

DOI: 10.11779/CJGE202107011

基于现场实测数据统计的隧道围岩全过程变形规律及稳定性判据确定

孙振宇¹, 张顶立¹, 侯艳娟¹, 李奥^{1,2}

(1. 北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044; 2. 苏交科集团股份有限公司, 江苏 南京 210019)

摘要: 隧道围岩全过程变形是认识支护与围岩相互作用演化机制的基本前提, 也是围岩稳定性评价和支护设计的重要依据。在对 40 座隧道与地下工程围岩全过程变形进行收集和整理的基础上, 系统分析了隧道围岩全过程变形及其关键节点、围岩变形速率与变形加速度分布规律与影响因素。研究表明: 隧道围岩超前变形量和基本稳定变形量随施工进度呈总体增大趋势, 随开挖半径呈减小趋势, 而相应的位移释放率则无明显相关关系; 随着围岩级别的增大, 超前变形量与基本稳定变形量增大, 而相应的位移释放率则反而减小; 通过改进 Hoek 公式对深、浅埋条件下围岩全过程变形进行拟合, 拟合优度在 0.95 以上, 可为围岩损失位移的求解提供依据; 隧道围岩变形速率随时间发展趋势为先增大后减小, 而变形加速度则表现出“正弦曲线”特征, 二者随隧道半径和施工速率变化显著。根据分析结果, 指出对于不良地质条件下的大断面隧道, 围岩变形速率小而变形持续时间长, 此时围岩稳定性的判断应以变形加速度作为主要指标, 并进一步给出了变形加速度阈值的确定方法。

关键词: 隧道工程; 围岩; 全过程变形; 统计分析; 变形速率; 变形加速度; 稳定性判据

中图分类号: TU43; U451 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2021)07-1261-10

作者简介: 孙振宇(1993—), 男, 博士, 讲师, 主要从事隧道及地下工程方面的研究工作。E-mail: zhenyus@bjtu.edu.cn。

Whole-process deformation laws and determination of stability criterion of surrounding rock of tunnels based on statistics of field measured data

SUN Zhen-yu¹, ZHANG Ding-li¹, HOU Yan-juan¹, LI Ao^{1,2}

(1. Key Laboratory for Urban Underground Engineering of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. JSTI Group, Nanjing 210019, China)

Abstract: Deformation of the surrounding rock during the whole excavation process is the basic premise to understand the evolution mechanism of interaction between the supports and the surrounding rock, which is also an important reference for stability evaluation of the surrounding rock and design of the supports. On the basis of collecting the deformation of the surrounding rock during the whole excavation process of 40 tunnels and underground projects, the whole process deformation and its key nodes, the distribution laws of deformation rate and deformation acceleration of the surrounding rock and the influencing factors are systematically analyzed. The results show that the advance deformation and basically stable deformation of the surrounding rock increase with the construction speed and decrease with the excavation radius, while the corresponding displacement release rates have no obvious correlation. With the increase of the surrounding rock, the advance deformation and basic stable deformation increase, and the corresponding displacement release rate decreases instead. By improving the Hoek's formula, the whole-process deformation of the surrounding rock is fitted, and the goodness of fitting is above 0.95, which can provide a basis for the solution of loss displacement. The deformation rate of the surrounding rock first increases and then decreases with time, while the deformation acceleration shows the characteristics of "sinusoidal curve", both of which change significantly with tunnel radius and construction speed. According to the analysis results, it is pointed out that the deformation rate of the surrounding rock is small and the deformation duration is long for the large-section tunnels under unfavorable geological conditions, and the deformation acceleration should be taken as the main index to judge the stability of the surrounding rock. Furthermore, the determination method for deformation acceleration threshold is given.

Key words: tunnel engineering; surrounding rock; whole-process deformations; statistical analysis; deformation rate; deformation acceleration; stability criterion

基金项目: 国家自然科学基金项目(51738002); 中国国家铁路集团有限公司科技研究开发计划项目(P2109G038)

收稿日期: 2020-10-30

*通信作者(E-mail: zhang-dingli@263.net)

0 引言

隧道围岩变形是开挖扰动下岩体力学响应的重要表征参数,反映了支护与围岩系统在建造期间的整体稳定特性与安全效应,同时为岩体参数的反演提供了基础信息^[1-3]。因此,围岩变形的准确获取和可靠预测是围岩稳定性评价和支护有效性检验的基本前提,是保证隧道工程设计合理和施工安全的重要措施。

对于常规的围岩变形量测方式,量测设备的安装一般滞后于开挖面一定距离,此时所测得的围岩变形量并非围岩总变形,即存在一定位移损失量。对于此类量测变形,房倩等^[4]、岳广学等^[5]、张成平等^[6]、袁勇等^[7]对于变形分布及其影响因素进行了大量研究,取得了一系列有价值的成果。然而事实上,至少30%的围岩变形产生于掌子面前方,而隧道围岩失稳多发生于掌子面附近,可见这部分位移损失量对于工程稳定性评价起着决定性作用^[8]。在隧道施工过程中,各类支护结构逐渐参与作用,伴随着变形累积和破坏发展,“支护—围岩”作用体系逐渐形成。因此,以围岩变形为特征参数,通过对其全过程演化机制进行分析,对于支护与围岩系统整体稳定性的评价具有重要意义。随着监控量测技术的发展,国内外众多学者对围岩变形全过程进行了量测和分析。Sato等^[9]通过对日本Tono地下试验洞采用布置超前监测钻孔的方法,对围岩变形、应变以及振动速度变化的全过程进行了量测,并分析了机械与爆破开挖方式对损伤范围的影响。娄海成^[10]通过布设分层沉降管对贺街隧道施工诱发的地层变形进行测量,获得了浅埋隧道拱顶围岩全过程变形演化规律。许有俊等^[11]通过超前布置监测断面,获得了顶管掘进全过程地层变形的时空演化规律,并提出了变形预测方法。Qiao等^[12]通过超前埋设多点位移计,对深埋地下油库施工过程中围岩内部位移进行了动态测量,并对开挖面空间效应进行了分析。上述研究成果对于分析围岩全过程变形演化机制具有重要意义,并积累了许多宝贵的数据资料。但以上研究均针对某一具体工程,缺乏对监测数据的系统性和梳理。

为此,本文基于对隧道围岩全过程变形的大量现场实测数据的统计分析,对隧道围岩变形的分布规律及其影响因素进行了系统分析,明确了围岩变形时空演化的阶段性特点,提出了围岩全过程变形的拟合公式,并进一步得到了围岩变形速率和变形加速度的演化规律,建立了围岩稳定性判据的确定方法,为完善隧道围岩稳定性评价方法和支护设计理论提供参考。

1 隧道围岩变形全过程统计分析

隧道围岩变形全过程的关键节点是超前变形量、基本稳定变形量以及围岩总变形量,此三者是反映隧道围岩纵向变形的特征参数^[13]。其中,超前变形量直接反映了开挖面处围岩稳定状况,而基本稳定变形量则表征初期支护效果,并为二次衬砌施作时机提供依据,而围岩总变形量则是支护—围岩系统整体稳定性的评价指标,显然对以上指标进行分析具有较强的代表性。

1.1 统计样本基本情况

本文共统计了40座隧道围岩全过程变形曲线,统计样本具体参数见表1。其中,水电站采用分层开挖的方法,尽管对于总变形而言存在阶跃现象,但各层开挖时仍可视为一个完整的围岩全过程变形曲线^[12, 14],因此也在本文统计范围内。根据隧道围岩的复合结构特性,浅埋隧道围岩结构仅由浅层围岩组成,而深埋隧道围岩结构则由深层围岩和浅层围岩复合而成^[15],二者工程响应机制存在显著区别,因此统计分析时将深埋条件与浅埋条件分别考虑。此外,考虑到隧道工程尺度对围岩变形影响显著,而隧道跨度和矢高作为其表征参数有时相差较大,若采用某一参数进行描述则不具代表性,因此,基于等代圆原理^[16],将二者均值定义为等效开挖半径,并据此进行描述。

1.2 围岩变形量整体分布特性

典型隧道围岩变形全过程曲线如图1所示。可见,在不同的工程条件下,隧道围岩变形量值具有较大差异,但围岩变形的阶段性持续增大则是其共同特点,围岩变形全过程发展趋势具有一致性。根据隧道施工与支护施作的周期性,从隧道纵向上看,自掌子面前方开始,隧道围岩变形先后经历了4个阶段,依次可划分为初始变形、急剧变形、变形减缓和变形稳定。

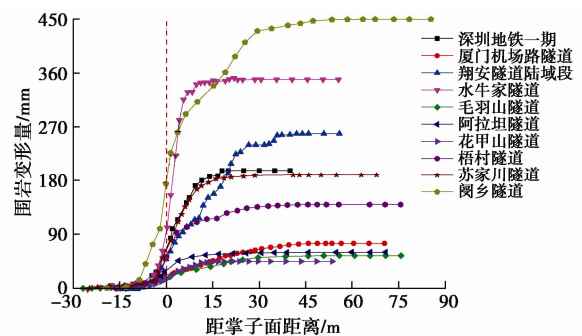


图1 典型隧道围岩全过程曲线

Fig. 1 Curves of settlement of surrounding rock

根据规范^[17],判断围岩变形达到基本稳定的标准为累计7d的围岩变形相对平均速率小于0.5%/d,据此可得围岩变形关键节点的平均值,结果见表2。

表 1 隧道围岩全过程变形曲线现场监测统计样本

Table 1 Statistical samples of in-situ monitoring of deformation of surrounding rock during whole excavation process

序号	工程名称	围岩级别	等效半径/m	施工进度/(m·d ⁻¹)	施工方法	埋深性质
1	大帽山隧道	V	8.78	0.80	双侧壁导坑法	浅埋
2	长安岭隧道	IV	6.50	1.21	台阶法	浅埋
3	毛羽山隧道	IV	6.75	1.30	台阶法	深埋
4	前鸥隧道	V	9.01	0.89	双侧壁导坑法	浅埋
5	贺街隧道	V	6.80	0.20	CRD 法	浅埋
6	苏家川隧道	V	7.36	1.20	台阶法	浅埋
7	阆乡隧道	V	7.30	0.80	双侧壁导坑法	浅埋
8	锦屏二级水电站 1#隧洞	IV	6.50	11.30	全断面法	深埋
9	天荒坪电站模型洞	II	1.98	0.40	台阶法	深埋
10	乐瞳隧道	IV	8.94	2.60	CRD 法	浅埋
11	下沙溪隧道	V	5.38	1.00	台阶法	浅埋
12	锦屏二级地下厂房	III	10.13	2.13	台阶法	深埋
13	阿拉坦隧道	V	6.15	1.50	台阶法	浅埋
14	北山坑探设施平巷	II	1.45	2.00	全断面	深埋
15	Tono 矿区试验导坑	III	1.20	1.00	全断面法	深埋
16	黄岛地下油库 6#主洞室	II	12.5	1.60	台阶法	深埋
17	紫坪铺导流隧洞	III	6.01	4.00	台阶法	深埋
18	梧桐山隧道	VI	11.42	1.20	CRD 法	浅埋
19	翔安海底隧道陆域段	VI	7.39	1.50	CRD 法	浅埋
20	天恒山隧道	V	6.33	0.20	CRD 法	浅埋
21	花甲山隧道	V	6.50	2.83	台阶法	浅埋
22	向家坝水电站中导洞	II	3.75	1.70	台阶法	深埋
23	白鹤滩水电站	III	11.05	2.10	台阶法	深埋
24	桐油山隧道中导洞	II	2.91	3.00	全断面	浅埋
25	二滩水电站	III	9.18	1.54	台阶法	深埋
26	溪洛渡水电站	III	8.69	1.08	台阶法	深埋
27	官地水电站	III	9.13	1.20	台阶法	深埋
28	深圳地铁一期 06 标段	VI	2.93	1.67	台阶法	浅埋
29	瀑布沟水电站	II	9.60	1.63	台阶法	深埋
30	大广坝水电站	II	5.25	1.74	台阶法	浅埋
31	水牛家 1 号隧道	V	3.50	1.35	台阶法	深埋
32	江垭水电站	III	20.00	3.00	台阶法	浅埋
33	枸皮滩尾水隧洞	V	17.20	1.20	台阶法	深埋
34	芙蓉路电缆隧道	III	1.60	5.30	全断面	浅埋
35	锦屏一级水电站主变室	III	6.18	1.50	台阶法	深埋
36	北京地铁 14 号线 11 标	VI	3.09	8.40	全断面法	浅埋
37	济宁三号煤矿	III	1.60	2.89	全断面	深埋
38	阳泉矿区巷道	III	5.00	2.40	全断面	深埋
39	沙曲矿巷道	IV	4.60	1.70	全断面	深埋
40	北京地铁 8 号线二期	V	3.15	10.00	全断面法	浅埋

表 2 隧道围岩变形分布统计

Table 2 Distribution of deformation of surrounding rock of tunnel (mm)

埋深条件	最大变形	超前变形	基本稳定变形
浅埋	84.53	32.68	81.96
深埋	62.00	19.31	59.20
平均值	74.27	26.41	71.94

可见, 浅埋条件下各阶段围岩变形平均值高于深埋条件, 以超前变形为例, 前者约为后者的 1.7 倍, 这表明在深层围岩结构层的支承效应下, 深埋隧道围岩稳定性一般较好, 而浅埋隧道浅层围岩稳定性较差, 这也是隧道洞口段围岩失稳的主要原因。

1.3 超前变形量分布特性

由于常规条件下围岩变形测点布设的滞后性, 围岩超前变形量一般难以测得, 而其作为开挖面稳定性评价的重要指标, 也是超前支护设计的重要依据。为

此, 本节对隧道围岩超前变形量及其影响因素进行分析, 由于个别数据偏差较大, 因此将其剔除, 进而可得隧道围岩超前变形量与施工进度、等效开挖半径以及围岩级别关系如图 2~4 所示。

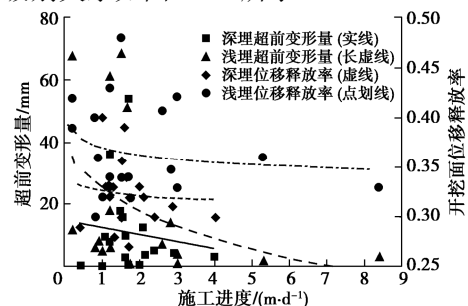


图 2 超前变形与施工进度关系

Fig. 2 Relationship between deformation at tunnel face and construction speed

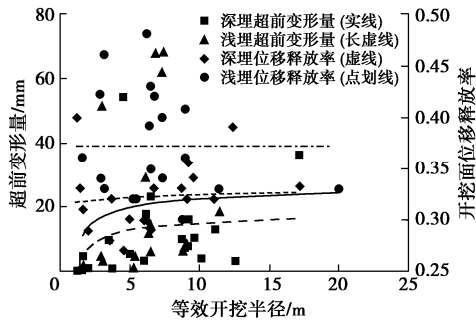


图3 超前变形与等效开挖半径关系

Fig. 3 Relationship between deformation at tunnel face and equivalent excavation radius

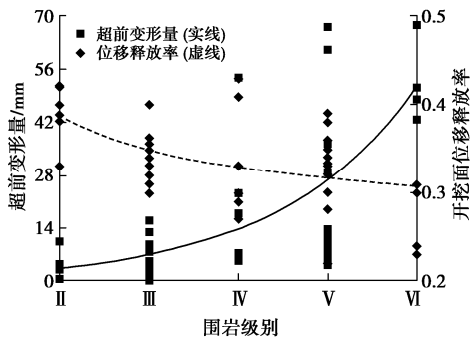


图4 超前变形与围岩级别关系

Fig. 4 Relationship between deformation at tunnel face and rock grade

分析图2~4可见:

(1) 随着施工进度增加,隧道围岩超前变形量分布较为离散,但总体为减小趋势。一般而言,隧道围岩条件较好时施工进度也较快,对于较差的围岩条件,通过施作超前支护后开挖面稳定性得以保证,超前变形量也较小,进而得以实现快速施工。

(2) 隧道围岩超前变形量随等效开挖半径的增大而增大,且分布较为集中。这表明当隧道工程尺度较大时,在开挖面处即出现了较大范围的浅层围岩,围岩变形发展较快。

(3) 开挖面位移释放率与施工进度和等效开挖半径关系不明显。深埋、浅埋条件下开挖面位移释放率均值分别为0.31和0.37,前者略小于后者。根据V-D公式^[18],深埋隧道施工波及范围广,影响程度大,塑性区范围较大,因此开挖面位移释放率较低。

(4) 随着围岩级别的增加,隧道围岩超前变形量增大,而开挖面位移释放率则呈减小趋势,进一步给出各级围岩条件下围岩超前变形量和开挖面位移释放率均值,见表3。围岩条件越差时开挖面处变形量越大则围岩稳定性越差,而围岩变形释放较慢,岩体流变特性愈发显著。

表3 不同围岩级别下超前变形量实测数据统计表

Table 3 Statistics of mean values of deformations at tunnel face for different rock grades

围岩级别	II	III	IV	V	VI
超前变形量均值/mm	3.4	7.6	27	36	45
开挖面位移释放率均值	0.39	0.36	0.34	0.31	0.27

1.4 基本稳定围岩变形量分布特性

本节对基本稳定变形量及其影响因素进行分析,通过剔除个别影响整体规律的异常数据,可得隧道围岩基本稳定变形量随施工进度和等效开挖半径关系如图5~7所示。

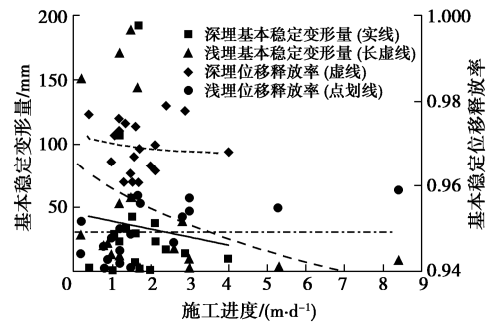


图5 基本稳定变形与施工进度关系

Fig. 5 Relationship between basically stable deformation and construction speed

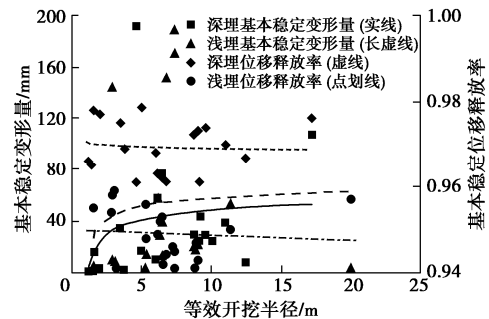


图6 基本稳定变形与等效开挖半径关系

Fig. 6 Relationship between basically stable deformation and equivalent excavation radius

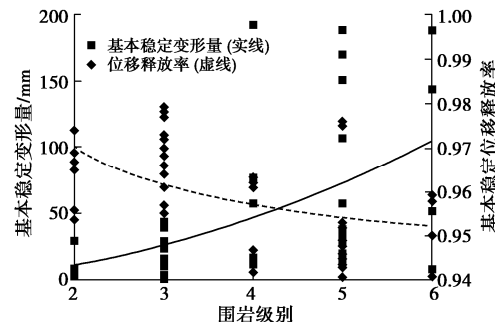


图7 基本稳定变形与围岩级别关系

Fig. 7 Relationship between basically stable deformation and rock grade

分析图 5~7 可知:

(1) 与超前变形量类似, 基本稳定变形量随施工进度增大而减小。这另一方面也表明由于施工进度快使得初期支护及时施作并封闭成环, 因此围岩基本稳定变形量也随之减小。

(2) 随着等效开挖半径的增大, 围岩基本稳定变形量也随之增大。开挖半径的增大使得围岩变形基本稳定时浅层围岩范围也较大, 对于深埋条件, 深层围岩结构层则需发生足够沉降时方能找到稳定拱脚实现平衡^[16]。

(3) 基本稳定位移释放率与施工进度和等效开挖半径关系也不明显。深埋、浅埋条件下隧道围岩基本稳定位移释放率均值分别为 0.97 和 0.95, 前者略大于后者。深埋条件下隧道围岩的系统稳定性优于浅埋条件, 在支护—围岩达到平衡时围岩变形发展较小, 而浅埋条件下在较小的扰动下围岩变形仍可能发展, 因此较难实现最终平衡。

(4) 隧道围岩基本稳定变形和围岩级别关系与超前变形一致, 即随着围岩级别的增加, 隧道围岩基本稳定变形量增大, 而相应的位移释放率则呈减小趋势, 根据统计数据, 可得各级围岩条件下围岩基本稳定变形量和位移释放率均值, 见表 4。

表 4 不同围岩级别下基本稳定变形量实测数据统计表

Table 4 Statistics of mean values of basically stable deformations for different rock grades

围岩级别	II	III	IV	V	VI
基本稳定变形量均值/mm	9	18	71	89	108
基本稳定位移释放率均值	0.971	0.961	0.956	0.951	0.942

2 围岩全过程变形曲线拟合分析

由于不同工程条件下围岩变形量值的差异性, 为了对围岩变形特征进行统一分析, 对围岩变形全过程曲线进行归一化处理, 进而得到其拟合公式, 对于隧道开挖和支护具有重要指导意义。

2.1 隧道围岩全过程变形拟合公式

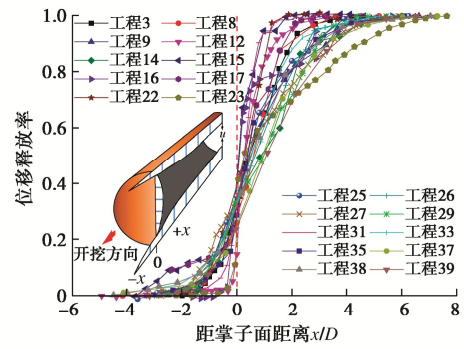
由于浅埋隧道在施工过程中主要表现为浅层围岩范围和破坏程度的发展, 围岩荷载主要由松动荷载构成, 其围岩稳定性控制思路和支护方案与深埋隧道均具有较大差别, 进而造成隧道支护—围岩作用过程的差异^[19-20]。为此, 在进行数据分析时将深埋、浅埋隧道围岩变形分别绘制, 如图 8 所示。

可见, 与无支护下围岩纵向变形曲线类似^[21], 隧道围岩全过程变形曲线也为 S 型, 且在掌子面附近变形速率最大。为得到支护作用下围岩位移释放率随时

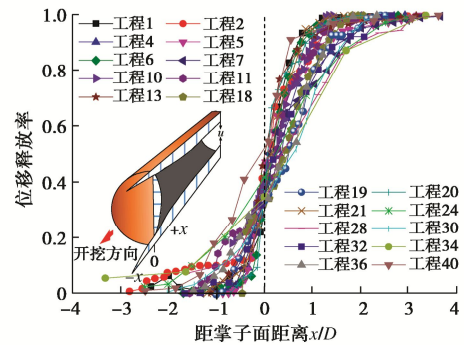
间演化关系, 采用 Hoek 公式对图 8 中各曲线进行拟合。考虑到 Hoek 公式是基于特定工程拟合得到^[22], 为了使得该方程更具有普适性, 提出改进的一般化 Hoek 公式如下:

$$u^* = C \left[1 + \exp\left(\frac{x/r_0}{A}\right) \right]^B + 1 - C, \quad (1)$$

式中, A, B, C 为待定形态参数。



(a) 深埋条件



(b) 浅埋条件

图 8 归一化隧道围岩全过程变形实测曲线

Fig. 8 Measured curves of normalized deformations surrounding rock of tunnel of during whole excavation process

分别对深、浅埋隧道围岩全过程变形数据进行拟合, 得到各工程待定参数结果如表 5 所示。其中, R^2 代表拟合优度, 取值范围为(0, 1], 其值越大说明拟合程度越好。可见, 采用改进后的 Hoek 公式拟合效果较好, 拟合优度均在 0.95 以上, 这说明拟合结果是有效的, 而对于不同的工程条件, 形态参数的拟合结果具有一定差别。

分别对深埋、浅埋隧道围岩变形均值进行拟合, 并给出统一的经验表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} u^* &= 0.9711 \left[1 + \exp\left(\frac{-x/r_0}{1.5771}\right) \right]^{-1.7465} + 0.0289 \quad (\text{深埋条件}), \\ u^* &= 0.9481 \left[1 + \exp\left(\frac{-x/r_0}{0.8841}\right) \right]^{-1.6065} + 0.0519 \quad (\text{浅埋条件}). \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

在现场量测数据不足时, 可根据式 (2) 对围岩变形过程进行初步判断。根据表 5 中拟合结果可绘制隧

表5 隧道围岩全过程变形曲线方程参数拟合结果

Table 5 Fitting results of parameters in equations for deformations of surrounding rock of tunnel during whole excavation process

深埋条件					浅埋条件				
工程序号	A	B	C	R ²	工程序号	A	B	C	R ²
3	-1.4539	-1.8059	0.9772	0.9967	1	-0.4594	-1.8073	0.9651	0.9984
8	-1.2871	-2.0215	0.9721	0.9983	2	-0.6913	-1.4414	0.9391	0.9896
9	-1.8632	-1.6850	0.9854	0.9960	4	-0.8916	-1.7451	0.9871	0.9896
12	-0.7040	-2.2641	0.9914	0.9919	5	-0.6353	-1.4954	0.9824	0.9825
14	-2.1503	-1.8791	0.9892	0.9864	6	-0.5113	-1.8774	0.9568	0.9967
15	-0.6059	-1.4078	0.9240	0.9927	7	-1.0168	-1.5416	0.9920	0.9736
16	-0.6586	-1.4892	0.9764	0.9832	10	-0.8437	-1.5464	0.9023	0.9908
17	-1.1605	-2.0263	0.9021	0.9956	11	-0.8885	-1.5004	0.9422	0.9869
22	-1.0088	-1.3291	0.9820	0.9959	13	-0.5404	-1.1848	0.9452	0.9927
23	-2.5022	-1.9714	0.9895	0.9745	18	-0.9643	-2.0672	0.9096	0.9801
25	-1.6989	-1.5805	0.9721	0.9953	19	-1.0684	-1.8992	0.9687	0.9906
26	-1.9203	-1.7946	0.9661	0.9973	20	-0.4555	-1.4946	0.9942	0.9784
27	-2.3118	-1.6179	0.9762	0.9919	21	-0.5852	-1.5530	0.9791	0.9987
29	-2.1661	-1.9886	0.9621	0.9934	24	-1.3618	-1.5102	0.9106	0.9913
31	-0.6169	-1.8509	0.9811	0.9986	28	-1.3399	-1.9838	0.9023	0.9926
33	-1.6624	-1.7216	0.9600	0.9993	30	-1.2172	-2.1227	0.9203	0.9902
35	-1.5154	-1.7250	0.9930	0.9858	32	-1.0591	-1.6750	0.9707	0.9923
37	-2.0478	-2.1904	0.9631	0.9983	34	-1.3622	-1.7817	0.9176	0.9980
38	-1.8951	-1.7306	0.9751	0.9903	36	-1.1503	-1.5897	0.9755	0.9773
39	-2.2807	-2.2226	0.9731	0.9983	40	-0.7955	-1.1062	0.9041	0.9814

道围岩全过程变形拟合曲线，据此可进一步对围岩变形的一般性规律进行系统分析，并得到深埋、浅埋隧道围岩变形上下限包络线和平均值曲线，如图9所示。

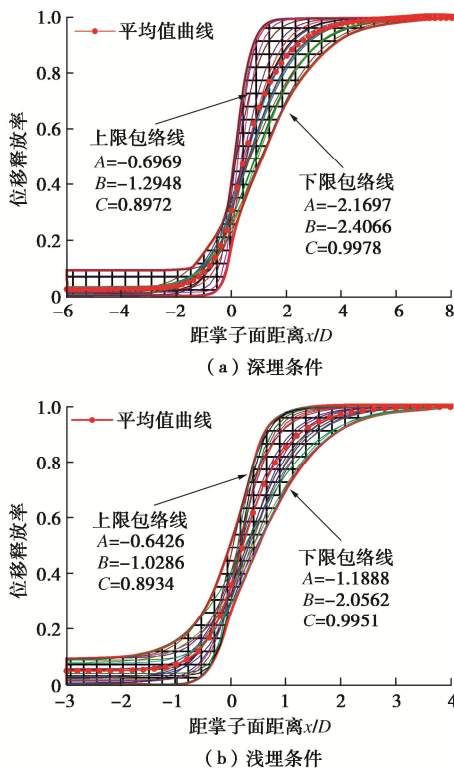


图9 隧道围岩全过程变形曲线拟合结果

Fig. 9 Fitting results of deformations of surrounding rock of tunnel during whole excavation process

可见，由于深埋、浅埋隧道施工影响范围不同，围岩变形全过程持续时间也具有较大差别。一般而言，

深埋隧道围岩初始变形位于掌子面前方约3D(D为隧道等效直径)位置处，在掌子面后方约6D位置处达到稳定；而浅埋隧道则在掌子面前方2D处开始产生变形，在掌子面经过约4D距离后基本稳定。这进一步证实了隧道围岩自承载的三维拱效应^[23]，深埋隧道在掌子面前方形成完整的纵向拱，围岩初始变形点位于拱脚；而浅埋隧道难以形成完整的拱效应，纵向影响范围较小，浅层围岩运动得到控制时围岩变形即基本停止，因此较早实现稳定。

2.2 隧道围岩变形的阶段性

根据前文分析，可得归一化围岩变形全过程发展曲线如图10所示，并对围岩变形控制的阶段性侧重点进行分析。

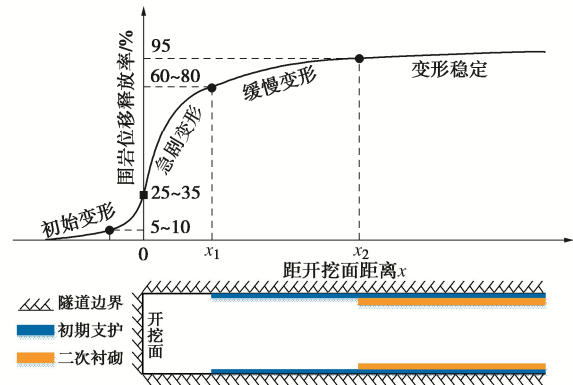


图10 隧道围岩变形全过程的阶段性

Fig. 10 Stages of deformation of surrounding rock of tunnel during whole excavation process

(1) 初始变形阶段。隧道施工影响下掌子面前方

一定范围内的岩体因开挖卸荷而产生不平衡力,在该不平衡力作用下围岩开始变形,但由于外部地层约束未完全解除,该处地层尚处于弹性状态而变形速率较小。隧道围岩初始变形一般占总变形的5%~10%,此阶段围岩结构性变化不显著,应力集中程度较低,变形量也较小。

(2) 急剧变形阶段。掌子面附近围岩因约束条件发生变化,浅层围岩范围迅速扩展,隧道不平衡力增大,进而造成变形急剧发展。此阶段围岩极易失稳,围岩变形所占比例较大,一般可达到总变形量的60%左右,应作为隧道安全性控制的重点。而控制急剧变形量一方面可通过加强超前支护实现,如此提高围岩刚度,减小围岩变形速率,另一方面可及时施作初期支护,进而缩短急剧变形时间。

(3) 变形减缓阶段。初期支护施作并发挥作用后围岩变形速率得到有效遏制,但若初期支护无法满足围岩稳定性需求则会导致结构失效,进而诱发大范围掌子面后方失稳事故。此阶段围岩变形约为总变形的20%,控制核心为降低围岩变形速率,实现围岩变形尽早稳定。

(4) 变形稳定阶段。在逐渐增大的支护反力和逐渐减小的开挖面空间效应综合作用下,不平衡力减小为零,隧道围岩与支护结构达到平衡,此时围岩变形已释放95%以上,理论上可进行二次衬砌的施作。而对于某些复杂的围岩条件,变形持续增大而无法稳定时,则应加强初期支护或采用地层加固措施对围岩条件进行改良。

需要指出,上述4个发展阶段因工程地质条件不同而相差悬殊,且每个阶段的工程响应程度和范围也各有特点,其控制难度亦具有较大差异性。对于稳定性较差的围岩条件,在掌子面前方即产生了较大范围的浅层围岩,隧道开挖后稳定时间极短,大大增加了初期支护施作难度,此时须采取超前加固措施增加围岩自稳时间,为隧道开挖创造条件。

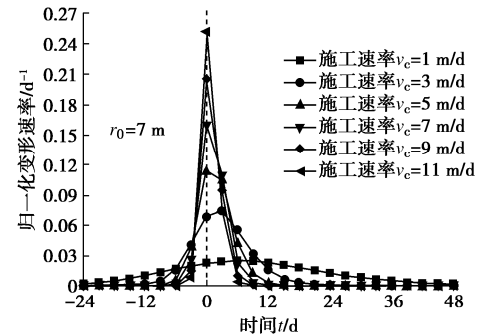
3 隧道围岩变形控制指标演化规律

在工程实践中,判断围岩变形是否稳定的依据通常为围岩变形速率。但对于具有流变性的软弱隧道围岩,要使得围岩变形速率趋于零则难免造成支护过强且耗时较长,大大影响工期和工程造价^[16]。为此,本节通过对围岩变形速率和变形加速度进行分析,进一步给出围岩稳定性判据的确定方法,对于隧道支护体系的科学化设计具有重要意义。

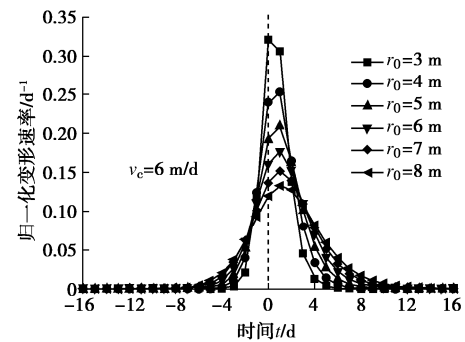
3.1 围岩变形速率时空演化规律

为了分析围岩变形速率演化规律,假定隧道掘进

速率 v_c 保持不变,以 $t=0$ 表示隧道开挖面,当 $t<0$ 时表示开挖面前方,则有 $x=v_c t$ 。结合式(2)可见,影响隧道围岩位移释放速率的主要因素为隧道半径 r_0 和施工速率 v_c 。以深埋隧道为例,分析围岩变形速率发展趋势及其影响因素,如图11所示。



(a) 变形速率与施工速率关系



(b) 变形速率与隧道半径关系

图11 隧道围岩变形速率时程曲线的影响分析

Fig. 11 Influence analysis of time-history curve of deformation rate of surrounding rock of tunnel

由图11可见,围岩变形速率发展趋势为先增大后减小,在掌子面附近达到最大,由式(2)可知深埋、浅埋隧道围岩变形速率最大值分别位于 $0.44D$ 和 $0.21D$ 处。此外,隧道半径越小或施工速率越大,变形速率发展曲线越瘦高,即变形速率最大值越大而变形达到稳定的时间越短。

3.2 围岩变形加速度演化及其影响因素分析

围岩变形量和变形速率是支护与围岩相互博弈的结果,而事实上根据牛顿运动定律,支护—围岩系统达到稳定的必要条件应为围岩变形加速度递减为零,因此变形加速度减小到某一阈值是围岩稳定判别的重要指标。根据 $a = dv/dt$ 得到归一化变形加速度随时间的变化关系如图12所示。

分析可知:

(1) 围岩变形加速度发展趋势与“正弦曲线”类似:首先,开挖扰动下掌子面前方围岩由初始三向应力逐渐转变为双向应力状态,变形加速度由零增大到正加速度最大值;初期支护施作后,在支护反力作用下加速度开始减小并开始出现负加速度,随着时间的

推移负加速度逐渐增大；随着围岩变形增大，支护反力逐渐增大，而开挖面空间约束效应逐渐丧失；随着开挖面远离，支护反力逐渐趋于稳定，而开挖面空间效应减小幅度大于支护荷载增大幅度，因此围岩变形负加速度逐渐减小并趋于零。

(2) 围岩变形加速度约在开挖面到达前 1 d 发展至最大正值，隧道开挖约 0.5 d 后降为零，此时初期支护发挥作用，而在隧道开挖 2~3 d 后达到最大负值，喷射混凝土刚度逐渐发展。隧道开挖 20 d 后围岩变形加速度已大致趋于零，此时可认为隧道围岩基本稳定，理论上可施作二次衬砌。

(3) 随着隧道施工速率增大或隧道半径减小，围岩变形加速度最大值也越大而越早达到稳定，且最大加速度所处位置逐渐向开挖面处偏移。

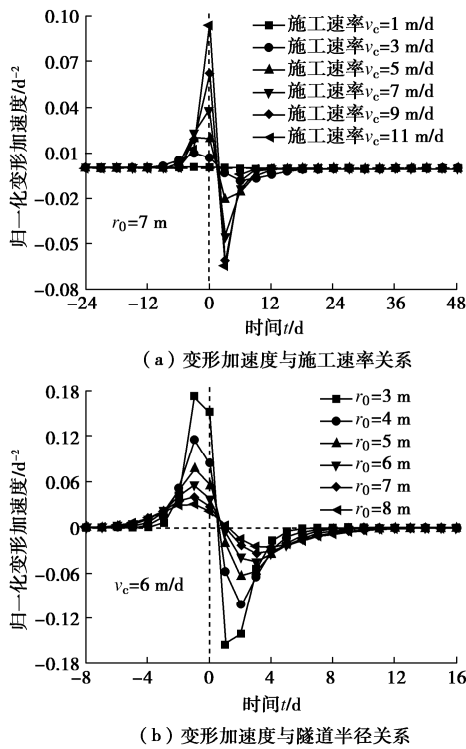


图 12 隧道围岩变形加速度时程曲线的影响分析

Fig. 12 Influence analysis of time-history curve of deformation acceleration of surrounding rock of tunnel

3.3 围岩变形加速度判据的确定及验证

由以上分析可知，对于大断面隧道穿越不良地质条件时，施工速率往往较慢，围岩持续变形时间长，而围岩变形速率则维持在较低水平，此时不能以变形速率衡量围岩是否稳定，而应以变形加速度作为主要判据。这也是以变形量和变形速率为主的围岩稳定性判据难以用于软弱围岩隧道的本质原因所在。由式(2)可得隧道围岩变形加速度表达式为

$$a_x = \frac{u_{\max} BC}{A^2 r_0^2} \left[\exp\left(\frac{x}{Ar_0}\right) + 1 \right]^{B-2}$$

$$\left[B \exp\left(\frac{2x}{Ar_0}\right) + \exp\left(\frac{x}{Ar_0}\right) \right] \quad (3)$$

根据文献[24]，围岩稳定时变形加速度应满足

$$\frac{v_s}{v_{\max}} = \frac{\int_{t_0}^{t_s} a dt}{\int_{t_0}^{t_m} a dt} = 5\% \quad (4)$$

式中， v_{\max} 为最大变形速率， v_s 为围岩稳定时变形速率， t_0 为围岩开始变形时间， t_m 为围岩变形加速度为零时刻， t_s 为围岩变形稳定时间。

根据前文分析，将 $t_0 = -16$ 和 $t_m = 0.5$ 代入式(4)，结合式(2)得深埋条件归一化围岩变形加速度阈值：

$$a_1 = \frac{\exp\left(-\frac{4.8}{r_0}\right) \left[1.7465 \exp\left(-\frac{4.8}{r_0}\right) - 1 \right]}{1.7r_0^2 \left[\exp\left(-\frac{4.8}{r_0}\right) + 1 \right]^{3.7465}} \quad (5)$$

同理，浅埋条件下归一化围岩变形加速度阈值为

$$a_2 = \frac{\exp\left(-\frac{4.7}{r_0}\right) \left[1.6065 \exp\left(-\frac{4.7}{r_0}\right) - 1 \right]}{1.95r_0^2 \left[\exp\left(-\frac{4.7}{r_0}\right) + 1 \right]^{3.6065}} \quad (6)$$

将式(5)，(6)代入式(3)即可获得围岩变形稳定时间，需要指出，式(5)，(6)中尚需考虑围岩最大变形量方能得到变形加速度控制阈值绝对值，而支护作用下围岩变形量则可由文献[25]获得，在实际工程应用中最大变形量可取控制标准值。

进一步基于实际工程对上述判据进行验证，广东省高速公路猫山隧道2#隧洞K6+948断面埋深30.8 m，隧道跨度13.2 m，为浅埋隧道^[16]。隧道等效开挖半径为5 m，围岩级别为V级，围岩变形控制标准设计值为 $u_{\max} = 120$ mm。根据式(6)可得围岩变形加速度控制值为 $a_2 = -0.42$ mm/d²。隧道开挖首日围岩变形加速度最大值达到 $a_{\max} = 1.6$ mm/d²，次日发现钢筋网部分挤出且拱顶混凝土开裂，架设格栅钢架并复喷至20 cm后变形加速度降至-0.8 mm/d²。4 d后新的裂缝产生，施工组当即停止开挖并加喷5 cm厚喷混凝土配合加密系统锚杆，此后围岩变形加速度降为-0.32 mm/d²，围岩变形达到82 mm且趋于稳定，此后施工中未再出现险情。显然，围岩稳定时变形量低于围岩变形控制值，且此时围岩变形速率为0.9 mm/d，尚未趋于零。因此，若采用围岩变形量作为控制标准，则必然导致隧道塌方，而采用变形速率作为控制标准时则需加强支护造成浪费。可见，采用本文提出的变形加速度判据使得软弱隧道围岩的支护设计更具有科学性和合理性。

4 结 论

本文通过对隧道围岩全过程变形监测数据的统计分析,得到了围岩变形关键节点的分布规律及影响因素,提出了深、浅埋条件下隧道围岩全过程变形拟合公式,分析了隧道围岩变形速率、变形加速度及其影响因素,提出了围岩加速度判据的确定方法,得到以下5点结论。

(1) 作为隧道围岩全过程变形曲线的关键节点,围岩超前变形量与基本稳定变形量随施工进度呈总体增大趋势,随开挖半径呈减小趋势,而相应的位移释放率则无明显相关关系。实测数据表明,深埋围岩各阶段变形均值大于浅埋条件,开挖面位移释放率较小,而基本稳定位移释放率则较大。

(2) 随着围岩级别增加,围岩超前变形量与基本稳定变形量均增大,而相应的位移释放率反而减小,据此给出了不同围岩级别条件下围岩超前变形和基本稳定变形及其位移释放率的均值,可为隧道支护设计提供参考。

(3) 将隧道围岩全过程变形划分为初始变形、急剧变形、变形减缓以及变形稳定等4个阶段,其中急剧变形阶段所占比例最大,一般可达60%左右,应为隧道围岩稳定性控制的核心阶段。进一步对围岩全过程变形进行归一化,分别提出了深埋、浅埋隧道围岩全过程变形经验公式,拟合优度均在0.95以上,据此可对实际工程中的围岩变形进行预测。

(4) 隧道围岩变形速率随时间发展趋势为先增大后减小,并在开挖面附近达到最大值,而变形加速度则随时间变化趋势为先增大至正加速度最大值,再逐渐减小为零后发展至负加速度最大值,而后其绝对值减为零,呈现“正弦曲线”的发展趋势。

(5) 隧道半径越小或施工速率越大,变形速率发展曲线越瘦高,即变形速率最大值越大而变形达到稳定的时间越短。因此,当大断面隧道穿越不良地质条件时,围岩变形速率一直维持在较低水平而变形持续时间长,此时应以变形加速度作为围岩稳定性的主要判据,进一步给出了深埋、浅埋条件下围岩变形加速度阈值的确定方法,并在实际工程中得到了验证。

参考文献:

[1] SAKURAI S, TAKEUCHI K. Back analysis of measured displacements of tunnels[J]. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, 1983, **16**(3): 173 - 180.

[2] 陶连金. 有限元图谱法的位移反分析[J]. *矿山压力与顶板管理*, 1990, **7**(4): 57 - 60, 68 - 73. (TAO Lian-jin. Counter

analysis of displacement by finite element atlas method[J]. *Ground Pressure and Strata Control*, 1990, **7**(4): 57 - 60, 68 - 73. (in Chinese))

- [3] 刘开云, 方 昱, 刘保国. 基于进化高斯过程回归算法的隧道工程弹塑性模型参数反演[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(6): 883 - 889. (LIU Kai-yun, FANG Yu, LIU Bao-guo. Elasto-plastic parameter inversion of tunnel engineering based on genetic-Gaussian process regression algorithm[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(6): 883 - 889. (in Chinese))
- [4] 房 倩, 栗 威, 张顶立, 等. 基于现场监测数据的隧道围岩变形特性研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, **35**(9): 1884 - 1897. (FANG Qian, SU Wei, ZHANG Ding-li, et al. Tunnel deformation characteristics based on on-site monitoring data[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(9): 1884 - 1897. (in Chinese))
- [5] 岳广学, 何 平, 蔡 炜. 隧道开挖过程中地层变形的统计分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2007, **26**(增刊 2): 3793 - 3803. (YUE Guang-xue, HE Ping, CAI Wei. Statistic analysis of stratum deformation during tunnel excavation[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, **26**(S2): 3793 - 3803. (in Chinese))
- [6] 张成平, 张顶立, 王梦恕. 大断面隧道施工引起的上覆地铁隧道结构变形分析[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(5): 805 - 810. (ZHANG Cheng-ping, ZHANG Ding-li, WANG Meng-shu. Structural deformation of overlying subway tunnels induced by tunnelling[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(5): 805 - 810. (in Chinese))
- [7] 袁 勇, 王胜辉, 杜国平, 等. 双连拱隧道支护体系现场监测试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, **24**(3): 480 - 484. (YUAN Yong, WANG Sheng-hui, DU Guo-ping, et al. In-situ testing study on lining system of double-arched tunnel[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, **24**(3): 480 - 484. (in Chinese))
- [8] PIETRO LUNARDI. 隧道设计与施工—岩土控制变形分析法(ADECO-RS) [M]. 铁道部工程管理中心, 译. 北京: 中国铁道出版社, 2011. (PIETRO LUNARDI. *The Design and Construction of Tunnel-Analysis of Controlled Deformation of Rock and Soil*[M]. Project Management Center of Ministry of Railways, trans. Beijing: China Railway Publishing House, 2011. (in Chinese))
- [9] SATO T, KIKUCHI T, SUGIHARA K. In-situ experiments on an excavation disturbed zone induced by mechanical

- excavation in Neogene sedimentary rock at Tono mine, central Japan[J]. *Engineering Geology*, 2000, **56**(1/2): 97 - 108.
- [10] 娄海成. 浅埋偏压大断面隧道围岩变形与支护受力研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2015. (LOU Hai-cheng. The Study of Strata Deformation and Support Behavior of Tunnel with Shallow Buried Depth and Unsymmetrical Pressure[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015. (in Chinese))
- [11] 许有俊, 王雅建, 冯超, 等. 矩形顶管施工引起的地面沉降变形研究[J]. *地下空间与工程学报*, 2018, **14**(1): 192 - 199. (XU You-jun, WANG Ya-jian, FENG Chao, et al. Research on ground deformation caused by rectangular pipe jacking construction[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2018, **14**(1): 192 - 199. (in Chinese))
- [12] QIAO L P, LI S C, WANG Z C, et al. Geotechnical monitoring on the stability of a pilot underground crude-oil storage facility during the construction phase in China[J]. *Measurement*, 2016, **82**: 421 - 431.
- [13] 李鹏飞, 赵勇, 刘建友. 隧道软弱围岩变形特征与控制方法[J]. *中国铁道科学*, 2014, **35**(5): 55 - 61. (LI Peng-fei, ZHAO Yong, LIU Jian-you. Deformation characteristics and control method of tunnel with weak surrounding rock[J]. *China Railway Science*, 2014, **35**(5): 55 - 61. (in Chinese))
- [14] 白明洲. 大型地下洞室围岩稳定性的岩体结构控制效应研究[D]. 成都: 成都理工学院, 2000. (BAI Ming-zhou. Study on Control Effect of Rockmass Structure on Surrounding Rockmass Stability of Huge Underground Cavity[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2000. (in Chinese))
- [15] 张顶立, 陈立平. 隧道围岩的复合结构特性及其荷载效应[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, **35**(3): 456 - 469. (ZHANG Ding-li, CHEN Li-ping. Compound structural characteristics and load effect of tunnel surrounding rock[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(3): 456 - 469. (in Chinese))
- [16] 李世辉. 隧道支护设计新论(典型类比分析法应用和理论)[M]. 北京: 科学出版社, 1999: 99 - 102. (LI Shi-hui. A New Concept of Tunnel Support Design—Application and Theory of Precedent Type Analysis[M]. Beijing: Science Press, 1999: 99 - 102. (in Chinese))
- [17] 铁路隧道设计规范: TB10003—2016[S]. 2016. (Code for Design of Railway Tunnel: TB10003—2016[S]. 2016. (in Chinese))
- [18] VLACHOPOULOS N, DIEDERICHS M S. Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2009, **42**(2): 131 - 146.
- [19] 左建平, 孙运江, 王金涛, 等. 大断面破碎巷道全空间桁架锚索协同支护研究[J]. *煤炭科学技术*, 2016, **44**(3): 1 - 6. (ZUO Jian-ping, SUN Yun-jiang, WANG Jin-tao, et al. Study on full space truss and anchor coordinative support of mine large cross-section broken roadway[J]. *Coal Science and Technology*, 2016, **44**(3): 1 - 6. (in Chinese))
- [20] 徐营, 张子新. 块裂结构岩质地下洞室松动特征试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2010, **32**(2): 216 - 224. (XU Ying, ZHANG Zi-xin. Experiment study on loose characteristics of underground excavation in block-fractured rock mass[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(2): 216 - 224. (in Chinese))
- [21] PANET M, GUENOT A. Analysis of convergence behind the face of a tunnel[C]// *Proceedings of the 3rd International Symposium on Tunnelling*, 1982, London: 197 - 204.
- [22] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion[J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2000, **15**(2): 187 - 213.
- [23] 孙振宇, 张顶立, 房倩, 等. 隧道初期支护与围岩相互作用的时空演化特性[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, **36**(增刊 2): 3943 - 3956. (SUN Zhen-yu, ZHANG Ding-li, FANG Qian, et al. Spatial and temporal evolution characteristics of interaction between primary support and tunnel surrounding rock[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, **36**(S2): 3943 - 3956. (in Chinese))
- [24] LI S. An empirical hypothesis of deformation rate ratio criterion[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1996, **29**(2): 63 - 72.
- [25] 张顶立, 孙振宇, 侯艳娟. 隧道支护结构体系及其协同作用[J]. *力学学报*, 2019, **51**(2): 577 - 593. (ZHANG Ding-li, SUN Zhen-yu, HOU Yan-juan. Tunnel support structure system and its synergistic effect[J]. *Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 2019, **51**(2): 577 - 593. (in Chinese))