

# 基于多准则综合判定的隧道二衬支护时机研究

丁广炜

(陕西铁路工程职业技术学院, 陕西 渭南 714000)

**摘要:**为准确确定隧道二衬支护时机,该文以极限位移控制准则、变形速率控制准则及稳定性准则为基础,构建了隧道二衬支护时机的综合判别模型,即先以现场监测成果为基础,利用极限位移控制准则确定初步二衬支护时机,再以该时间节点以前的累计变形序列和速率序列为基础,分别采用稳定性准则及变形速率控制准则判断该时机的适用性,进而确定出最佳支护时机。实例研究表明:不同监测项目确定出的二衬支护时机具有一定差异,且位移级别对二衬支护时机也有一定影响,即Ⅳ级围岩的二衬支护时间一般要短于Ⅴ级围岩的支护时间,其中,Ⅳ级围岩的二衬支护时间为23~27 d,Ⅴ级围岩的二衬支护时间为28~32 d;同时,由于不同断面的二衬支护时机存在明显差异,进而应采用针对性评价来判定相应断面的二衬支护时机,以便更好地指导现场施工。

**关键词:**隧道;二衬支护;监测量测;围岩级别;施做时间

目前,随着中国隧道工程的大量建设,新奥法已逐步成为中国隧道施工的主流方法,其主要思想是充分发挥围岩的自稳能力,即允许隧道围岩的适量变形,但应控制其变形量,以免发生塌方事故。为实现上述思想,复合式衬砌是其重要支柱之一,该衬砌形式共包含初期支护和二衬衬砌两阶段,且根据相关规范的规定,两者在不同围岩条件下的分摊比例具有明显限制,进而受地质条件及施工因素的影响,合理的二衬支护时机显得格外重要。这是由于合理的二衬支护时机不仅能充分发挥围岩自稳能力,还能有效地节约成本,因此,开展隧道工程的二衬支护时机研究具有重要意义。近年,已有许多学者开展了相应研究,邵珠山等、张成良等以数值模拟为基础,研究了大断面软岩隧道的变形规律,进而确定了最佳支护时机;李莹等以初支强度和虚拟支撑力为基础,模拟了围岩应力的变化过程,并确定出合理的二衬支护时机;李宝平等则对现场监测成果进行了反分析,确定了满足极限位移准则和变形速率准则的二衬支护时机,对现场施工具有重要意义。上述研究虽取得了相应的研究成果,但隧道所处地质条件具有较强的区域性特征,进而有必要针对性地开展二衬支护时机研究,以便更好地指导现场施工。该文以王家寨1号隧道为工程背景,在极限位移控制准则、变形速率控制准则及稳定性准则的基础上,通过监测数据分析确定合理的二

衬支护时机,以期为后期施工及类似工程提供参考。

## 1 二衬支护时机研究

### 1.1 二衬支护时机的判别准则

根据相关文献的研究成果,二衬支护时机的判别原则主要有:①隧道变形速率明显趋于收敛,且累计变形量趋于稳定;②各项位移达到了极限位移的80%~90%;③隧道变形的拱顶沉降速率不大于0.15 mm/d,而水平收敛速率不大于0.2 mm/d。

结合上述原则,该文将二衬支护时机的判别原则进一步阐述为三类准则:

(1) 极限位移控制准则:如前所述,二衬支护时的位移应达到极限位移的80%~90%,但不同围岩等级所占比例具有一定差异,结合文献[9]的研究成果,将Ⅲ级围岩的比例设置为90%,Ⅳ级围岩的比例设置为85%,Ⅴ级围岩的比例设置为80%。

(2) 变形速率控制准则:如前所述,各类监测项目的变形速率满足对应的限值,且应具有收敛趋势。

(3) 稳定性准则:隧道变形整体应趋于稳定,即初期支护及周边围岩应处于稳定状态。

### 1.2 二衬支护时机的判别方法

基于上述准则,该文再进一步制定对应的判别方

收稿日期:2021-01-14(修改稿)

基金项目:陕西铁路工程职业技术学院科研项目(编号:KY2018-76)

作者简介:丁广炜,男,硕士,副教授, E-mail:1522673500@qq.com

法,具体如下:

(1) 在极限位移控制准则的控制过程中,主要是要求得极限位移,并根据相应的变形所占比来确定二衬支护时机,因此,该准则的重点是确定极限位移。目前,隧道变形的极限位移多采用指数回归方程确定,即:

$$y = Ae^{-B/x} \quad (1)$$

式中: $y$  为隧道变形值; $x$  为隧道变形的时间变量; $A$ 、 $B$  为拟合参数。

根据式(1),当时间变量  $x$  趋于无穷大时,隧道变形趋近于  $A$ ,即  $A$  为隧道变形的极限值。同时,上式的拟合由采用 Matlab 的拟合工具箱实现,并利用其分析功能,确定相应比例处的时间值,该值即为初步二衬支护时机。

(2) 在变形速率控制准则的控制过程中,要求相应监测项目的变形速率应满足对应限值,并趋于收敛。为实现该准则,该文先根据上述拟合结果,直接判断隧道变形速率的大小是否满足限值要求,再基于 R/S 分析法在隧道变形趋势判断中的适用性,利用其判断隧道变形速率的发展趋势。

R/S 分析是分形理论的一种定量计算方法,可准确判断评价序列的发展趋势,进而将其应用于变形速率序列的趋势判断中具有很好的适用性。若各监测项目的速率序列为  $\{N_i, i=1, 2, \dots, n\}$ , 并将其划分为若干等距的子序列,可求得各子序列的均值为:

$$e_k = \frac{1}{a} \sum_{j=1}^a N_{k,j} \quad (2)$$

式中: $N_i$  为第  $i$  个节点处的变形速率值; $n$  为速率序列的长度; $k$  为子序列序号; $a$  为子序列长度。

其次,求解各子序列的累计离差值,公式如下:

$$X_k = \sum_{i=1}^a (N_{k,i} - e_k) \quad (k=1, 2, 3, \dots, n) \quad (3)$$

再利用累计离差值的最大值、最小值来求解所有子序列间的极差值  $R_a$ :

$$R_a = \max_{1 \leq k \leq n} (X_{k,a}) - \min_{1 \leq k \leq n} (X_{k,a}) \quad (4)$$

另外,利用下式可求解对应的标准差  $S_a$ :

$$S_a = \left[ \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n (N_{k,a} - e_a)^2 \right]^{0.5} \quad (5)$$

基于前述极差值和标准差,可求得子序列的重标极差值:

$$(R/S)_a = \frac{R_a}{S_a} \quad (6)$$

当子序列长度  $a$  不同时,得到的重标极差值  $(R/S)_a$  也不同,进而得到若干散点  $[a, (R/S)_a]$ 。根

据 Hurst 的研究成果,得出  $\lg a$  与  $\lg(R/S)_a$  之间存在线性关系,即:

$$\lg(R/S)_a = \lg C + H \cdot \lg a \quad (7)$$

式中: $C$  为拟合常数; $H$  为 Hurst 指数。

根据上式求得的 Hurst 指数即可判断各速率序列的发展趋势,判据如下:当  $H > 0.5$  时,说明速率序列的发展趋势与当前变化趋势保持一致,且其偏离 0.5 的程度越大,这种一致性相对越好;当  $0 < H < 0.5$  时,说明速率序列的发展趋势与当前变化趋势相反,且其偏离 0.5 的程度越大,这种相反程度越明显;当  $H = 0.5$  时,说明速率序列具有随机性和游离性,不能判断其发展趋势。

同时,为进一步分析速率序列的分形特征,该文引入参数  $C_M$  和  $D$ ,前者为相关性度量参数,当其值为正值时,说明变形序列呈正相关;反之,呈负相关,且其绝对值越大,相关性程度相对越大。后者为相关维数,用于评价速率序列各节点间的关联性,若值越大,则关联性相对越大;反之,关联性相对越小。两参数的计算公式如下:

$$C_M = 2^{(2H-1)} - 1 \quad (8)$$

$$D = 2 - H \quad (9)$$

(3) 在稳定性准则的应用过程中,主要是判断初期支护结构及周边围岩的稳定性,且鉴于尖点突变理论在隧道稳定性判别中的适用性,该文以现场监测成果的累计变形序列为基础,利用该理论实现二衬支护时机的稳定性评价。首先,利用 Matlab 软件对现场监测数据进行四次多项式拟合,得到尖点突变分析的拟合函数  $U_t$ :

$$U_t = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + a_3 t^3 + a_4 t^4 \quad (10)$$

式中: $a_i$  为拟合参数; $t$  为时间参数。

由于上式并非尖点突变分析的标准形式,有必要对其进行变换处理,且将变换方法确定为 Tschirhaus 变换,即先令  $A = a_2/(4a_4)$ ,  $t = x - A$ ,代入上式,可将上式初步变换为:

$$U_x = b_4 x^4 + b_2 x^2 + b_1 x + b_0 \quad (11)$$

式中: $U_x$  为标准函数; $b_i$  为过程变换参数。

同时,上式变换过程中的拟合参数  $a_i$  和过程变换参数  $b_i$  具有如下关系:

$$\begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ b_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A^4 & -A^3 & A^2 & -A & 1 \\ -4A^4 & 3A^2 & -A & 1 & 0 \\ 6A^2 & -3A & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_4 \\ a_3 \\ a_2 \\ a_1 \\ a_0 \end{bmatrix} \quad (12)$$

在前述变化的基础上,再对式(11)两侧同除以 $b_4$ 即可将标准函数进一步变换为:

$$U_x = x^4 + ux^2 + vx + c \quad (13)$$

式中: $u$ 、 $v$ 为突变参数; $c$ 为常数。

通过前述变换统计,可得到突变参数与拟合参数间的关系为:

$$u = \frac{a_2}{a_4} - \frac{3a_3^2}{8a_4^2} \quad (14)$$

$$v = \frac{a_1}{a_4} - \frac{a_2 a_3}{2a_4^2} + \frac{a_3^3}{8a_4^3} \quad (15)$$

最后,基于突变参数可求解对应的突变特征值 $\Delta$ 为:

$$\Delta = 8u^3 + 27v^2 \quad (16)$$

通过突变特征值 $\Delta$ 的大小即可判断隧道初期支护结构及周边围岩的稳定性,判据为:当 $\Delta > 0$ 时,说明初期支护结构及周边围岩处于稳定状态,适宜进行二衬支护;反之,初期支护结构及周边围岩处于不稳定状态,不适宜二衬支护。

该文在二衬支护时机的确定过程中,以上述3个判别准则为基础,将二衬支护时机的确定过程设计如下:先利用极限位移控制准则初步确定二衬支护时机,再以该时间节点以前的累计变形序列和速率序列为基础,分别利用稳定性准则及变形速率控制准则判断该二衬支护时机的适用性。同时,在隧道变形监测过程中,拱顶沉降及水平收敛是其必测项目,且鉴于两者能从不同方面反映隧道的变形规律,进而该文将两者都进行二衬支护时机研究。

## 2 实例分析

### 2.1 工程概况

王家寨1号隧道位于阿坝州马尔康县境内,右线长3 787 m,左线全长3 735 m,轴线近 $267^\circ$ ,最大埋深

约379 m,属深埋特长隧道。

在隧道施工过程中,为保证现场施工安全,施工方也进行了现场监控量测,其中,K194+280~K194+340段的监测数据较为完全,进而将该段的变形结果作为验证该文模型分析的数据来源。同时,该区段共计有6个监测断面,分两台阶开挖,并在初支施做完成后进行起始监测,即断面全部开挖完成后起算,其中,3个断面为IV级围岩,3个断面为V级围岩。通过监测成果分析,得到6个监测断面的相关变形特征参数如表1所示。

表1 各监测断面变形特征参数统计

断面里程	起始监测时间	围岩级别	监测周期/ d	最大变形速率/ (mm·d <sup>-1</sup> )	最大变形量/ mm
K194+280	2017-06-13	IV级	16	1.44	11.51
K194+290	2017-06-09	IV级	17	1.52	11.63
K194+300	2017-06-06	IV级	18	1.73	11.91
K194+320	2017-06-03	V级	18	1.43	12.36
K194+330	2017-05-29	V级	20	1.67	15.78
K194+340	2017-05-26	V级	21	2.30	25.98

### 2.2 极限位移控制分析

如前所述,先利用Matlab拟合工具箱对上述6个断面的两类监测项目进行拟合,各类监测项目的拟合结果分述如下:

#### (1) 水平收敛分析

通过拟合,得到6个断面水平收敛的拟合结果如表2所示。

由表2可知:各断面拟合度均趋近于1,说明各断面的拟合效果较好,所得参数的可信度较高;对比各断面的水平收敛极限位移值可知:V级围岩的极限位移均一定程度上大于IV级围岩的极限位移,这与实际相符,从侧面验证了分析结果的准确性。同时,通过稳定

表2 各监测断面的水平收敛拟合结果统计

断面里程	围岩级别	拟合方程	拟合度	极限位移值/mm	稳定位移值/mm	支护时机/d	稳定速率/(mm·d <sup>-1</sup> )
K194+280	IV级	$y = 15.58\exp(-5.79/t)$	0.997	15.58	13.24	24	0.13
K194+290	IV级	$y = 15.63\exp(-5.71/t)$	0.983	15.63	13.29	25	0.12
K194+300	IV级	$y = 15.89\exp(-5.65/t)$	0.995	15.89	13.51	27	0.10
K194+320	V级	$y = 17.54\exp(-6.06/t)$	0.997	17.54	14.03	28	0.12
K194+330	V级	$y = 19.23\exp(-6.32/t)$	0.978	19.23	15.38	29	0.15
K194+340	V级	$y = 24.90\exp(-7.06/t)$	0.996	24.90	19.92	30	0.19

位移值求解对应的二衬支护时机,得到以水平收敛为评价对象时,Ⅳ级围岩的初步二衬支护时间为 24~27 d,而Ⅴ级围岩的初步支护时间为 28~30 d。

## (2) 拱顶沉降分析

类比水平收敛的拟合过程,得到 6 个断面的拱顶沉降拟合结果如表 3 所示。

表 3 各监测断面的拱顶沉降拟合结果统计

断面里程	围岩级别	拟合方程	拟合度	极限位移值/mm	稳定位移值/mm	支护时机/d	稳定速率/(mm·d <sup>-1</sup> )
K194+280	Ⅳ级	$y=16.82\exp(-5.53/t)$	0.996	16.82	14.30	23	0.13
K194+290	Ⅳ级	$y=16.52\exp(-5.33/t)$	0.991	16.52	14.04	24	0.12
K194+300	Ⅳ级	$y=16.26\exp(-5.02/t)$	0.996	16.26	13.82	25	0.11
K194+320	Ⅴ级	$y=18.03\exp(-6.47/t)$	0.998	18.03	14.42	29	0.11
K194+330	Ⅴ级	$y=22.36\exp(-6.96/t)$	0.986	22.36	17.89	30	0.12
K194+340	Ⅴ级	$y=39.38\exp(-8.14/t)$	0.992	39.38	31.50	32	0.14

注:y 为拱顶沉降值;t 为监测时间。

由表 3 可知:各断面在拱顶沉降拟合中的拟合度趋近于 1,说明各断面在拱顶沉降中的拟合效果较好,且Ⅴ级围岩的拱顶沉降极限位移均一定程度上大于Ⅳ级围岩的拱顶沉降极限位移,与前述水平收敛分析结果一致;同时,在拱顶沉降的二衬支护时机确定过程中,Ⅳ级围岩的初步二衬支护时间为 23~25 d,而Ⅴ级围岩的初步支护时间为 29~32 d。

对比表 2、3 结果可知:两类监测项目确定的二衬支护时机具有一定差异,进而说明应用两类监测项目来确定最优二衬支护时机的必要性。

### 2.3 变形速率控制分析

据表 2 可知:各断面在相应二衬支护时机处的水平收敛速率最大值为 0.19 mm/d,小于 0.2 mm/d;且在表 3 中,各断面在相应二衬支护时机处的拱顶沉降速率最大值为 0.14 mm/d,也小于 0.15 mm/d,说明各断面的两类监测项目在对应初步二衬支护时机处的变形速率均满足速率控制限值。

同时,再以各断面的速率序列为基础,利用 R/S 分析判断其变形趋势,结果如表 4 所示。

由表 4 可知:各断面的 Hurst 指数均大于 0.5,说明各断面的速率发展趋势与当前变化趋势保持一致,且结合拟合过程,得出各断面当前的速率变化呈下降趋势,进而各断面的速率发展趋势也呈下降趋势,即趋于减小,因此,后期的变形速率也将小于对应的速率限值,得出各断面的初步二衬支护时机满足变形速率控制准则;各断面的拟合度均趋近于 1,说明各断面的拟合效果较好,所得 Hurst 指数的可信度较高。在相关性评价方面,各断面的  $C_M$  值均大于 0,说明其速率序列均呈正相关,但各断面不同监测项目的相关性存在

表 4 变形速率发展趋势分析

断面里程	监测项目	Hurst 指数	拟合度	$C_M/\%$	相关维数 $D$
K194+280	水平收敛	0.836	0.952	59.33	1.164
	拱顶沉降	0.746	0.948	40.64	1.254
K194+290	水平收敛	0.821	0.937	56.05	1.179
	拱顶沉降	0.740	0.965	39.47	1.260
K194+300	水平收敛	0.802	0.975	51.99	1.198
	拱顶沉降	0.731	0.966	37.75	1.269
K194+320	水平收敛	0.861	0.938	64.95	1.139
	拱顶沉降	0.814	0.961	54.54	1.186
K194+330	水平收敛	0.803	0.942	52.20	1.197
	拱顶沉降	0.826	0.951	57.13	1.174
K194+340	水平收敛	0.713	0.958	34.35	1.287
	拱顶沉降	0.822	0.949	56.27	1.178

一定差异;在关联性评价方面,K194+280、K194+290、K194+300 和 K194+320 断面的拱顶沉降相关维数均不同程度地大于水平收敛的相关维数,得出这 4 个断面的拱顶沉降序列节点间具有相对更高的关联性,但 K194+340 断面与前 4 个断面相反,即水平收敛序列节点间的关联性相对更高。

### 2.4 稳定性控制分析

据稳定性准则的判别方法,再利用尖点突变理论分析各断面累计变形序列,以判断初期支护结构及周边围岩的稳定性,结果如表 5 所示。由表 5 可知:各断面在不同监测项目上的突变特征值均大于 0,说明各断面的初期支护结构及周边围岩均处于稳定状态,适宜进行二衬支护,前述确定的初步二衬支护时间较为

表5 各断面的稳定性评价结果

断面里程	监测项目	拟合函数	突变参数 $u$	突变参数 $v$	突变特征值 $\Delta$	稳定性判别
K194+280	水平收敛	$y = -1.102 \times 10^{-7} t^4 + 1.281 \times 10^{-3} t^3 - 7.713 \times 10^{-2} t^2 + 1.703t - 1.941$	$-4.997 \times 10^7$	$-1.923 \times 10^{11}$	$1.474 \times 10^{19}$	稳定状态
	拱顶沉降	$y = -4.851 \times 10^{-6} t^4 + 1.825 \times 10^{-3} t^3 - 9.534 \times 10^{-2} t^2 + 1.958t - 2.150$	$-3.342 \times 10^4$	$-3.363 \times 10^6$	$6.615 \times 10^{12}$	稳定状态
K194+290	水平收敛	$y = -1.153 \times 10^{-6} t^4 + 1.527 \times 10^{-3} t^3 - 8.025 \times 10^{-2} t^2 + 1.734t - 2.102$	$-3.520 \times 10^4$	$-2.573 \times 10^3$	$3.273 \times 10^{10}$	稳定状态
	拱顶沉降	$y = -4.843 \times 10^{-6} t^4 + 2.373 \times 10^{-3} t^3 - 7.026 \times 10^{-2} t^2 + 1.783t - 2.162$	$-3.628 \times 10^4$	$-1.491 \times 10^5$	$1.662 \times 10^{11}$	稳定状态
K194+300	水平收敛	$y = -2.351 \times 10^{-5} t^4 + 2.503 \times 10^{-3} t^3 - 9.934 \times 10^{-2} t^2 + 1.877t - 2.109$	$-2.514 \times 10^1$	$-5.753 \times 10^3$	$8.936 \times 10^8$	稳定状态
	拱顶沉降	$y = -4.816 \times 10^{-5} t^4 + 4.150 \times 10^{-3} t^3 - 1.376 \times 10^{-1} t^2 + 2.222t - 2.287$	$7.260 \times 10^1$	$-3.019 \times 10^3$	$2.491 \times 10^8$	稳定状态
K194+320	水平收敛	$y = -1.463 \times 10^{-5} t^4 + 1.948 \times 10^{-3} t^3 - 8.961 \times 10^{-2} t^2 + 1.890t - 2.237$	$-5.234 \times 10^2$	$-1.649 \times 10^4$	$6.194 \times 10^9$	稳定状态
	拱顶沉降	$y = -6.921 \times 10^{-6} t^4 + 1.370 \times 10^{-3} t^3 - 7.537 \times 10^{-2} t^2 + 1.779t - 2.212$	$-3.804 \times 10^4$	$-1.487 \times 10^5$	$1.571 \times 10^{11}$	稳定状态
K194+330	水平收敛	$y = -1.568 \times 10^{-5} t^4 + 2.343 \times 10^{-3} t^3 - 8.274 \times 10^{-2} t^2 + 1.937t - 2.383$	$-5.201 \times 10^2$	$-1.796 \times 10^4$	$8.279 \times 10^9$	稳定状态
	拱顶沉降	$y = -6.082 \times 10^{-6} t^4 + 1.323 \times 10^{-3} t^3 - 7.027 \times 10^{-2} t^2 + 1.718t - 2.144$	$-3.582 \times 10^4$	$-1.851 \times 10^5$	$2.983 \times 10^{11}$	稳定状态
K194+340	水平收敛	$y = 3.194 \times 10^{-6} t^4 + 8.610 \times 10^{-4} t^3 - 7.567 \times 10^{-2} t^2 + 2.166t - 2.872$	$-5.094 \times 10^4$	$-6.320 \times 10^6$	$2.087 \times 10^{13}$	稳定状态
	拱顶沉降	$y = 2.409 \times 10^{-5} t^4 - 4.746 \times 10^{-4} t^3 - 6.120 \times 10^{-2} t^2 + 2.746t - 4.062$	$-2.686 \times 10^3$	$8.801 \times 10^4$	$5.410 \times 10^{10}$	稳定状态

适宜,符合稳定性控制准则。

根据上述3个准则的综合判断,已验证了各监测断面在相应监测项目条件下的二衬支护时机,但由于监测项目有两类,进而该文提出二衬支护时机的区间范围及最优二衬支护时机概念,前者是以不同监测项目确定的二衬支护时机最值为区间范围边界值,后者则是边界值的平均值。通过统计,得到各监测断面的最终二衬支护时机结果如表6所示。

根据上述二衬时机的统计结果,得出各断面的二衬支护时机存在明显差异,总体上,V级围岩的二衬支护时机要长于IV级围岩的二衬支护时机,且不同断面的二衬支护时机应进行实时评价判定,以便更好地指导现场施工。同时,根据上述支护时机施工后的二衬结构未见裂缝,运营条件良好,验证了该文求解二衬支护时机的准确性。

表6 各断面的合理二衬支护时机

断面里程	围岩级别	二衬支护时机范围/d	最优二衬支护时机/d
K194+280	IV级	[23,24]	23.5
K194+290	IV级	[24,25]	24.5
K194+300	IV级	[25,27]	26.0
K194+320	V级	[28,29]	28.5
K194+330	V级	[29,30]	29.5
K194+340	V级	[30,32]	31.0

## 2.5 推广应用分析

为进一步验证该文分析模型的有效性,该文选择一个III级围岩断面进行二衬支护时机确定的推广应用分析。

首先,对断面水平收敛及拱顶沉降的极限位移进行确定,以求解出初步支护二衬时机。

#### (1) 水平收敛

$$y = 12.78 \exp(-6.38/t)$$

按 80% 控制稳定位移值,得其稳定位移为 10.22 mm,进而确定其在水平收敛条件下的初步支护时机为 17 d。

#### (2) 拱顶沉降

$$y = 13.15 \exp(-6.21/t)$$

类比前述,得其稳定位移为 10.52 mm,进而确定其在拱顶收敛条件下的初步支护时机为 19 d。

根据上述,初步确定其二衬支护时机为 17~19 d。

再利用变形速率控制准则和稳定性准则核实前述支护时机的可靠性。通过计算,得到水平收敛和拱顶沉降的 Hurst 指数分别为 0.783 和 0.745,均大于 0.5,得出此次验证Ⅲ级断面的速率发展趋势与当前变化趋势保持一致,具下降趋势,满足速率控制原则。

最后,通过计算,得到:

水平收敛突变特征值为:  $8.374 \times 10^{10}$ 。

拱顶沉降突变特征值为:  $2.815 \times 10^{11}$ 。

两者均大于 0,说明其均处于稳定状态,满足稳定性控制准则。

综合上述,确定该Ⅲ级围岩断面的二衬支护时机为 17~19 d,最优二衬支护时机为 18 d。同时,工程施工校核,在最优二衬支护时机条件下的施工效果较优,验证了该文分析方法的有效性。

### 3 结 论

通过极限位移控制准则、变形速率控制准则及稳定性准则在隧道二衬支护时机研究中的综合应用,得出如下结论:

(1) 二衬支护时机应由多种准则综合控制,且不同准则的应用方法具有差异性,应结合工程实际制定相应的判别方法;同时,基于现场监测数据的二衬支护时机确定具有可行性,不仅符合现场施工过程,也能综合反映各种地质影响因素的集合。

(2) 不同监测项目确定出的二衬支护时机具有一

定差异,且位移级别对二衬支护时机也有一定影响,即Ⅳ级围岩的二衬支护时间一般要短于Ⅴ级围岩的支护时间,与工程实际相符。

(3) 不同断面的二衬支护时机存在明显差异,需保证二衬支护时机的准确性,以便更好地指导现场施工。

(4) 限于工程条件限制,该文仅重点对Ⅳ级和Ⅴ级围岩的二衬支护时机进行了针对性研究,对其他围岩级别,尤其是Ⅵ级围岩条件的二衬支护时机仍待下一步拓展分析研究。

#### 参考文献:

- [1] 徐国文,何川,汪耀,等.流变荷载作用下隧道裂损二次衬砌结构安全性能研究[J].土木工程学报,2016(12).
- [2] 杨波,程寅,王登炳,等.中巴公路浅埋偏压隧道二次衬砌受力监测分析研究[J].公路,2017(1).
- [3] 刘书斌,邓如勇,方勇.富水岩溶地层三车道公路隧道二次衬砌受荷特征研究[J].水文地质工程地质,2016(6).
- [4] 邵珠山,张艳玲,王新宇,等.大跨软岩隧道二衬合理支护时机的分析与优化[J].地下空间与工程学报,2016(4).
- [5] 张成良,张金瑞,蔡林真,等.软岩大断面隧道二次衬砌支护时机的选择研究[J].中国安全生产科学技术,2018(9).
- [6] 李莹,张昌锁.基于虚拟支撑力和初支混凝土强度的二衬支护时机确定方法[J].煤炭技术,2016(4).
- [7] 李宝平,高诗明,王睿,等.基于现场监控量测数据的反分析法确定隧道二衬支护时机[J].铁道建筑,2014(8).
- [8] 向海辉.公路隧道二次衬砌合理支护时机研究[D].西安工业大学硕士学位论文,2018.
- [9] 唐霞,陈建平,孙洋,等.软岩公路隧道二次衬砌支护时间的优化研究[J].科学技术与工程,2015(3).
- [10] 陈杨,袁长丰.基于 R/S 分析法的隧道围岩变形趋势分析[J].工程建设,2018(1).
- [11] 罗林,左昌群,赵连,等.基于 BP 神经网络和 R/S 分析的隧道仰坡沉降变形预报预测[J].施工技术,2014(11).
- [12] 宋瑞刚,张顶立,文明.穿越断层破碎带深埋隧道围岩失稳的突变理论分析[J].土木工程学报,2015(S1).
- [13] 刘杨.王家寨 1 号隧道超前地质预报与围岩变形特征分析[D].西安科技大学硕士学位论文,2018.