

文章编号:1673-2049(2006)03-0071-05

秦岭终南山特长公路隧道大埋深段 施工监测及分析

陈建勋¹, 杨 忠², 袁雪戡²

(1. 长安大学 桥梁与隧道陕西省重点实验室, 陕西 西安 710064;

2. 陕西秦岭终南山公路隧道有限责任公司, 陕西 西安 710054)

摘要:为了探讨在大埋深、软弱围岩条件下,隧道围岩变形、围岩压应力和支护结构的力学特征,采用 SWJ-IV 型收敛计、振弦式土压力盒等测试元件,对秦岭终南山特长公路隧道埋深大于 1 200 m 的Ⅲ类围岩地段,进行了净空收敛变形、围岩压应力、喷射混凝土应力、钢架应变、锚杆轴力等监控量测。结果表明,即使是在初期支护作用下,净空收敛的量值和速率在测试初期也是很大的;初期支护受力很大,特别是钢架内、外缘均处于受压状态,而且钢架大部分均超过钢材的屈服极限,钢架处于失稳状态;采用 I16 型钢钢架(间距 1 榀·m⁻¹)、3.5 m 锚杆和 20 cm 喷射混凝土支护,其支护强度是不够的,应采取减小型钢钢架间距[改为 3 榀·(2 m)⁻¹]等措施予以加强;施工中喷射混凝土必须及时、饱满,才能保证锚喷网钢架共同作用,否则会引起钢架变形很大,甚至导致塌方事故的发生。

关键词:特长公路隧道;大埋深;监控量测;钢架;变形

中图分类号:U451.2 **文献标志码:**A

Construction Monitoring and Measuring in Segments of Large Embedded Depth in Qinling Zhongnanshan Super-Long Highway Tunnel

CHEN Jian-xun¹, YANG Zhong², YUAN Xue-kan²

(1. Key Laboratory for Bridge and Tunnel of Shaanxi Province, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. Shaanxi Qinling Zhongnanshan Highway Tunnel Ltd, Xi'an 710054, Shaanxi, China)

Abstract: To discuss the mechanical characteristics of tunnel surrounding rock distortion, surrounding rock pressure stress and supporting structure when tunnel was under the conditions of large embedded depth and weak surrounding rock, authors took some testing organs, such as SWJ-IV type convergence indicator, vibrational chord type soil pressure cell, etc. In Ⅲ class surrounding rock segments with embedded depth more than 1 200 m in Qinling Zhongnanshan super-long highway tunnel, those monitoring and measuring as net convergence distortion, surrounding rock pressure stress, sprayed concrete stress, steel frame strain and axial force of anchor bar were made. The results show that tunnel in conditions of large embedded depth and weak surrounding rock can produce large distortion, even if on the effect of primary support, the measured value and speed of convergence are still large; the stress in primary support is very large especially in profiled bar steel frame, the inner and outside edge of steel frame are in stress condition and most steel frame stresses exceed steel yield limit, the steel stress in unstable

收稿日期:2006-05-10

基金项目:陕西省交通科技项目(02-21K)

作者简介:陈建勋(1969-),男,陕西韩城人,副教授,工学博士研究生,E-mail:chenjx1969@163.com。

condition; the support like I16 profiled bar steel frame(space between 1 set · m⁻¹), 3.5 m length rock bolts and 20 cm depth sprayed concrete are not enough in that segments; the supporting strength should be consolidated through some measures, such as reducing the space between steel frame[reduce to 3 set · (2 m)⁻¹] and so on; sprayed concrete should be made in time and full in construction, then it can ensure rock bolts, sprayed concrete, bar mat reinforcement and steel frame in chorus, if not, the distortion of steel frame would be large and collapse accidents may happen indeed.

Key words: super-long highway tunnel; large embedded depth; monitoring and measuring; steel frame; distortion

0 引言

秦岭终南山特长公路隧道是西安至安康高速公路穿越秦岭山脉的一条越岭隧道,全长 18.02 km,双洞四车道,中线间距 30 m,属世界规模第一、长度第二的山岭公路隧道。隧道洞身横穿秦岭东西向构造带,该带经历了多期构造运动、变质运动和混合岩化作用,地质构造和地层岩性复杂并有多条断层穿越。隧道开挖过程中可能会遇到围岩失稳、突然涌水、岩爆等地质灾害。

该隧道东线 K73+680 m~K73+900 m 段,埋深大于 1 200 m,属于深埋高应力地段,该段原设计为Ⅵ类围岩。施工开挖后发现围岩破碎,岩体中含黑云母成分较多,有多组结构面,为黑云母片岩和绢云母绿泥石片岩,围岩稳定性差。在 K73+692 m 处发生了高为 0.4~0.5 m 拱部坍塌,经现场勘察后认定,该段围岩类别变更为Ⅲ类围岩,采用 I16 型

钢钢架按Ⅲ类围岩初期支护施工。为了探讨在大理深条件下的围岩变形、围岩压应力和支护结构力学特征,在施工过程中进行了监控量测。

1 监控量测的内容和方法

依据中国《公路隧道施工技术规范》(JTJ 024-94)中的要求^[1],并根据秦岭终南山特长公路隧道的结构特点及施工方法,结合设计单位提供的隧道监测建议,拟订了该隧道的监测项目和测试方法^[2],其中包括:隧道内部观察、净空收敛变形、围岩压应力、锚杆轴力、喷射混凝土应力、钢架应变等,旨在采用中国较成熟的快速、准确、可靠的手段,对隧道施工关键部位进行跟踪监测^[3]。各项监测项目及采用的仪器设备和测试元件见表 1^[4-6]。分别在 K73+692.5 m、K73+746.5 m、K73+770 m、K73+801 m 四个断面埋设了测试元件。下面对 K73+746.5 m 断面(埋深 1 280 m)的监测结果予以介绍,并对其进行分析^[7-9]。

表 1 监测项目及频率
Tab. 1 Items and Frequency of Monitoring and Measuring

序号	监测项目	监测仪器、元件	测读频率			
			1~15 d 的测读 频率/(次·d ⁻¹)	16 d~1 个月的测读 频率/(次·d ⁻¹)	1~3 个月的测读 频率/(次·周 ⁻¹)	3 个月以上的测读 频率/(次·月 ⁻¹)
1	净空收敛变形	SWJ-Ⅳ型收敛计	1~2	1	1~2	1~3
2	围岩压应力	振弦式土压力盒	1~2	1	1~2	1~3
3	喷射混凝土应力	振弦式应变计	1~2	1	1~2	1~3
4	钢架应变	振弦式表面应变计	1~2	1	1~2	1~3
5	锚杆轴力	振弦式测力锚杆	1~2	1	1~2	1~3

2 监测结果与分析

2.1 净空收敛

在地段 K73+740 m、K73+743 m、K73+750 m 布设了 3 条净空收敛基线,从图 1 可以看出:该地段 K73+743 m 断面净空收敛变形急剧增长,位移速率也很大,有典型的深埋特点。埋设初期 11 d(2002 年 9 月 22 日~2002 年 10 月 3 日)收敛变形达到 42.51 mm,平均变形速率高达 3.86 mm·d⁻¹;2002

年 10 月 3 日~2002 年 10 月 17 日(共计 14 d)变形达到 26.89 mm,总变形量达到 69.4 mm,变形速率为 1.92 mm·d⁻¹;同时,现场洞内观察发现喷层开裂,钢拱架扭曲变形,但 2002 年 10 月 17 日以后变形有所减缓。2002 年 10 月 17 日~2003 年 2 月 28 日,变形从 69.4 mm 增加到 82.96 mm,增加量为 13.56 mm,平均变形速率降为 0.10 mm·d⁻¹,出现了基本稳定趋势。

2.2 围岩压应力

从图 2 可以看出:K73+746.5 m 断面围岩压

应力数量级比较大,而且变化剧烈(2002 年 9 月~2003 年 4 月)。

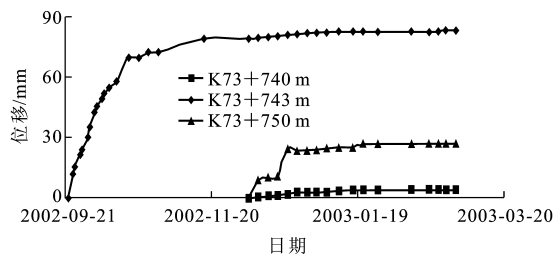


图 1 净空收敛时态曲线

Fig. 1 Conditional Curve of Net Convergence

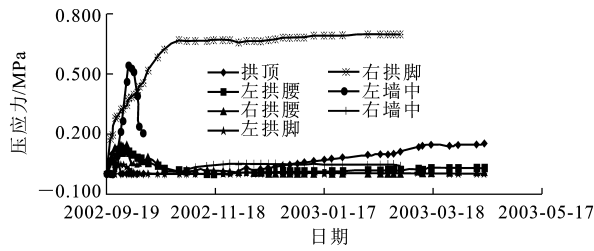


图 2 围岩压应力时态曲线

Fig. 2 Conditional Curve of Surrounding Rock Pressure

拱顶处围岩压应力从 2002 年 9 月 19 日~2002 年 9 月 25 日 6 d 内增长为 0.087 MPa,平均速率达到 0.013 MPa · d⁻¹,达到最大值时围岩压应力曲线开始下降,2 d 内下降到 0,之后围岩压应力又有上升趋势,至 2003 年 4 月 15 日围岩压应力值为 0.148 MPa。

两侧拱腰处围岩压应力从 2002 年 9 月 19 日~2002 年 10 月 1 日 12 d 内急剧增长,右拱腰处达到 0.142 MPa,平均速率为 0.012 MPa · d⁻¹,左拱腰处达到 0.108 MPa。随后两侧拱腰的围岩压应力呈现出了下降趋势,到 2002 年 11 月 7 日分别降至 0.004 MPa(左拱腰)和 0.02 MPa(右拱腰)。

两侧拱脚处围岩压应力变化呈不同规律,右拱脚从 2002 年 9 月 19 日~2002 年 10 月 21 日围岩压应力达 0.616 MPa,平均变化速率为 19 kPa · d⁻¹,其后缓慢增长,至 2003 年 2 月 28 日该部位围岩压应力达到 0.697 MPa,其后变化趋势趋于平缓,而左拱脚围岩压应力很小,基本为 0。

两侧墙中处围岩压应力变化规律基本同拱部,左墙中处围岩压应力从 2002 年 9 月 19 日~2002 年 10 月 1 日 12 d 内达到 0.537 MPa,平均增长速率为 0.045 MPa · d⁻¹,其后有所下降。右墙中处围岩压应力初期为 0,2002 年 11 月 2 日围岩压应力有所增长,至 2003 年 2 月 28 日围岩压应力为 0.041 MPa。

从图 3(正值表示压应力,负值表示拉应力,后文同)可以看出:围岩压应力在横断面分布是不均匀

的,右拱脚最大达 0.697 MPa,左墙中次之,为 0.537 MPa,拱顶达 0.148 MPa,而其余各部位围岩压应力均在 0.05 MPa 以下。产生该现象原因是:该段处于大埋深(埋深 1 280 m)地段,同时岩体破碎,开挖后产生了较

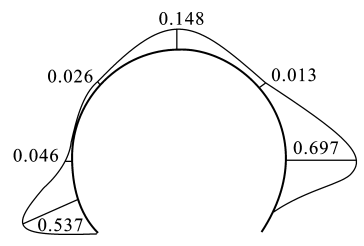


图 3 围岩压应力横断面分布(单位:MPa)

Fig. 3 Transect Distribution of Surrounding Rock Pressure(Unit:MPa)

大的围岩压应力,初期时由于钢拱架的支护作用,围岩压应力处于急剧增长阶段,钢拱架受力随之激增,当达到钢拱架屈服时,钢拱架受压扭曲成 S 形,围岩压应力释放,产生了此现象。

2.3 喷射混凝土应力

从图 4 可以看出:监测初期阶段左拱脚处喷射混凝土应力,从 2002 年 9 月 19 日~2002 年 9 月 28 日处于应力急剧增长阶段,9 d 内压应力达到 11.92 MPa,平均增长速率为 1.32 MPa · d⁻¹,随之压应力缓慢下降。至 2002 年 12 月 17 日左墙中部喷射混凝土压应力突然急剧增大,12 d 内达到 27.96 MPa,平均增长速率达到 2.33 MPa · d⁻¹,且该部位随后变化起伏很大,到 2003 年 4 月 18 日为 14.78 MPa。其余 5 个部位喷射混凝土压应力,数量级一般不大,且变化缓慢。

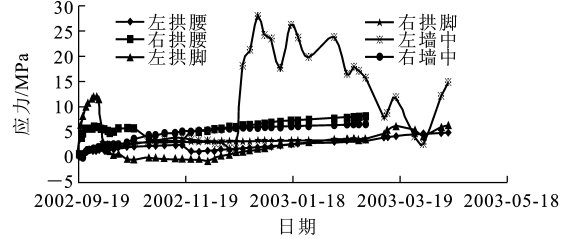


图 4 喷射混凝土应力时态曲线

Fig. 4 Conditional Curve of Sprayed Concrete Stress

从图 5 可以看出:喷射混凝土全部为压应力,但分布的极不均匀,其最大值在右墙中部为 27.96 MPa(已超过 C25 喷射混凝土极限强度),左拱脚次之,为 11.92 MPa,

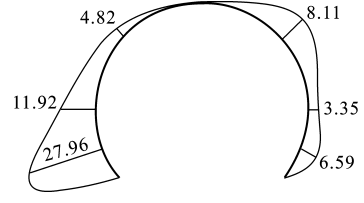


图 5 喷射混凝土应力横断面分布(单位:MPa)

Fig. 5 Transect Distribution of Sprayed Concrete Stress(Unit:MPa)

右拱腰为 8.11 MPa,其余各部位均较小。

2.4 钢架应变

型钢钢架应变监测结果见表 2 及图 6~8。

表 2 钢架各部位最大应变

Tab.2 Maximum Strains in Each Position of Steel Frame

位置	拱顶	左拱腰	右拱腰	左拱脚	右拱脚	左墙中	右墙中
外侧	3 355	3 638	4 626	2 114	1 133	2 450	381
内侧	坏	4 175	2 932	坏	坏	537	204

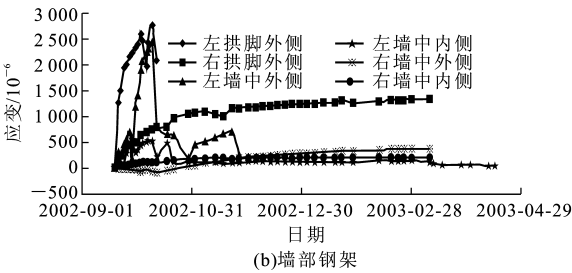
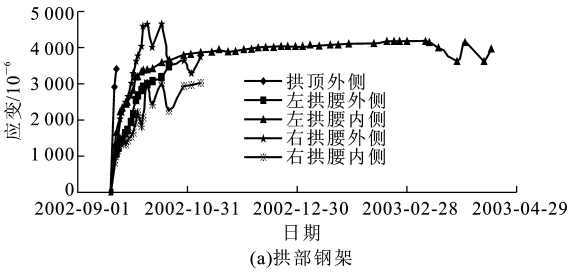


图 6 型钢钢架应变时态曲线

Fig.6 Strain Conditional Curve of Shape Steel Frame

从表 2 可以看出:该断面钢架受力是很大的,全断面均受压。除右墙中内外侧和左墙中内侧处钢材仍在弹性阶段外,其余部位内外侧均超过钢材的屈服极限应变(约为 $1\,200\times10^{-6}$)。拱部钢架变形极大,最大值右拱腰外侧达到 $4\,626\times10^{-6}$ 。

从图 6 可以看出:监测初期所有测点应变均急剧增大,拱部更加明显。拱顶钢架外侧部位测试 3 d 后应变达到 $3\,355\times10^{-6}$ (该钢材屈服极限应变为 $1\,200\times10^{-6}$),超过了钢材受压失稳极限,测点被压坏,平均应变速率达到 $1\,118\times10^{-6}\text{ d}^{-1}$ 。右拱腰外侧监测 20 d 后应变达到 $4\,626\times10^{-6}$,平均应变速率达到 $231\times10^{-6}\text{ d}^{-1}$ 。拱顶外侧、右拱腰内外侧、左拱腰外侧和左拱脚外侧等 5 个测点均因变形过大元件被破坏。从 2002 年 9 月 19 日~2002 年 10 月 21 日共 33 d 为钢架变形急剧增长期,监测 1 个月后各条曲线趋于平缓。随后钢架变形增长缓慢并趋于稳定。变形规律与围岩压应力相对应。

从图 7、8 可以看出:钢架内、外侧翼缘应变规律基本相同。

现场洞内观察发现喷层多处开裂,拱腰和拱脚处钢拱架发生扭曲变形呈 S 形, $\Phi 22$ 连接钢筋均被压弯,此表明钢架受压失稳,由于变形的释放,钢架在新的条件下达到新的平衡。

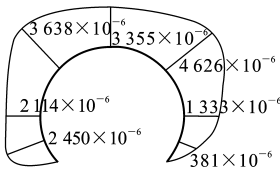


图 7 钢架外缘应变
横断面分布
Fig.7 Strain Transect
Distribution on Outside
Edge of Steel Frame

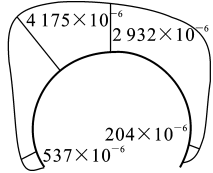


图 8 钢架内缘应变
横断面分布
Fig.8 Strain Transect
Distribution on Inner
Edge of Steel Frame

原因分析:①自然因素。该段处于大埋深地段,有较高的地应力,岩体又破碎、软弱,给大变形的发生创造了条件。②工程因素。该地段原设计为Ⅵ类围岩,开挖后变更设计按Ⅲ类围岩支护,采用 I16 型钢钢架(间距 1 榀· m^{-1})、3.5 m 锚杆和 20 cm 喷射混凝土支护。为了加快施工进度,按设计施工做了型钢钢架,但系统锚杆未按设计数量施工,喷射混凝土仅喷了 5~10 cm,钢拱架间均未喷满,留有 10~15 cm 的空隙,连接钢筋外露,喷射混凝土不能同钢架组成钢筋混凝土结构,单靠钢拱架受力,导致了钢架应变(变形)很大。

2.5 锚杆轴力

在左右拱腰处分别埋设了测力锚杆,右侧锚杆导线被损坏,现对左侧量测锚杆受力状态进行分析。

从图 9、10 可以看出:锚杆均受压,且受力不大,最大值距孔口 0.5 m 处为 -13.46 MPa;锚杆受力沿杆体分布规律为孔口部受力大,到底部 0~1 m 范围内不受力。

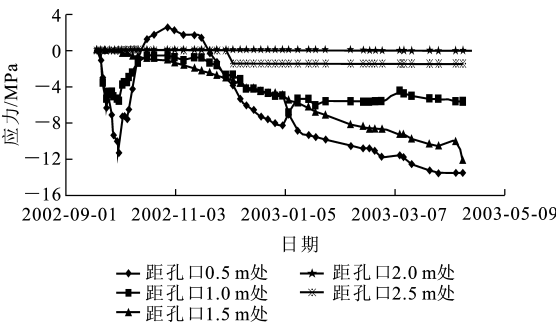


图 9 锚杆轴力时态曲线

Fig.9 Conditional Curve of Axial Force of Anchor Bar

3 结 语

(1)大埋深软弱围岩地质条件下,隧道会产生大

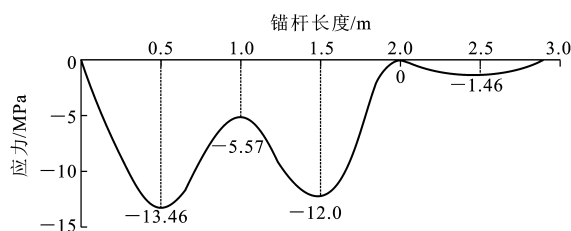


图10 锚杆轴力轴向分布

Fig. 10 Distribution of Axial Force of Anchor Bar Along Axial

变形,即使是在初期支护的作用下,净空收敛的量值和速率在测试初期也是很大的。以本文中测试的断面为例,埋设初期11 d收敛变形达到42.51 mm,平均变形速率高达 $3.86 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$;随后14 d变形达到26.89 mm,总变形量达到69.4 mm,变形速率为 $1.92 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$;其后(1个月以后)历时4个月变形从69.4 mm增加到82.96 mm,增加量为13.56 mm,平均变形速率降至 $0.10 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$,出现了基本稳定趋势。

(2)在大埋深软弱围岩地质条件下,初期支护受力很大,特别是型钢钢架受力更加明显,钢架内外缘均处于受压状态,而且钢架大部分均超过钢材的屈服极限,钢架处于失稳状态。

(3)监测结果表明:对于该段大埋深软弱围岩采用I16型钢钢架(间距1榀 $\cdot \text{m}^{-1}$)、3.5 m锚杆和20 cm喷射混凝土支护,其支护强度是不够的,应采取减小型钢钢架间距[改为3榀 $\cdot (2 \text{ m})^{-1}$]等措施予以加强。

(4)施工中喷射混凝土必须及时、饱满,才能保证锚喷网钢架共同作用,否则会引起钢架变形很大,甚至塌方事故的发生。

参考文献:

References:

- [1] JTJ 024-94,公路隧道施工技术规范[S].
JTJ 024-94,Code for Construction Technique of Highway Tunnel[S].
- [2] TBJ 108-92,铁路隧道喷锚构筑法技术规则[S].

TBJ 108-92,Shotcrete-Bolt Construction Method Precept of Railway Tunnel[S].

- [3] 关宝树.隧道工程施工要点集[M].北京:人民交通出版社,2003.
GUAN Bao-shu, Construction Points Outline of Tunnel Engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2003.
- [4] 王建宇.隧道工程监测和信息化设计原理[M].北京:中国铁道出版社,1990.
WANG Jian-yu, Monitoring Measurement of Tunnel Engineering and Design Principle for Information[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1990.
- [5] 刘宝有.钢弦式传感器及其应用[M].北京:中国铁道出版社,1986.
LIU Bao-you, String Wire Sensor and Its Application [M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1986.
- [6] 肖林萍,赵玉光,李永树.单拱大跨隧道信息化施工监控量测技术研究[J].中国公路学报,2005,18(4):62-66.
XIAO Lin-ping, ZHAO Yu-guang, LI Yong-shu. Research on Field Monitor Measuring Techniques in Informational Construction of Single Arch Long-Span Tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(4): 62-66.
- [7] 李晓红.隧道新奥法及其量测技术[M].北京:科学出版社,2002.
LI Xiao-hong. New Austrian Tunneling Method for Tunnel and Its Gauging Techniques[M]. Beijing: Science Press, 2002.
- [8] 夏才初.地下工程测试理论与监测技术[M].上海:同济大学出版社,1999.
XIA Cai-chu, Testing Theory and Monitoring Measurement Techniques of Underground Engineering [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1999.
- [9] 陈建勋.秦岭终南山特长公路隧道施工监控量测报告[R].西安:长安大学,2003.
CHEN Jian-xun. The Construction Monitoring Measurement Report of Qinling Zhongnanshan Super-Long Highway Tunnel [R]. Xi'an: Chang'an University, 2003.