the gently inclined soft hard interbedded rock under high geostress [J]. Railway Engineering, 2020, 60(2): 65-69. DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2020.02.16.
- [7] 蒲松, 向龙, 廖杭, 等. 极高地应力层状围岩隧道偏压演化规律及围岩控制[J]. 现代隧道技术, 2023, 60(1): 90-99. DOI: 10.13807/j.cnki.mtt.2023.01.009.
- PU Song, XIANG Long, LIAO Hang, et al. Unsymmetrical loading evolution law and surrounding rock control for tunnels with extremely high geostress and layered surrounding rock [J]. Modern Tunnelling Technology, 2023, 60(1): 90-99. DOI: 10.13807/j.cnki.mtt.2023.01.009.
- [8] 吴迪, 陈子全, 甘林卫, 等. 高地应力深埋层状围岩隧道非对称变形受力机制研究[J]. 隧道建设(中英文), 2018, 38(11): 1813-1821. DOI: 10.3973/j.issn.2096-4498.2018.11.009.
- WU Di, CHEN Ziquan, GAN Linwei, et al. Study of force mechanism of asymmetrical deformation of deep-buried layered surrounding rock tunnel under high ground stress [J]. Tunnel Construction, 2018, 38(11): 1813-1821. DOI: 10.3973/j.issn.2096-4498.2018.11.009.
- [9] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-brown failure criterion: 2002 edition [J]. Proceedings of NARMS-Tac, 2002, 1(1): 267-273.
- [10] PENG J, RONG G, WANG X J, et al. An empirical model of Hoek-Brown yield criterion parameter m_i for intact rock [J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2013(11): 4617-4623.
- [11] 王新刚, 胡斌, 王家鼎, 等. 基于GSI的Hoek-Brown强度准则量化研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊2): 3805-3812. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2015.0987.
- WANG Xingang, HU Bin, WANG Jiading, et al. Quantitative study of Hoek-Brown strength criterion based on GSI [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(sup 2): 3805-3812. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2015.0987.
- [12] SENENT S, MOLLON G, JIMENEZ R. Tunnel face stability in heavily fractured rock masses that follow the Hoek-Brown failure criterion [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2013, 60: 440-451. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2013.01.004.
- [13] 盛佳, 李向东. 基于Hoek-Brown强度准则的岩体力学参数确定方法[J]. 采矿技术, 2009, 9(2): 12-14, 41. DOI: 10.13828/j.cnki.ckjs.2009.02.038.
- SHENG Jia, LI Xiangdong. Determination method of mechanical parameters of rock mass based on Hoek-Brown strength criterion [J]. Mining Technology, 2009, 9(2): 12-14, 41. DOI: 10.13828/j.cnki.ckjs.2009.02.038.
- [14] 王成虎, 何满潮. Hoek-Brown岩体强度估算新方法及其工程应用[J]. 西安科技大学学报, 2006, 26(4): 456-459, 464. DOI: 10.13800/j.cnki.xakjdxxb.2006.04.005.
- WANG Chenghu, HE Manchao. Latest Hoek-Brown rock mass strength estimation method and its application [J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2006, 26(4): 456-459, 464. DOI: 10.13800/j.cnki.xakjdxxb.2006.04.005.
- [15] 胡盛明, 胡修文. 基于量化的GSI系统和Hoek-Brown准则的岩体力学参数的估计[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 861-866. DOI: 10.16285/j.rsm.2011.03.022.
- HU Shengming, HU Xiuwen. Estimation of rock mass parameters based on quantitative GSI system and Hoek-Brown criterion [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 861-866. DOI: 10.16285/j.rsm.2011.03.022.
- [16] BARTON N. Some new Q -value correlations to assist in site characterisation and tunnel design [J].

- International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39 (2): 185-216. DOI: 10.1016/S1365-1609(02)00011-4.
- [17] 夏开宗, 陈从新, 刘秀敏, 等. 基于岩体波速的 Hoek-Brown 准则预测岩体力学参数方法及工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32 (7): 1458-1466. DOI: 10.3969/j.issn.1000-6915.2013.07.022.
- XIA Kaizong, CHEN Congxin, LIU Xiumin, et al. Estimation of rock mass mechanical parameters based on ultrasonic velocity of rock mass and Hoek-Brown criterion and its application to engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32 (7): 1458-1466. DOI: 10.3969/j.issn.1000-6915.2013.07.022.
- [18] 潘文韬, 何川, 吴枋胤, 等. 不同大变形等级下层理角度对层状软岩隧道的影响[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2023, 45(5): 94-105. DOI:10.11835/j.issn.2096-6717.2021.198.
- PAN Wentao, HE Chuan, WU Fangyin, et al. Effect of bedding angle of layered soft rock tunnels with different large deformation grades [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering (Chinese and English), 2023, 45 (5): 94-105. DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.198.
- [19] 黄娟, 周世杰, 贾朝军, 等. 遍布节理模型在层状岩体模拟中的适用性研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2023, 50(9): 131-141. DOI: 10.16339/j.cnki.hdxzbkb.2023109.
- HUANG Juan, ZHOU Shijie, JIA Chaojun, et al. Applicability of ubiquitous-joint model in layered rocks simulation [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2023, 50(9): 131-141. DOI: 10.16339/j.cnki.hdxzbkb.2023109.
- [20] 魏来. 高地应力软岩隧道变形特征及施工方案优化研究[D]. 西安: 长安大学, 2018.
- WEI Lai. Study on deformation characteristics and construction scheme optimization of soft rock tunnel in high ground stress [D]. Xi'an: Chang'an University, 2018.
- [21] 黄彦波. 基于新意法的高地应力软岩隧道施工技术研究[D]. 西安: 西安科技大学, 2019.
- HUANG Yanbo. The research of large deformation control technologies for soft rock tunnel with high ground stress based on ADECO-RS [D]. Xi'an: Xi'an University of Science and Technology, 2019.
- [22] 张宸硕. 长大隧道对接贯通中层理面对施工安全的影响 [D]. 北京: 北京交通大学, 2021. DOI: 10.26944/d.cnki.gbjfu.2021.003510.
- ZHANG Chenshuo. The influence of bedding plane on opposite through construction safety of long tunnel [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2021. DOI: 10.26944/d.cnki.gbjfu.2021.003510.
- [23] 李佳宝. 川藏线折多山隧道围岩大变形规律研究 [D]. 成都: 成都理工大学, 2020. DOI: 10.26986/d.cnki.gcdlc.2020.001191.
- LI Jiabao. Study on large deformation law of surrounding rock of Zheduoshan tunnel on sichuan-tibet line [D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2020. DOI: 10.26986/d.cnki.gcdlc.2020.001191.

(责任编辑:刘平;校对:毛娜)