

文章编号: 1674—8247(2018)01—0084—06

## 强膨胀岩浅埋富水隧道变形分析及施工控制

刘建国 王春明 薛宁鸿 白伟伟

(中铁七局集团有限公司, 郑州 450016)

**摘要:**昆明铁路枢纽呈贡双线铁路隧道区属滇池断陷盆地及滇中高原丘陵—中低山区地貌,隧道拱顶埋深6~28 m,测区地震动峰值加速度为0.2 g,经室内土样试验,平均自膨胀率为51%,阳离子交换量为370 mmol/kg,蒙脱石含量为54.6%,天然含水量 $\omega=37.68\%$ ,为典型的高烈度地震区强膨胀岩浅埋富水隧道。为确保隧道的施工和运营安全,通过现场测试,掌握了高烈度地震区浅埋大跨强膨胀土围岩条件下隧道开挖后的洞周变形规律、强膨胀土对支护结构的围岩压力变化规律等,对隧道开挖及支护的稳定性进行了分析,并根据变形监测分析进行了施工组织优化,达到了控制变形的目的。

**关键词:**强膨胀岩;浅埋富水;隧道;变形分析;控制

中图分类号:U455.49 文献标志码:A

## Deformation Analysis and Construction Control of Heavily Expansive Rock Tunnels with Shallow-buried Rich Water

LIU Jianguo WANG Chunming XUE Ninghong BAI Weiwei

(China Railway Seventh Group Co., Ltd., Zhengzhou 450016, China)

**Abstract:** Chenggong double-track railway tunnel of Kunming Railway Hub belongs to the graben basin of Dian Lake and the plateau hills of central Yunnan. The burial depth of the tunnel vault is 6 ~ 28 m. The ground motion peak acceleration of the testing zone is 0.2 g. According to the test data of indoor soil sample, the average self-expansion rate of the soil is 51%, the cation exchange capacity is 370 mmol/kg, the montmorillonite content is 54.6%, and the natural moisture content  $\omega=37.68\%$ , which indicates that it's the typical strong expansion rock shallow buried rich water tunnel. In order to ensure safety of construction and operation, the deformation rules of shallow-buried large-span tunnel with heavily expansive soil surrounding rock in high intensity seismic area and the change rules of surrounding rock pressure of heavily expansive soil on supporting structure are mastered. The stability of excavation and support of tunnel is analyzed, and the optimization of the construction organization is carried out to achieve the goal of controlling the deformation according to the deformation monitoring analysis.

**Key words:** heavily expansive rock; shallow buried rich water; tunnel; deformation analysis; control

昆明铁路枢纽工程线路经过滇池断陷盆地边缘,其中呈贡隧道穿过地层主要为V级强膨胀土,采用强膨胀土复合式衬砌。膨胀性围岩在施工过程引起的含水量增加条件下吸水产生膨胀压力,并与原形变压力

等产生叠加效应<sup>[1]</sup>。如果采用的施工方法或者设计支护措施不当,可能会导致支护结构失稳破坏、垮塌,围岩松动圈扩大,裂隙进一步增大,为深部围岩土体吸水膨胀形成了条件。而围岩的膨胀使隧道结构内力增

收稿日期:2017-07-27

作者简介:刘建国(1970-),男,高级工程师。

引文格式:刘建国,王春明,薛宁鸿,等. 强膨胀岩浅埋富水隧道变形分析及施工控制[J]. 高速铁路技术,2018,9(1):84-89.

LIU Jianguo, WANG Chunming, XUE Ninghong, et al. Deformation Analysis and Construction Control of Heavily Expansive Rock Tunnels with Shallow-buried Rich Water[J]. High Speed Railway Technology, 2018, 9(1): 84-89.

大,加剧了隧道及支护结构的破坏,从而导致隧道的灾变,发生开裂、内挤、坍塌、底板隆起、边墙挤出和混凝土衬砌破坏等问题<sup>[2]</sup>。

本文针对以上问题,为及时掌握隧道开挖过程中以及运营状态下支护结构的受力状态,验证支护结构的长期安全性<sup>[3]</sup>,确保施工及运营安全,以昆明枢纽铁路呈贡隧道为研究对象,从膨胀土隧道软弱围岩的变形破坏机制出发,于隧道 DK 77 + 684 和 DK 77 + 900 进行了两个断面监测,并进行了稳定性分析总结,指导施工组织,控制变形,确保施工安全和进度,提高施工效益,可为类似工程提供参考。

## 1 工程概况

本工点位于滇池断陷盆地边缘,昆明铁路枢纽工程线路经过滇池断陷盆地边缘,按 200 km/h 双线隧道设计。其中呈贡隧道穿过地层主要为 V 级强膨胀土,隧道轨上有效净空面积为 81.37 m<sup>2</sup>,隧道开挖断面面积 140 m<sup>2</sup>,采用强膨胀土复合式衬砌。全隧暗洞开挖,除 DK 77 + 500 ~ DK 77 + 530 段设计采用三台阶法开挖外,其余均采用 CRD 法。设计支护参数:加强支护采用全环 I22b 工字钢钢架,每 0.5 m/榀;补强支护采用全环 I18 工字钢钢架,1.0 m/榀;超前支护为  $\phi 42$  小导管,长度 4 m,环向间距 0.3 m,纵向间距 2.0 m;拱部系统锚杆采用  $\phi 25$  组合中空锚杆,边墙采用  $\phi 22$  砂浆锚杆。隧道拱顶最大埋深约 28 m,最小埋深 6 m。

## 2 隧道围岩膨胀性试验

为了更好地了解昆明呈贡隧道土体性质,取原状土样对土体矿物成分进行鉴定分析。

通过对实验报告的分析:土体平均自膨胀率为 51%,阳离子交换量为 370 mmol/kg,蒙脱石含量为 54.6%;天然密度  $\rho = 1.79 \text{ g/cm}^3$ ,天然含水量  $\omega = 37.68\%$ ,天然孔隙比  $e = 1.16$ ,液限  $W_L = 55\%$ ,塑限  $W_p = 25.95\%$ ,塑性指数  $I_p = 29.05$ ,液性指数  $I_L = 0.37$ ,压缩系数  $\alpha_{v0.1 \sim 0.2} = 0.47 \text{ MPa}^{-1}$ ,压缩模量  $E_{s0.1 \sim 0.2} = 4.84 \text{ MPa}$ ,天然快剪凝聚力  $C = 27.7 \text{ kPa}$ ,内摩擦角  $\varphi = 7.9^\circ$ 。

土体矿物成分主要分为钠长石、石英、伊利石和蒙脱石,其含量分别为:钠长石约为 7.6%;石英约为 3.4%;伊利石约为 34.4%;蒙脱石约为 54.6%。由此可见,膨胀性矿物分伊利石、蒙脱石含量很大,约为 89%,对隧道稳定性影响很大。

根据 TB 10012 - 2001《铁路工程地质勘察规范》规定,得出以下结论:

(1)当自由膨胀率大于 40% 时,可判定为膨胀土。当自由膨胀率大于 90% 时,可确定膨胀土级别为强膨胀土<sup>[4]</sup>。呈贡隧道土样经室内试验,平均自膨胀率为 51%,属弱膨胀土指标范围。

(2)当阳离子交换量大于 170 mmol/kg 时,可判定为膨胀土。当阳离子交换量大于 360 mmol/kg 时可确定膨胀土级别为强膨胀土。呈贡隧道土样经室内试验,阳离子交换量为 370 mmol/kg,属强膨胀土指标范围。

(3)当蒙脱石含量大于 7% 时,可判定为膨胀土。当蒙脱石含量大于 27% 时,可确定膨胀土级别为强膨胀土<sup>[5]</sup>。呈贡隧道土样经室内试验,蒙脱石含量为 54.6%,属强膨胀土指标范围。

由两项指标同时符合强膨胀土指标范围,判定呈贡隧道膨胀土为强膨胀土。

## 3 呈贡隧道断面位移变化监测

为了分析位移变化情况,验证设计方案的合理可靠性,现场于 DK 77 + 684、DK 77 + 900 分别埋设单点位移计进行监测。

### 3.1 断面 DK 77 + 684 围岩位移变化监测结果

监测断面 DK 77 + 684 打 10 个钻孔,将合计 10 个单点位移计分别埋入每个钻孔。分别埋设在拱肩、拱腰和仰拱位置,沿隧道轮廓线均匀排列。由于施工条件限制,拱肩和拱腰处位移计埋深 4.0 m,仰拱处位移计埋深 3.0 m。拱顶处预埋三个孔,参照 DK 77 + 640 预埋位移计进行监测,钻孔深度分别为 19 m、17.5 m 和 16 m。钻孔位置如图 1 所示。

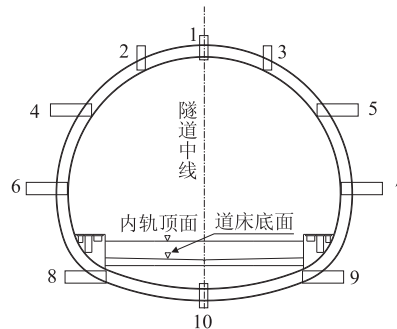


图1 单点位移计钻孔位置示意图

通过对图 2 的观察可知,隧道开挖初期拱顶土体变形较大,且土体变形以受拉为主,只有距地面较近处出现较小的受压情况,随着时间的推移土体位移变化

趋于稳定并且一段时间以来无太大波动。通过对图 3 的分析可知左右两侧拱肩土体受力性质并不相同,右侧拱肩处于受压状态向隧道外鼓出,而左侧拱肩处于受拉状态向隧道内隆起,虽然受力性质不同,但土体位移变量不大,对支护结构稳定性不构成太大影响;拱腰处两侧土体均处于受拉状态,但拉伸位移不大并已趋于稳定,对结构安全不构成威胁;仰拱处土体均为受压状态,但压缩位移不大且已趋于稳定,对结构稳定性的影响不大。

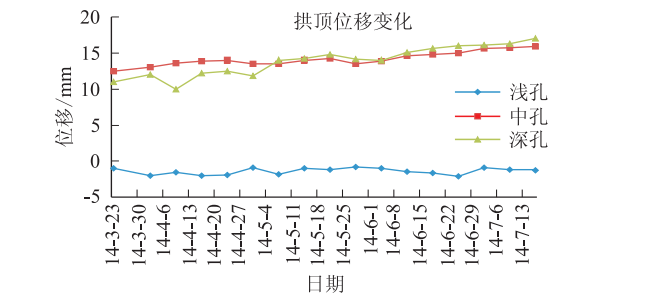


图 2 测点 1 拱顶位移变化图

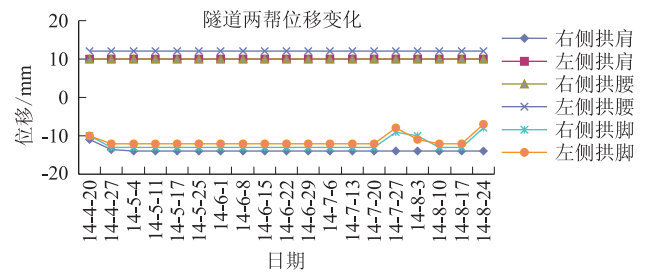


图 3 测点 2~8 隧道两帮位移变化图

3.2 断面 DK 77 + 900 围岩位移变化监测结果

监测断面 DK 77 + 900 打 5 个钻孔,将合计 5 个单点位移计分别埋入钻孔。拱腰及拱顶埋设位置如图 4 所示,拱腰两侧各埋设一个,由于施工条件限制,位移计埋深 4.0 m。拱顶埋设三个,参照 DK 77 + 900 预埋位移计进行监测,钻孔深度分别为 19 m,17.5 m 和 16 m。钻孔位置如图 4 所示。

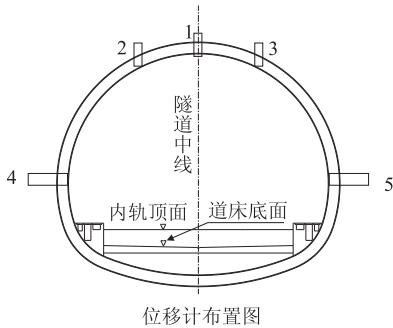


图 4 DK 77 + 900 单点位移计钻孔位置示意图

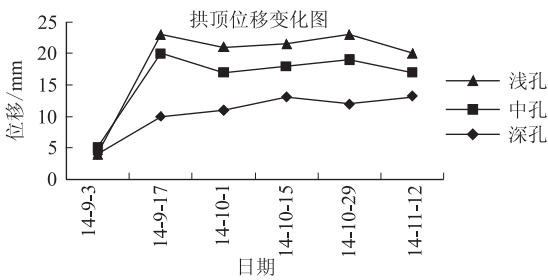


图 5 测点 1 位移变化图

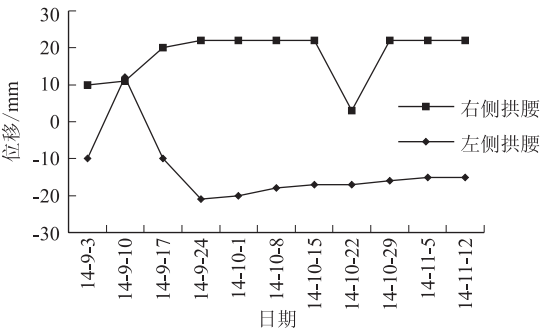


图 6 测点 2、3 位移变化图

通过对图 5 的观察可知,隧道开挖开始时拱顶土体变形增幅较大,但仍在设计允许范围之内。随着开挖断面的前进,DK 77 + 900 断面由于开挖导致的沉降量已趋于稳定达一个月之久。但 DK 77 + 900 断面之后遇到了比较复杂的地质情况,如果要保证数据的稳定,还需要进一步的监测。通过对图 6 的分析可知,左右两侧拱肩土体变形情况不同,左侧拱腰处土体处于受拉状态,向隧道内鼓入;右侧拱腰处土体处于受压状态,向隧道外鼓出;但位移变化不大。

4 初次支护中钢架受力监测

为了证明现行施工方法和设计支护方案的安全可行性,在 DK 77 + 684、DK 77 + 900 监测断面的钢拱架上,按设计方案要求,在拱顶、拱肩、拱腰及仰拱位置沿隧道轮廓线方向共设置 8 个测点,每个测点在工字形钢的内外沿各安装一个刚架表面计,共 16 个。钻孔位置如图 7 所示。

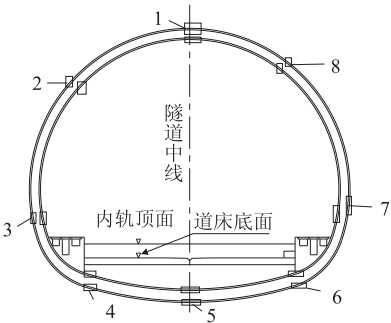


图 7 表面计测点埋设图

#### 4.1 断面 DK 77 + 684 钢架受力监测结果

通过对图 8 和图 9 的分析可知,衬砌结构中,刚架在支护初始应力增幅较大,测点 2 处增幅最为明显,工字形钢外沿处于受拉状态,内处于受压状态。其余测点处钢架受力在安装初始变化较大,但随时间增长趋于稳定,就目前测量数据推断支护结构稳定可靠,虽然个别位置应力较大,但与工字形钢极限应力相比还有较大差距,自随时间推移数据已趋于稳定。

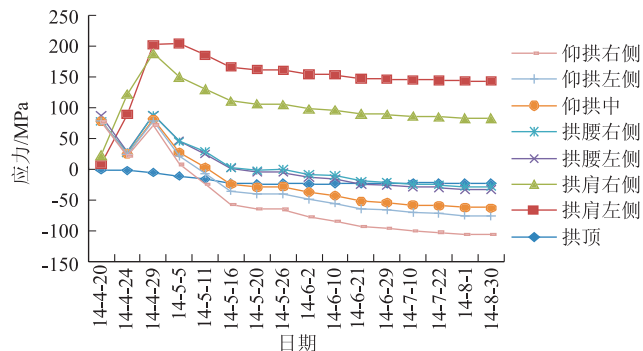


图 8 钢架受力变化图 1

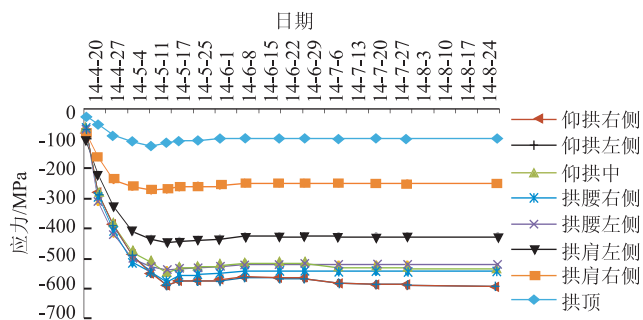


图 9 钢架受力变化图 2

#### 4.2 断面 DK 77 + 900 钢架受力监测结果

通过对图 10 和图 11 的分析可知,钢架在支护初始应力增幅较大,工字型钢架以内侧受压外侧受拉为主。通过对监测数据的分析,在拱肩处钢拱架应力增幅最为明显。左侧拱肩位置工字型钢的应力增幅明显。右侧拱肩位置工字型钢的内侧应力变化较突出。

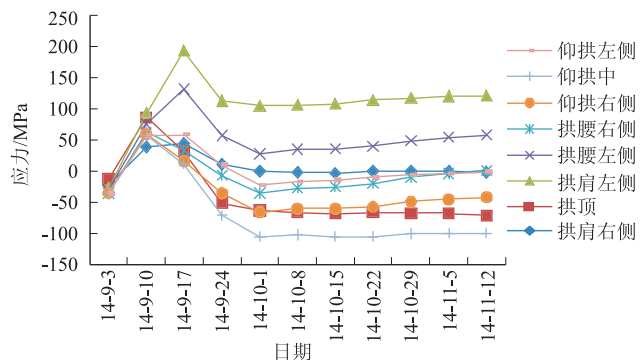


图 10 钢架受力变化图 1

由于及时向现场反映增幅情况,加强了补强支护,为施工事故的发生做出预警,避免了可能发生的事故。

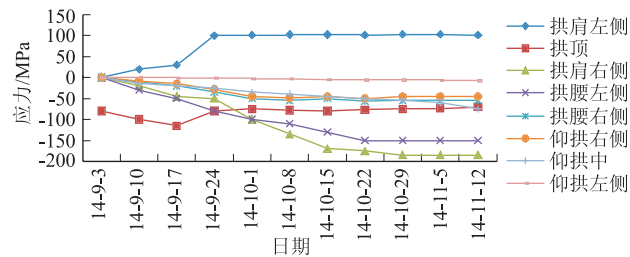


图 11 钢架受力变化图 2

### 5 土体压力变化监测

在 DK 77 + 684、DK 77 + 900 监测断面的围岩和初衬之间以及初次衬砌和二次衬砌之间安装土压力盒,共 14 个分别对土体及初次支护受力进行监测,仪器安装位置如图 12 所示。

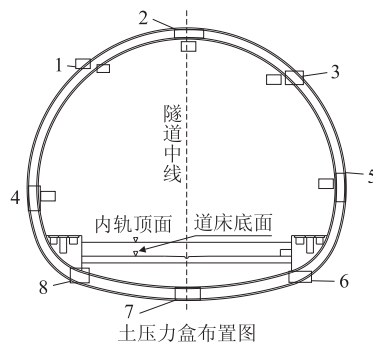


图 12 土压力计埋设布置图

#### 5.1 DK 77 + 684 断面土体压力变化监测结果

通过对图 13 和图 14 的分析可知,土压力计在安装初始压力变化幅度较大,测点 1 压力最大值达到 600 kPa。但一段时间后各测点压力变化均趋于平缓,部分测点压力基本保持不变甚至有所减小,这表明随着时间的增长支护体系趋于稳定,支护方法比较合理,通过三个月对隧道的监测,压力盒的数值都已趋于平稳。

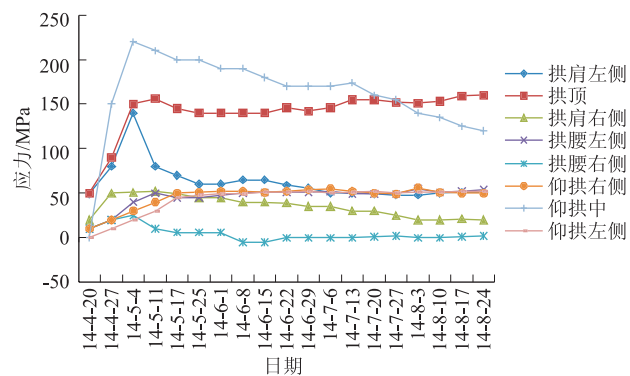


图 13 初衬与围岩之间压力变化图



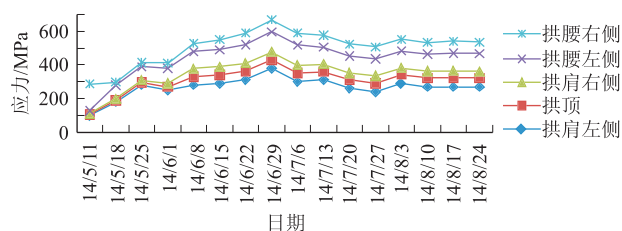


图14 初支与二衬之间压力变化图

## 5.2 DK 77+900 断面压力变化监测结果

通过对图 15 分析可知,初衬右侧拱腰和仰拱拱脚土体压力增幅最为明显,右侧拱腰处最大压力值达到 350 kPa,右侧仰拱拱脚处最大值达到 300 kPa,其余部位土体压力变化不大。结合钢架表面计及土体位移计受力变化情况判断,隧道应力增大主要是因为隧道右侧及上侧土体变形增幅较大所致,其余方向影响相对较小。通过对图 16 分析可知,由于二衬支护比较及时,钢拱架和二衬之间所受的压力不是很大,受力最大来自于左侧拱肩和拱腰处,这也是初支阶段受力相对较大的地方,目前已暂时稳定在 60 kPa。

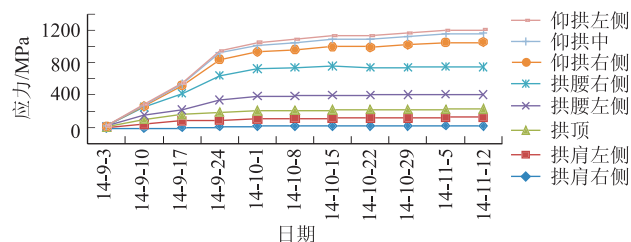


图15 初支与围岩之间压力变化图

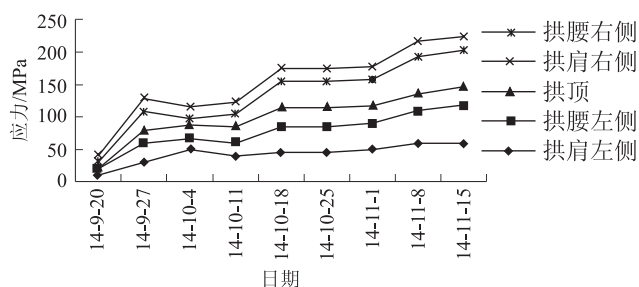


图16 初支与二衬之间压力变化图

## 6 施工组织优化及变形控制措施

根据以上监测结果,隧道围岩虽属强膨胀土,但自由膨胀率及膨胀力较小,根据现场开挖情况看,土体整体性较好,也比较干燥。采用原设计 CRD 工法施工每月仅掘进 10 m 左右,施工进度缓慢,不能满足工期要求,同时在拆除中立柱时产生较大变形,施工危险性大。为此采取对施工组织进行优化以控制变形,提高施工进度。

### 6.1 工法进行调整

上台阶采用弧形导坑环向开挖,开挖高度 3.5 m,预留核心土,施做拱部初期支护;初期支护完成后,即在隧道中线处安设 I22b 工字钢中立柱;中、下部分别左右错开开挖,并预留核心土,施做墙部初期支护,接长中立柱;隧底开挖后及时施做隧底初期支护,接长中立柱至仰拱底,隧底初期支护后及时施做仰拱,尽早封闭成环。

若隧道在开挖施工过程中遇到地形有较大变化时,如地表地形突然转入下坡或转入上坡、或隧道产生偏压时需及时,根据实际情况加设斜撑及横撑,确保受力均匀,支撑结构稳定。

### 6.2 施工组织优化措施

根据以上监测分析,膨胀性围岩的变形是随时间变化的一个过程,水的作用能加剧变形<sup>[6]</sup>。解决围岩变形破坏的根本方法是合理组织施工工序,及时支护封闭围岩,对于控制变形,保证支护结构稳定具有重要意义。

(1) 严格工序组织。施工过程中,做好各工序间的衔接工作。开挖完成后及时掌子面采用 10 cm 厚喷射混凝土封闭,避免因膨胀性围岩暴露时间过长而导致变形过大,增加治理的难度和费用。

(2) 要实现快速开挖及时封闭,避免膨胀性围岩水化或风化时间过长而产生大变形,一是选用高效率的施工机械,提高单机作业能力和作业效率,以缩短各施工工序的作业时间<sup>[7]</sup>;二是选用能配套作业的设备或工装,在隧道开挖改进施工机械,提高配套作业的整体效率,减少工序转换时各种机械的相互避让,如挖掘机铲斗改用斗齿、喷射砼采用小型湿喷机械、钢结构件采用洞外标准件加工、现场螺栓拼装等。

(3) 严格控制施工用水,并做好地下水的引排。水是导致膨胀性围岩膨胀的直接原因,控制住水也就控制住了围岩的膨胀变化。因此,必须完善洞内排水系统,及时排除施工废水及围岩渗水。控制锚杆及导管注浆水灰比,隧道内湿度保持在一定范围内。

(4) 加强仰拱和二衬的施工组织,按照仰拱和二衬紧跟的原则,严格控制仰拱至掌子面的距离不大于 30 m,二衬至掌子面的距离不大于 50 m。

## 7 结论

(1) 通过现场位移及应力监测,验证了强膨胀土地质隧道采用双层钢架+喷射混凝土+现浇混凝土的支护可满足支护结构受力要求。施工过程中,在发现应力增幅较大时及时发出预警,进行支护补强,确保了施工安全。

(2) 经过现场监测分析掌握了隧道变形的规律和特点,根据分析结果及时指导进行施工组织优化,既控制了隧道变形,同时加快了施工的进度,取得了月成洞 55 m 的效果。

(3) 根据监测情况尝试采用三台阶加中立柱工法施工,既有效控制了隧道变形,又创造了作业空间利于大型设备作业,做到了快速封闭。

(4) 综上所述,能否解决膨胀土围岩隧道施工过程中的围岩稳定性,使其开挖后变形控制在一定范围内,并进行快速掘进封闭,是富水强膨胀围岩隧道施工的关键所在。

参考文献:

[1] 覃仁辉.隧道工程[M].重庆:重庆大学出版社,2001.  
QIN Renhui. Tunnel Engineering [ M ]. Chongqing: Chongqing University Press,2001.  
[2] 于书翰,杜漠远.隧道施工[M].北京:人民交通出版社,1999.

YU Shuhan, DU Moyuan. Tunnel Construction[M]. Beijing: China communication press,1999.  
[3] 铁建设[2004]8号,新建时速200公里客货共线铁路工程施工质量验收暂行标准[S].  
Tie Jian She [2004] No. 8, Temporary standard for acceptance of construction quality of 200 km/h new mixed passenger and freight railway engineering [S].  
[4] TB 10012-2001《铁路工程地质勘察规范》[S].  
TB 10012-2001 Code of Railway Engineering Gedy Survey[S].  
[5] 蒋爵光.隧道工程地质[M].北京:中国铁道出版出版,1991.  
JIANG Jueguang. Tunnel Engineering Geology [ M ]. Beijing: China Railway Press,1991.  
[6] 关宝树.隧道及地下工程[M].成都:西南交通大学出版社,2000.  
GUAN Baoshu. Tunnel and Underground Engineering[ M ]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press,2000.  
[7] TZ 204-2008 铁路隧道工程施工技术指南[S].  
TZ 204-2008 Technical guide for railway tunnel engineering construction[S].

(编辑:车晓娟 苏玲梅)

(上接第 55 页)

小减震率为 50%;(32+48+32)m 连续梁地震最大位移为 67 mm,最大减震率为 79%,最小减震率为 58%;(48+80+48)m 连续梁地震最大位移为 60 mm,最大减震率为 82%,最小减震率为 70%。

固定墩由于承受荷载大,桥墩和基础均会控制下部设计,从上述结果看,固定墩最大减震率为 83%,最小减震率为 68%,减震效果十分显著。

由于双曲面球型减隔震支座在地震作用下会发生较大的位移,(32+56+32)m 连续梁地震最大位移为 138 mm,设计时应予以考虑。对于常规跨度连续梁,若位移小于 150 mm,建议采用增加梁缝值来满足位移要求。若位移大于 150 mm,为避免支座尺寸过大和设置大位移伸缩缝,建议墩梁间设置阻尼器,通过减隔震支座+阻尼器来满足设计要求。阻尼器参数应根据具体工点具体设计,与减隔震支座匹配。

3 结束语

(1) 在不同地震动峰值加速度情况下,采用双曲面球型减隔震支座,均可有效降低连续梁体系桥墩的地震响应,减震率均在 50% 以上,有利于防止落梁,有效保护桥墩和基础,固定墩最大减震率为 83%,最小减震率为 68%,可大大减小固定墩尺寸,优化基础设计。

(2) 减隔震支座的减隔震效果与桥梁自身刚度密

切相关<sup>[7]</sup>,本文仅以特定工点的支座减隔震效果作为参考,具体设计时,应根据工点实际情况建立完整的分析模型进行支座匹配设计,以达到最佳的减隔震效果。

参考文献:

[1] GB 50111-2006 铁路工程抗震设计规范(2009 年版)[S].  
GB 50111-2006 Code for Seismic Design of Railway Engineering (2009)[S].  
[2] TB 10002.5-2005 铁路桥涵地基和基础设计规范[S].  
TB 10002.5-2005 Code for Design on Subsoil and Foundation of Railway Bridge and Culvert[S].  
[3] 范立础,王志强.桥梁减隔震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.  
FAN Lichu, WANG Zhiqiang. Bridge Isolation Design [ M ]. Beijing: China Communications Press,2001.  
[4] 范立础,胡世德,叶爱君.大跨度桥梁抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.  
FAN Lichu, HU Shide, YE Aijun. Seismic Design for Long Span Bridges [ M ]. Beijing: China Communications Press,2001.  
[5] 王克海.桥梁抗震研究[M].北京:中国铁道出版社,2007.  
WANG Kehai. Anti-seismic Research of Bridge [ M ]. Beijing: China Railway Publishing House,2007.  
[6] JTG/TB 02-01-2008 公路桥梁抗震设计细则[S].  
JTG/TB 02-01-2008 Rules for Seismic Design of Highway Bridges [S].  
[7] 范立础.桥梁抗震[M].上海:同济大学出版社,1997.  
FAN Lichu. Bridge Anti-Earthquake [ M ]. Shanghai: Tongji University Press,1997.

(编辑:车晓娟 白雪)