

文章编号:1673-9469(2025)06-0047-09

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2025.06.006

大跨隧道围岩爆破损伤特征实测及其稳定性分析

孙星亮¹, 郎军星¹, 赵晓佳¹, 李松达²

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043;

2. 中国交通建设股份有限公司总承包经营分公司, 北京 100032)

摘要: 为探究大跨隧道爆破开挖过程中围岩的累积损伤演化规律及其稳定特性, 采用岩石声波测试仪及压力传感器分别对爆破开挖期间围岩的损伤特征及初期支护结构的受力进行了现场实测。基于围岩损伤实测结果, 采用数值模拟方法分析了围岩存在损伤时的隧道稳定性。研究表明: 循环爆破开挖对围岩损伤的影响深度区间为 3.4~3.6 m; 随着测试深度增加, 岩体声波波速曲线呈“S”形分布, 而围岩累积损伤曲线呈“倒S”形分布; 考虑隧道围岩爆破累积损伤时, 测孔不同深度范围的围岩状态存在差异, 即 0.0~2.0 m 深度为松动区, 2.0~3.4 m 深度为中度损伤区, 3.4~4.8 m 深度为轻度损伤区。与不考虑围岩损伤条件相比, 考虑损伤时围岩塑性区分布面积显著增大; 在考虑围岩损伤的情况下, 隧道开挖后最大拱顶沉降为 24.01 mm (现场实测均值 25.8 mm), 最大水平收敛为 14.39 mm (现场实测均值 15.19 mm), 而不考虑损伤时, 最大拱顶沉降 20.43 mm, 最大水平收敛 13.85 mm, 考虑围岩损伤的模拟结果更接近实际监测值。

关键词: 公路隧道; 爆破振动; 围岩累积损伤; 现场试验; 数值计算; 声波测试

中图分类号: U455.6

文献标识码: A

Measurement of Blast Damage Characteristics and Stability Analysis of Large-Span Tunnel Surrounding Rock

SUN Xingliang¹, LANG Junxing¹, ZHAO Xiaojia¹, LI Songda²

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China;

2. China Communications Construction Co., Ltd. General Contracting Operation Branch, Beijing 100032, China)

Abstract: To explore the cumulative damage evolution law and stability characteristics of the surrounding rock during the blasting excavation of large-span tunnels, this study used a rock acoustic wave tester and pressure sensors to conduct on-site measurements of the damage characteristics of the surrounding rock and the stress of the initial support structure during the blasting excavation process. Based on the measured results of the surrounding rock damage, the numerical simulation method was used to analyze the stability of the tunnel when there is damage to the surrounding rock. The research results show that the influence depth range of the cyclic blasting excavation on the surrounding rock damage is 3.4 to 3.6 meters; as the test depth increases, the rock wave velocity curve shows an "S" shape distribution, while the cumulative damage curve of the surrounding rock shows an "inverted S" shape distribution; considering the blasting cumulative damage of the tunnel surrounding rock, the rock state in different depth ranges of the test holes varies, that is, the 0.0 to 2.0 meter depth is the loosening zone, the 2.0 to 3.4 meter depth is the moderately damaged zone, and the 3.4 to 4.8 meter depth is the mild damage zone. The numerical simulation results show that compared with the condition without considering the surrounding rock damage, the distribution area of the plastic zone of the surrounding rock under consideration of damage is significantly larger; considering the surrounding rock damage, the maximum arch top settlement after tunnel excavation is 24.01 mm (the average value measured on site is 25.8 mm), and

收稿日期: 2024-02-29

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52308272)

第一作者: 孙星亮(1970—), 男, 河南郑县人, 博士, 教授, 从事隧道及地下工程新技术及稳定性理论研究。

the maximum horizontal convergence is 14.39 mm (the average value measured on site is 15.19 mm), while without considering the damage, the maximum arch top settlement is 20.43 mm and the maximum horizontal convergence is 13.85 mm. This indicates that the simulation results considering the surrounding rock damage have a higher degree of consistency with the actual monitoring data.

Key words: highway tunnel; blasting vibration; cumulative damage of surrounding rock; field test; numerical calculation; acoustic testing

钻爆法因具有性价比、技术成熟度及开挖速度等优势,在岩石隧道施工中得到了广泛应用^[1-3]。然而,采用钻爆法开挖隧道时,随着爆破次数的增加,围岩中的微裂隙在爆破动荷载作用下持续扩展,逐渐形成宏观的裂纹甚至相互贯通,导致围岩的损伤程度逐渐累积,损伤效应也愈发显著^[4-6]。

针对爆破引起围岩损伤特征,国内外学者开展了大量卓有成效的研究。刘亮等^[7]基于岩体声波特性,分析了不同深度岩体的损伤状态,最终确定了岩体的临界破碎损伤阈值。闫长斌等^[8]结合现场声波测试数据,研究了爆破次数与爆破距离对累积损伤效应的影响。Law等^[9]通过监测多次爆破前后岩体声波波速及峰值质点振速的变化,研究了重复爆破动荷载作用下的岩体累积损伤。汪海波等^[10]分析了全断面一次起爆时,巷道掘进中爆破振动的传播规律,给出了爆破振动影响下围岩松动范围及巷道长度。蒙国往等^[11]采用现场测试与数值模拟相结合的方法,研究了循环爆破荷载作用下小净距隧道围岩的累积损伤演变规律。张国华等^[12]通过现场声波监测,研究了大帽山大断面隧道群在推进式往复爆破作业中围岩的累积损伤范围,结果表明,围岩在推进式往复爆破动荷载作用下会产生累积损伤。

目前,针对爆破开挖后围岩稳定性的数值模拟,很少考虑累积损伤导致的围岩劣化效应。模拟时,围岩力学指标多依据规范或勘察资料进行取值,虽然有少数研究考虑了围岩累积损伤,但仅局限于小断面隧道^[13-15]。为此,本文以台阶法施工的三车道大跨勤丰隧道为研究背景,在循环爆破开挖前后进行围岩声波测试,分析爆破后围岩累积损伤特征,据此确定了围岩损伤条件下的岩体力学参数。通过数值模拟与现场监测相结合的方法,探究了考虑围岩损伤条件下隧道初期支护受力及围岩位移特征。测试结果可为考虑爆破损伤效应的大跨公路隧道围岩稳定性研究提供参考。

1 工程背景

勤丰隧道所在区域的地质构造为轴向近于南北向的向斜,有小型发育褶皱,没有明显的断层。隧道所在山体的岩性主要为中风化或微风化的花岗岩和微风化的泥岩,岩体渗透性较小,且整个山体上未见泉水出露点。

勤丰隧道为双线分离式双向六车道公路隧道,两线间距 33 m,最大埋深 361 m,开挖跨度 17.15 m,开挖高度 11.68 m。现场损伤测试段位于勤丰隧道右洞 IV 级围岩地段,起始里程为 YK43+383。隧道采用两台阶钻爆法施工,下台阶分左右两部分开挖,隧道循环掘进进尺约 3 m。引爆雷管选用 1、3、5、7、9、11、13、15 等 8 个段别的非电毫秒雷管,起爆顺序:掏槽眼(序号①、②、③)→扩槽眼(④)→辅助眼(⑤、⑥)→崩落眼(⑦、⑧)→周边眼(⑨)和底板眼(⑩)。勤丰隧道上台阶采用三级复式掏槽爆破,现场爆破方案如图 1 所示,图中 R_3 为隧道爆破设计中的轮廓控制半径。爆破参数如表 1 所示。

2 现场声波测试及分析

2.1 声波波速的测试原理与方法

由惠更斯原理可知,声波在含有微裂缝等损伤的岩体中传播时,传播路径增加,导致测得的声波波速降低,岩体的损伤程度可通过声波波速下降幅度进行推算。本文利用 HS-YS4A 型岩石声波测试仪,通过一发双收单孔测试方式对围岩的损伤进行测定,现场声波测试示意图见图 2。一发双收单孔测试原理示意图见图 3,图中, T 为发射换能器; R_1 、 R_2 分别为两个接收换能器; A、B 和 C 为发射声波在岩体中传播路径的示意线; t_0 为声波的发射时刻, s; t_1 、 t_2 分别为接收换能器 R_1 、 R_2 处收到声波的时刻, s; $\Delta t = t_2 - t_1$; l_1 、 l_2 分别为发射换能器 T 与接收换能器 R_1 、接收换能器 R_1 与 R_2 之间的距离, m; v_1 、 v_2 分别为声波在水、岩体中传播速度, m/s。

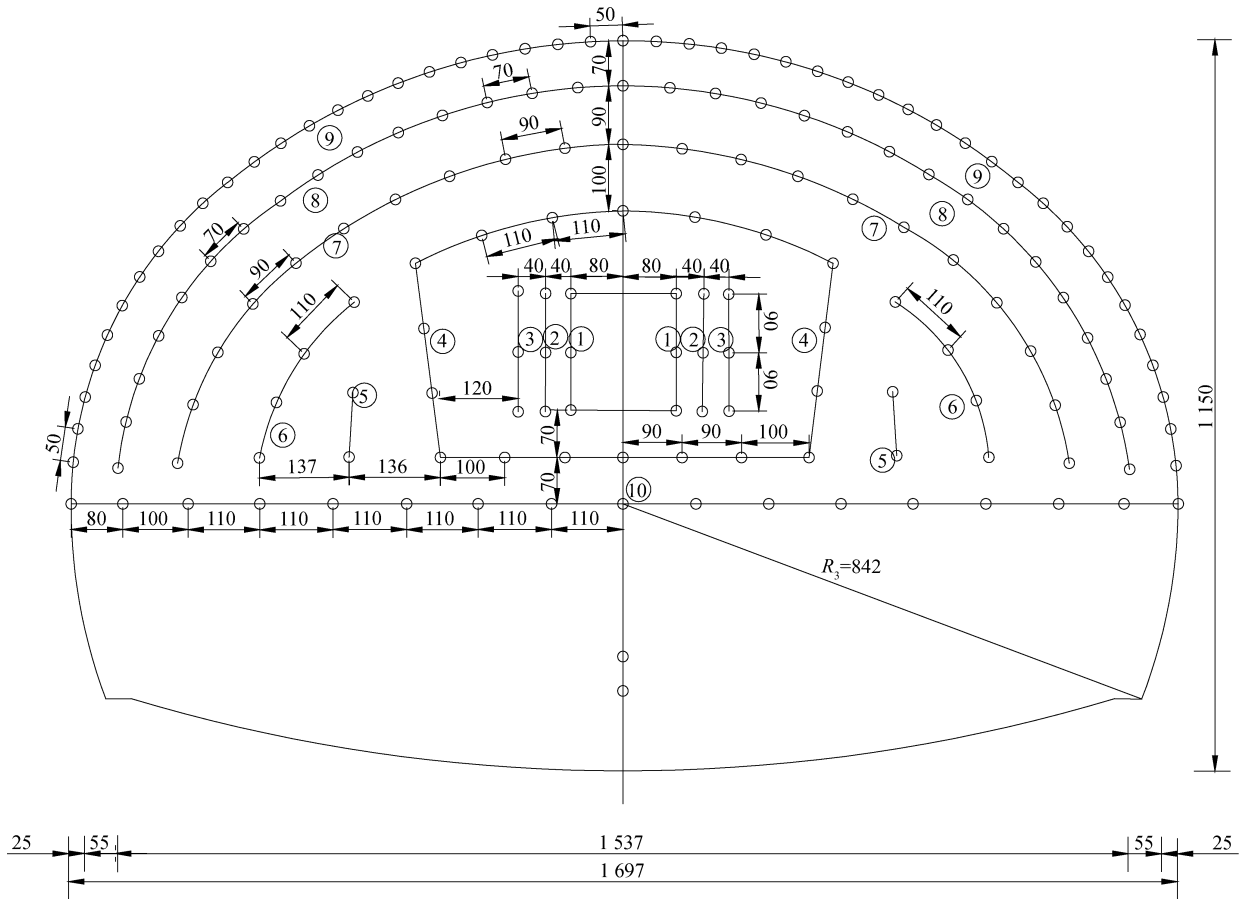


图 1 勤丰隧道IV级围岩上台阶现场爆破方案(单位:cm)

Fig. 1 Blasting scheme for upper section at surrounding rock grade IV section in Qinfeng Tunnel (unit:cm)

表 1 现场爆破参数

Tab. 1 Field blasting parameters

序号	雷管段别	单孔药量/kg	孔深/cm	炸药类型	装药结构
①	1	0.60	104	乳化炸药	连续
②	3	0.90	215	乳化炸药	连续
③	5	2.10	340	乳化炸药	连续
④	7	1.65	320	乳化炸药	连续
⑤	9	1.65	320	乳化炸药	连续
⑥	9	1.65	320	乳化炸药	连续
⑦	11	1.65	320	乳化炸药	连续
⑧	13	1.65	320	乳化炸药	连续
⑨	15	0.90	340	乳化炸药	不耦合间隔
⑩	15	2.10	340	乳化炸药	连续

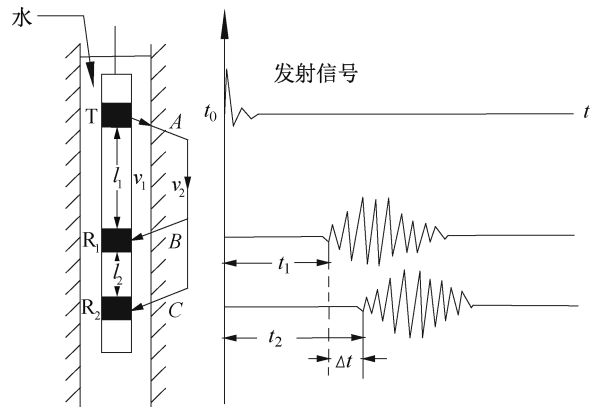


图 3 一发双收单孔测试原理示意图

Fig. 3 Schematic diagram of the principle of a single-hole dual-shot testing method



(a) 通过PVC管提拉探头 (b) 岩体声波速度的测试和采集

图 2 现场声波测试示意图

Fig. 2 Schematic diagram of field acoustic wave test

由于钻孔处于倾斜状态,声波仪换能器直接接触孔壁岩体,因而可以忽略声波在孔内水中的传播时间,测试岩体声波波速 v_2 取 l_1 和 l_2 两段波速的平均值。

$$v_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{l_1}{t_1 - t_0} + \frac{l_2}{t_2 - t_1} \right) \quad (1)$$

在隧道右侧距上台阶底部 60 cm 高度处,采用

YGZ-90型中深孔凿岩机钻取孔径50 mm、深度5 m的测孔,测孔方向为水平向下倾斜10°。从距孔口60 cm处起,按20 cm的间距设置22个测点。本次研究共进行了8次测量,在距掌子面0.4 m处的围岩测孔进行第1次测量,待下一轮爆破开挖后,进行第2次测量,以此类推,直至完成8次测量。

2.2 声波测试结果与分析

岩体自身存在节理、微裂缝和既有爆破开挖损伤等初始损伤,声波波速是在岩体初始损伤情况下测试得到的。本次研究主要关注循环爆破动荷载作用下围岩的累积损伤效应,故暂不考虑围岩的初始损伤。基于勤丰隧道右洞现场开展的声波波速测试,绘制出爆破后的岩体声波波速-测孔深度变化曲线,如图4所示。在第1次与第2次爆破后,测孔深度4.4~4.8 m范围内测得的声波波速基本保持不变,因此,可将该范围岩体的声波波速(4 201 m/s)视为无损岩体的声波波速。

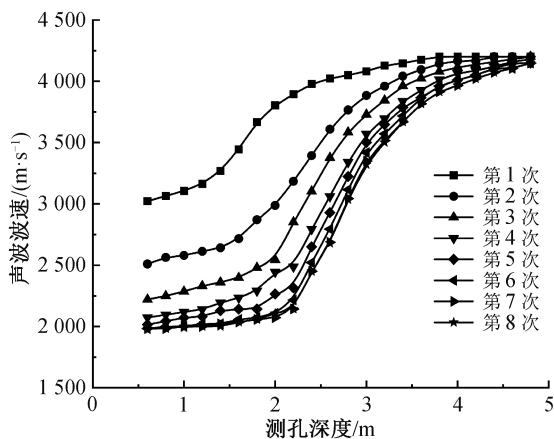


图4 岩体声波波速-测孔深度变化曲线

Fig. 4 Variation curves of rock mass acoustic wave velocity with the depth of the measurement borehole

岩体声波波速随爆破次数的增加呈下降趋势,且下降速率逐渐减缓并最终趋于稳定,说明循环爆破开挖对围岩的损伤累积存在一定的极限效应。声波波速随着测孔深度的增加而不断增大。随着爆破次数的增加,岩体声波波速-测孔深度变化曲线呈现出愈加明显的“S”形分布特征。随着爆源与测孔之间距离的增大,爆破振动对围岩的影响越来越微弱。

3 爆破后围岩累积损伤情况

3.1 围岩损伤的测试结果与分析

基于声波测试的围岩损伤可表述为

$$D = 1 - \left(\frac{v}{v_0}\right)^2 = 1 - (1 - \eta)^2 \quad (2)$$

式中: D 为围岩累积损伤; v_0 为爆破前岩体的声波速度,m/s; v 为爆破后岩体的声波速度,m/s; η 为声波速度降低率,%。

根据《水工建筑物岩石基础开挖工程技术规范》的规定^[16],当 $\eta > 10\%$ 时,可判定岩体产生爆破损伤,对应的岩体损伤阈值为0.19。由式(2)可计算出每次爆破后围岩的累积损伤,据此绘制爆破后围岩累积损伤-测孔深度变化曲线(图5)及不同深度围岩累积损伤-爆源距离变化曲线(图6)。

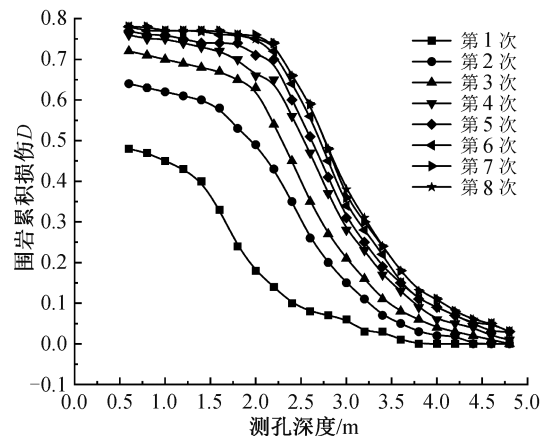


图5 围岩累积损伤-测孔深度变化曲线

Fig. 5 Variation curves of cumulative damage of the surrounding rock with the depth of the test hole

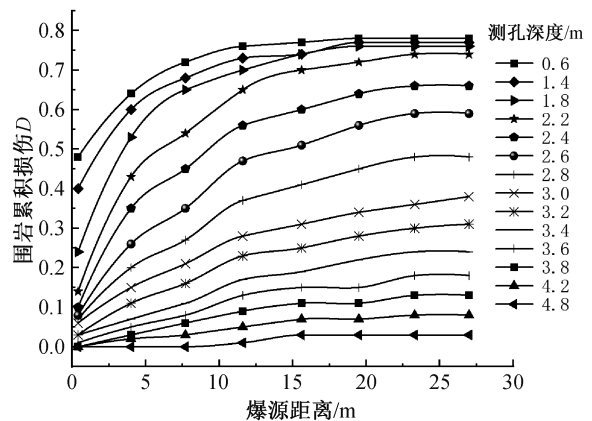


图6 不同深度围岩累积损伤-爆源距离变化曲线

Fig. 6 Cumulative damage of cumulative damage in different depths of rock strata with respect to the distance from the blasting source

由图5可知,围岩累积损伤-测孔深度变化曲线呈现明显的“倒S”形分布特征。围岩累积损伤 D 随着爆破次数的增加呈上升趋势,但增速逐渐放缓并最终趋于稳定。下台阶开挖面距掌子面约12 m,但第4次、第5次爆破后的围岩损伤增长率

仍低于第 3 次、第 4 次爆破后的围岩损伤增长率,这是因为下台阶分左右两部分开挖,爆破临空面增多,使爆破传递至岩体的能量大幅减少,因此,下台阶爆破开挖对围岩的损伤可忽略不计,应重点分析上台阶爆破开挖造成的影响。

由图 6 可以看出,随着测孔深度的增加,围岩累计损伤 D 逐渐降低,并最终趋于稳定。当测孔深度小于 2.0 m 时,围岩累积损伤 D 均大于 0.19,该范围围岩为松动区;当测孔深度介于 2.0~3.4 m 时,围岩累积损伤 D 由小于 0.19 逐渐变为大于 0.19,该范围围岩为中度损伤区;当测孔深度介于 3.6~4.8 m 时,围岩累积损伤 D 均小于 0.19,该范围围岩为轻度损伤区。因此,在 3.6~4.8 m 围岩深度范围内,可对爆破累积损伤效应进行研究,该结论与文献[8]一致。

随着测孔深度的增加,不同深度围岩累积损伤-爆源距离变化曲线形态逐渐由“厂”字形转变为“一”字形。这表明在勤丰隧道既有爆破方案下,循环爆破开挖对隧道围岩的完整性影响范围有限,影响深度为 3.4~3.6 m。

3.2 多次循环爆破后围岩损伤的回归分析

对爆破后测孔不同位置的围岩累积损伤进行非线性回归分析,拟合得到不同爆破次数下围岩累积损伤 D 与测孔深度关系的 Gaussian 表达式,见式(3)。拟合得到图 6 各曲线的待定系数及曲线对应的决定系数 R^2 见表 2。

$$D = a_1 \exp \left[- \left(\frac{L - b_1}{c_1} \right)^2 \right] + a_2 \exp \left[- \left(\frac{L - b_2}{c_2} \right)^2 \right] \quad (3)$$

式中: L 为测孔深度, m ; a_1 、 b_1 、 c_1 、 a_2 、 b_2 、 c_2 为待定系数。

3.3 围岩损伤条件下岩体力学参数的确定

3.3.1 岩体强度确定

岩体的单轴抗压强度、抗拉强度与不同损伤

程度下的岩体常数 m 、 s 之间有如下关系^[17-19]:

$$\sigma_{cm} = \sqrt{s\sigma_c^2} \quad (4)$$

$$\sigma_{tm} = \frac{1}{2}\sigma_c(m - \sqrt{m^2 + 4s}) \quad (5)$$

$$m = \exp\left(\frac{RMR - 100}{k_m}\right) m_i \quad (6)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{k_s}\right) \quad (7)$$

式中: σ_{cm} 、 σ_{tm} 分别为岩体的单轴抗压强度和单轴抗拉强度, MPa; σ_c 为岩石的单轴抗压强度, MPa; m 、 s 为反映岩体损伤程度的常数; RMR 为岩石评价值,数值范围为 0~100; k_m 、 k_s 为爆破扰动影响系数, $k_m = 2 - 14D$, $k_s = 9 - 3D$; m_i 为常数。

3.3.2 岩体抗剪强度参数

罗一忠等^[20]给出了服从 Mohr-Coulomb 破坏准则的岩体抗剪强度指标黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 的确定方法,见式(8)(9)。

$$c = \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_{cm}\sigma_{tm}} \quad (8)$$

$$\phi = \arctan \frac{\sigma_{cm} - \sigma_{tm}}{2\sqrt{\sigma_{cm}\sigma_{tm}}} \quad (9)$$

3.3.3 岩体的变形模量

变形模量是岩体的重要力学指标,其中应用较广泛的主要有 Hoek 等^[18,21]提出的式(10)及 Serafim 等^[22]提出的式(11)。

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(GSI-10)/40}, (\sigma_c < 100) \quad (10)$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{(RMR_{76}-10)/40}, (\sigma_c \geq 100) \quad (11)$$

式中: E_m 为岩体的变形模量, GPa; GSI 为地质强度指标; RMR_{76} 为岩体质量分类指标值, GSI 及 RMR_{76} 的数值范围均为 0~100。

表 2 拟合曲线待定系数及决定系数 R^2

Tab. 2 Coefficients to be determined for the fitted curves and coefficient of determination R^2

与爆源距离/m	a_1	b_1	c_1	a_2	b_2	c_2	R^2
0.4	0.006 882	0.582 3	0.024 12	0.478 7	0.705 7	1.397 0	0.994
4.0	0.286 600	0.265 9	0.640 40	0.587 5	1.398 5	1.376 0	0.999
7.7	0.714 000	0.654 2	2.028 00	0.157 5	2.036 0	0.624 1	0.997
11.6	0.379 800	0.333 6	0.718 60	0.709 8	1.650 0	1.471 0	0.998
15.6	0.765 800	0.682 5	2.260 00	0.194 8	2.200 0	0.677 5	0.999
19.5	0.773 400	0.607 3	2.314 00	0.231 2	2.230 0	0.785 7	0.999
23.3	0.777 400	0.728 8	2.326 00	0.214 0	2.274 0	0.732 3	0.999

4 隧道稳定性数值模拟

4.1 计算模型及参数

为保证模型计算结果的可靠性与精确度,本文对模型尺寸与边界进行如下设置:模型两侧边界与隧道中心的距离均为 100 m(约为洞径的 6 倍),拱顶与模型上表面的距离为 50 m。坐标系定义 X 轴正向指向模型右边界,隧道开挖长度为 84 m。计算模型示意图如图 7 所示,模型计算参数见表 3。

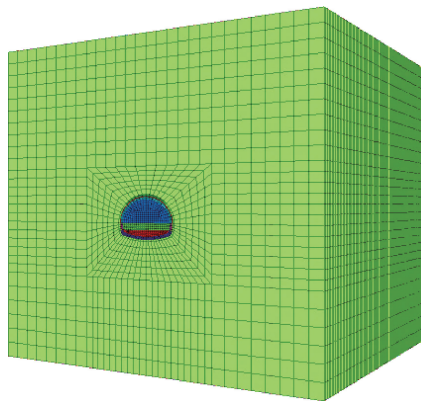


图 7 计算模型示意图

Fig. 7 Schematic diagram of calculation model

表 3 模型计算参数

Tab. 3 Calculation parameters of the model

材料类型	重度 ρ / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	变形模量 E_m/GPa	泊松比 μ	内摩擦角 $\phi/(\circ)$	黏聚力 c/MPa
初始围岩	22	3	0.24	30	0.3
初期支护	22	23	0.20	—	—
二次衬砌	24	30	0.20	—	—

4.2 爆破过程中围岩参数的修正

结合勤丰隧道现场工程实际,本次数值模拟主要在 IV 级围岩条件下进行。模拟段隧道实际埋深约为 200 m,因此,采用应力边界的方式对隧道埋深进行模拟。模型拱顶与上表面的距离为 50 m,在模型上表面施加约 3.3 MPa 的竖向压力。除模型上边界采用自由边界外,其余边界均采用位移边界约束条件。

在 FLAC3D 软件中,将由式(3)—式(11)计算得到的损伤后围岩力学参数定义为额外变量。根据勘察报告,岩石单轴抗压强度 σ_c 为 30.12 MPa,利用 FISH 语言中的“z_prop(pnt, 'bulk')”等函数,对不同位置实体单元的损伤后的围岩力学参数进行修正。利用 FISH 语言中的循环命令,实现上台

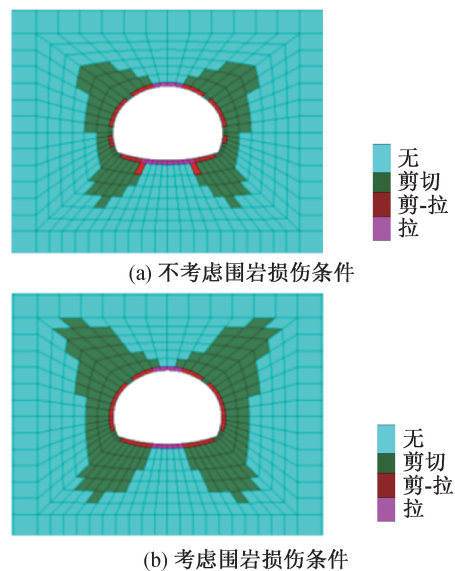
阶每开挖一个步距,即对已完成开挖部分的围岩力学参数进行一次修正。

本次模拟采用两台阶法开挖施工,每步开挖 3 m,下台阶开挖面与上台阶开挖面的距离为 12 m(即 4 个步距)。开挖完成后,在下一个开挖步距进行初期支护。

4.3 数值模拟结果分析

4.3.1 围岩塑性区变化特征

隧道开挖完成后塑性区分布情况见图 8。由图 8 可以看出,考虑围岩损伤条件下的围岩稳定后塑性区面积明显大于不考虑围岩损伤条件,原因在于围岩受爆破振动出现损伤后,损伤范围内岩体的抗剪力学指标均有不同程度的降低。在开挖过程中,围岩内出现的塑性区类型主要为剪切屈服。因此,在进行隧道开挖数值计算时,应该考虑围岩的损伤对其力学指标的劣化作用。



(b) 考虑围岩损伤条件

图 8 围岩塑性区分布

Fig. 8 Plastic zone distribution of surrounding rock

4.3.2 初期支护结构受力特征分析

初期支护结构最大、最小主应力受力分布情况分别见图 9。由图 9 可知,开挖后初期支护结构在拱顶处的最大拉应力仅为 0.98 MPa,由于钢拱架的抗拉强度远高于喷射混凝土,初期支护结构所受的拉应力主要由钢拱架承担;开挖后初期支护结构的最小主应力均为压应力,其中,拱腰部位的压应力最大,达 8.16 MPa,其他部位均小于 5 MPa,拱底处压应力最小。因此,初期支护结构受到的压应力主要集中在拱腰部位,并由钢拱架和喷射混凝土共同承担。

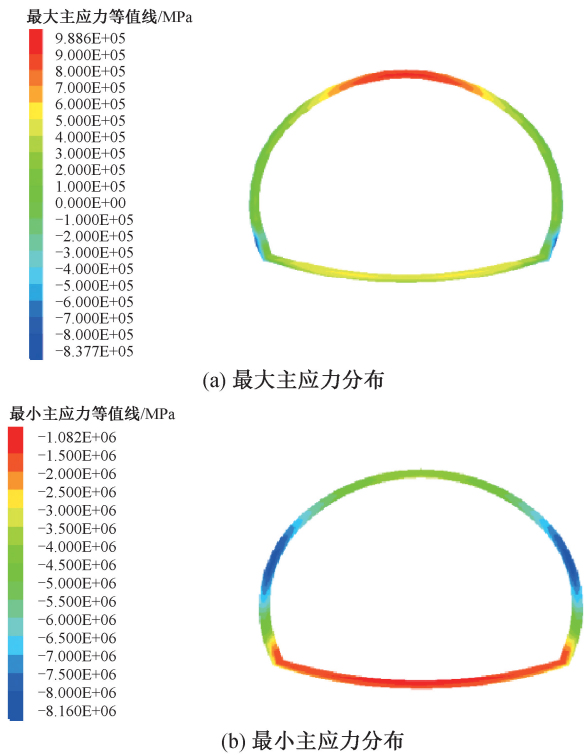


图 9 初期支护结构主应力分布情况
Fig. 9 Principal stress distribution of the initial support

4.3.3 围岩位移变化特征

由拱顶沉降及水平收敛曲线(图 10)可以看出,拱顶沉降和水平收敛随时间的变化规律基本一致。随着隧道开挖的推进,在掌子面未到达监测断面时,围岩已发生位移,且位移值随两者的距离减小而逐渐增加;当掌子面越过监测断面后,围岩位移随着两者距离的增大而迅速增加;待两者距离超过 20 m 后,围岩位移增加缓慢并最终趋于稳定。数值模拟结果表明,考虑围岩损伤的情况下,隧道开挖后引起的最大拱顶沉降为 24.01 mm,最大水平收敛为 14.39 mm;不考虑围岩损伤时,最大拱顶沉降为 20.43 mm,最大水平收敛为 13.85 mm。

5 现场监测结果与分析

钻爆法开挖破坏了岩体的初始地应力场,导致岩体内应力重分布。开挖后的临空面为岩体变形提供了空间。因此,通过研究围岩与初期支护的接触压力、围岩竖向和水平向位移变化,可评价围岩的稳定性。

在右线隧道 YK43+383 和 YK43+487 处设置监测断面,安装压力盒监测围岩与初期支护间的围岩压力,现场安装情况见图 11。围岩压力最终

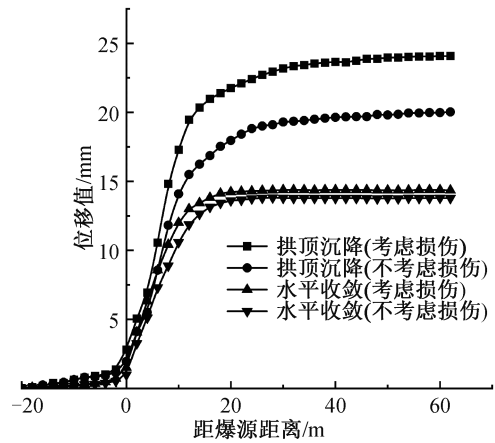


图 10 模拟拱顶沉降及水平收敛曲线
Fig. 10 Simulated vault settlement and horizontal convergence curves

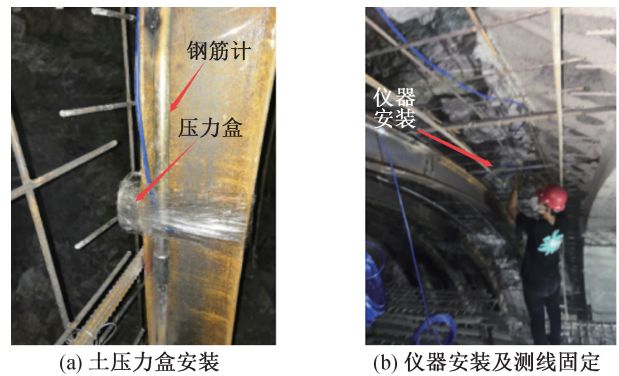


图 11 现场监测示意图
Fig. 11 Schematic diagram of site monitoring

稳定值在断面周边分布见图 12,拱顶沉降及水平收敛曲线见图 13。

由图 12 可以看出,两个监测断面周边接触压力分布相似,隧道左侧断面各监测点的压力值均大于右侧。这是由于围岩损伤状况直接影响围岩压力,左洞爆破开挖对右洞围岩造成了一定程度的损伤。断面 YK43+383 在拱顶处压力最大,为 77.47 kPa;断面 YK43+487 在左侧拱肩处压力最大,为 79.25 kPa。在现有爆破开挖方案下,隧道左侧拱肩和拱顶处的围岩与初期支护的接触压力最大,应对以上范围的接触压力进行重点监测。

由图 13 可以看出,拱顶沉降和水平收敛随时间变化曲线均呈“厂”字形,两个断面位移值基本保持一致。在监测初期,岩体变形增速较快,随着支护结构开始发挥承载作用,变形速率逐渐减小,最终均小于 0.2 mm/d,此时隧道围岩已达到稳定状态。断面 YK43+383 和 YK43+487 拱顶最大沉降分别为 26.0、25.6 mm,水平最大收敛分别为 15.18、15.20 mm。

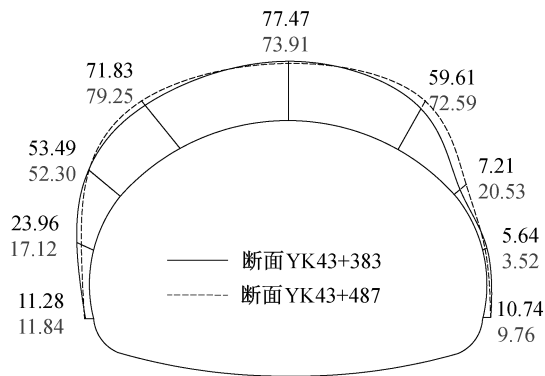


图 12 围岩压力在断面周边分布图(单位:kPa)

Fig. 12 Surrounding rock pressure distribution around the tunnel section (unit: kPa)

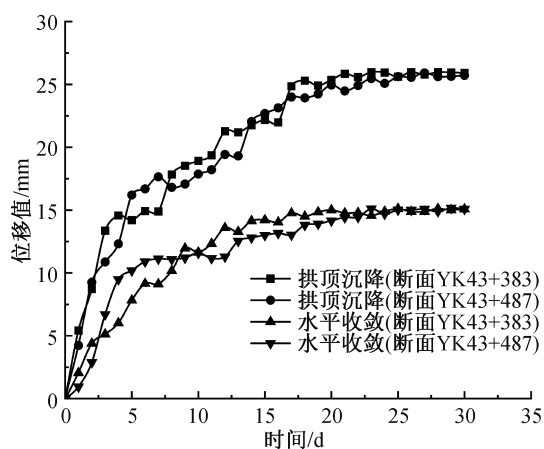


图 13 实测拱顶沉降及水平收敛曲线

Fig. 13 Measured settlement and horizontal convergence curves of vaults

将数值模拟得到的拱顶沉降、水平收敛与现场监测结果进行对比,发现无论是否考虑围岩损伤,数值模拟结果均小于现场监测结果,但考虑围岩损伤条件的数值模拟结果更接近现场监测结果。因此,在模拟隧道施工力学过程时,考虑爆破振动引起的围岩损伤特性更符合工程实际。

6 结论

1)随着测孔深度及爆破次数的增加,岩体声波波速曲线呈“S”形、围岩累积损伤曲线呈“倒S”形,不同深度围岩累积损伤-爆源距离变化曲线由“厂”字形逐渐变为“一”字形,循环爆破开挖对隧道围岩影响深度为3.4~3.6 m。

2)在考虑隧道围岩爆破累积损伤条件下,隧道围岩可划分为3个区域:在2.0 m深度范围内,为松动区,2.0~3.4 m深度范围为中度损伤区,3.4~4.8 m深度范围为轻度损伤区。

3)隧道爆破开挖诱发围岩损伤,使隧道围岩力学特性劣化,其塑性区类型主要是剪切屈服。考虑围岩损伤条件下的数值计算结果与实际监测结果更接近。

参考文献:

- [1] 张召冉,杨仁树. 岩石巷道“多阶段”掏槽技术及应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(3): 551-559.
ZHANG Z R, YANG R S. Multi-step cutting technology and its application in rock roadways[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(3): 551-559.
- [2] 陈国栋,甘目飞,刘科. 铁路隧道钻爆法机械化修建设计关键技术[J]. 现代隧道技术, 2022, 59(2): 200-209.
CHEN G D, GAN M F, LIU K. Key design technologies for mechanized construction of railway tunnels by drilling and blasting method[J]. Modern Tunnelling Technology, 2022, 59(2): 200-209.
- [3] 赵金帅,陈炳瑞,江权,等. 爆破荷载下白鹤滩大型地下厂房累积损伤机理研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2022, 41(5): 916-925.
ZHAO J S, CHEN B R, JIANG Q, et al. Study on cumulative damage mechanisms of Baihetan large underground powerhouse under blasting loads[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2022, 41(5): 916-925.
- [4] 杨小林,王梦恕,王树仁. 爆破对岩体基本质量的影响及试验研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 461-464.
YANG X L, WANG M S, WANG S R. Blasting effects on basic quality of rock mass and its experimental investigations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(4): 461-464.
- [5] SANG H C, KATSUHIKO K. Rock fragmentation control in blasting[J]. Materials Transactions, 2004, 45(5): 1722-1730.
- [6] 梁庆国,韩文峰,谌文武,等. 岩体地震动力破坏问题研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(S2): 2783-2788.
LIANG Q G, HAN W F, CHEN W W, et al. Discussion on rockmass failure under seismic load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(S2): 2783-2788.
- [7] 刘亮,卢文波,陈明,等. 钻爆开挖条件下岩体临界破碎状态的损伤阈值统计研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(6): 1133-1140.

- LIU L, LU W B, CHEN M, et al. Statistic damage threshold of critical broken rock mass under blasting load [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(6): 1133-1140.
- [8] 闫长斌, 徐国元, 杨飞. 爆破动荷载作用下围岩累积损伤效应声波测试研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 88-93.
- YAN C B, XU G Y, YANG F. Measurement of sound waves to study cumulative damage effect on surrounding rock under blasting load [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 88-93.
- [9] LAW T M, MAY J, SPATHIS A T, et al. Blast damage and blast dilution control: the application of bulk emulsion systems at the WMC St Ives Junction Mine [J]. Fragblast, 2001, 5(1-2): 1-20.
- [10] 汪海波, 宗琦. 煤矿软岩巷道掘进爆破振动特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(S2): 3876-3881.
- WANG H B, ZONG Q. Study of blasting vibration character of soft rock roadway excavation in coalmine [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(S2): 3876-3881.
- [11] 蒙国往, 张景龙, 吴波, 等. 循环爆破荷载作用下小净距隧道围岩累积损伤特性研究[J]. 爆破, 2021, 38(4): 52-60+107.
- MENG G W, ZHANG J L, WU B, et al. Research on cumulative damage characteristics of surrounding rock of small-clear distance tunnel under cyclic blasting load [J]. Blasting, 2021, 38(4): 52-60+107.
- [12] 张国华, 陈礼彪, 夏祥, 等. 大断面隧道爆破开挖围岩损伤范围试验研究及数值计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(8): 1610-1619.
- ZHANG G H, CHEN L B, XIA X, et al. Numerical simulation and experimental study of damage range of surrounding rock in large tunnel under blasting excavation [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(8): 1610-1619.
- [13] 吉凌, 周传波, 张波, 等. 大断面隧道爆破作用下围岩动力响应特性与损伤效应研究[J]. 铁道学报, 2021, 43(7): 161-168.
- JI L, ZHOU C B, ZHANG B, et al. Study on dynamic response and damage effect of surrounding rock in large tunnel under blasting excavation [J]. Journal of the China Railway Society, 2021, 43(7): 161-168.
- [14] 王少辉, 蒋冲, 沙策, 等. 特大型岩溶地段隧道爆破数值模拟研究[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(S1): 421-426.
- WANG S H, JIANG C, SHA C, et al. Numerical simulation of tunnel blasting in extra large karst area [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(S1): 421-426.
- [15] 王平. 大断面隧道楔形掏槽爆破参数的优化[D]. 南宁: 广西大学, 2020.
- WANG P. Optimization of wedge cut blasting parameters for large section tunnel [D]. Nanning: Guangxi University, 2020.
- [16] 中华人民共和国国家发展和改革委员会. 水工建筑物岩石基础开挖工程施工技术规范: DL/T 5389—2007[S]. 北京: 中国电力出版社, 2007.
- National Development and Reform Commission. Construction technical specification on rock-foundation excavating engineering of hydraulic structures: DL/T 5389—2007[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2007.
- [17] HOEK E, BROWN E T. Underground excavation in rock [M]. London: Institute of Mining and Metallurgy, 1980.
- [18] HOEK E. Practice rock engineering [M]. Rotterdam: A. A. Balkema, 2000.
- [19] 闫长斌. 爆破作用下岩体累积损伤效应及其稳定性研究[D]. 长沙: 中南大学, 2006.
- YAN C B. Study on cumulative damage effects and stability of rock mass under blasting loading [D]. Changsha: Central South University, 2006.
- [20] 罗一忠, 叶粤文. 大厂91号矿体岩石力学参数工程处理[J]. 江西有色金属, 1998(3): 9-12.
- LUO Y Z, YE Y W. Engineering treatment of rock mechanical parameters of No.91 orebody in Dachang [J]. Jiangxi Nonferrous Metals, 1998(3): 9-12.
- [21] HOEK E, BROWN E T. The Hoek-brown failure criterion-a 1988 update [C]//Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp. Toronto: University of Toronto Press, 1988, 31-38.
- [22] SERAFIM J L, PEREIRA J P. Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski [C]//Proceedings International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction. Lisbon, Portugal, 1983, 1: 1133-1142.

(责任编辑 张爱丽)