

文章编号: 0451-0712(2006)12-0205-03

中图分类号: U457.2

文献标识码: B

# 破碎围岩下浅埋隧道病害处理及优化设计

齐向军, 陈 佳

(中交公路规划设计院 北京市 100010)

**摘 要:** 以某浅埋隧道实际工程背景, 介绍了破碎围岩下浅埋隧道病害处治的优化设计, 所总结的经验对类似隧道的设计和施工具有参考价值。

**关键词:** 隧道; 破碎围岩; 浅埋; 病害处治

## 1 工程简介

某一高速公路一个路段处在太行山脉南端侵蚀低山区, 地形相对较缓, 微地貌为基岩梁坡和冲沟。坡面自然坡坡度较小, 约为 $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ , 植被较茂密, 附近居民房较为密集, 地表为耕地, 自然环境较好。

该段如采用深挖路堑方案时, 挖深20 m以上路段长达600 m, 其中挖深超过30 m路段长达400 m, 中心最大挖深为38.288 m; 同时由于本段地质条件较差, 地层以石炭系( $C_2^b$ 、 $C_3^t$ )为主, 炭质页岩强烈风化, 铝土质泥岩遇水软化, 一般厚度为30 m, 是该段路基开挖的主要岩层, 路基开挖时坡率必然放缓, 这样开挖的面积更大, 对自然环境的破坏是极其严重的, 同时不可避免地会出现地质灾害。

施工图设计阶段结合“安全、环保、绿色和可持续发展”的原则, 尽量少破坏原始地形、地貌的新设计理念, 经对本路段的进一步评价, 采用隧道方案。

本隧道为左、右线分幅单向双车道隧道, 为北南走向, 左隧长760 m, 右隧长740 m, 设计速度为80 km/h, 最大埋深为31.288 m。隧址区地层主要为奥石炭系上统太原组( $C_3^t$ )、石炭系中统本溪组( $C_2^b$ ), 坡顶覆盖薄层第四系上更新统残坡积物( $Q_3^{dl+el}$ )。奥石炭系上统太原组( $C_3^t$ )为隧道的主体地层, 岩性为砂岩、灰岩、泥岩、煤层等, 强~弱风化; 石炭系中统本溪组( $C_2^b$ )主要为灰黄、褐黄色泥岩及灰白色砂岩, 强~弱风化。隧道洞身围岩形式为IV、V级围岩, 左隧V级围岩长170 m, IV级围岩长590 m; 右隧V级围岩长170 m, IV级围岩长570 m。进出口设有明洞, 洞身开挖断面最大每延m为 $98.29\text{ m}^2$ , 洞身IV、V级围岩采用上下导坑开挖

法。进出口均为削竹式洞门。

## 2 隧道施工发生的病害

本隧道最大埋深31.288 m, 最小埋深14 m, 是典型的浅埋隧道。该隧道地质构造复杂, 层理结构由坡积层、泥岩破碎带、铝土质泥岩、煤泥层组成, 且渗水十分严重。2005年8月9日, 隧道右线南洞口(出口)端上导坑开挖及初期支护已完成27 m, 左线南洞口端上导坑开挖及初期支护已完成46 m, 发生沿隧道轴线的地表纵向开裂、横向开裂及地表下陷; 隧道洞内上导坑初期支护混凝土环向开裂, 拱顶下沉达1.27 m, 侧向收敛达86 cm, 钢支撑在拱脚处严重弯曲变形, 下沉插入支撑面下, 致使隧道不能正常施工。

因收敛变形过大, 分析认为, 引起环向及拱脚附近纵向开裂的原因有:

(1) 拱脚处地基承载力不足, 煤泥层、铝土质泥岩遇水软化、液化、破碎岩体自稳能力差;

(2) 施工过程中, 监控量测资料未能及时跟上施工作业进度;

(3) 南洞口附近发育一条逆断层, 断层产状 $281^{\circ}\angle 80^{\circ}$ , 断距10 m, 节理发育, 层间结合差, 岩体呈块(石)碎(石)状镶嵌结构, 完整性差。

## 3 处治方案比选

2005年9月14日业主组织施工单位、监理单位、设计单位和专家组有关技术人员进行了专题研讨会, 提出3种处治施工方案。

(1) 固化掘进方案。

从节约耕地, 保护环境, 以及减少以后对运营危

害的考虑,倾向采取固化掘进的隧道施工方案。固化掘进的加强主要是针对隧道穿越过程中的煤泥层和遇水软化的铝土质泥岩。

(2)路堑方案。

根据隧道施工现场的实际情况,在确保原开挖隧道成型时,保留右线北洞口(进口)上导坑已开挖的178 m和左线北洞口上导坑已开挖的120 m,对余下段拟采用路堑挖方施工。

征地及拆迁:需征地6.49 hm<sup>2</sup>,弃渣场的临时性占地6.33 hm<sup>2</sup>,恢复耕地6.33 hm<sup>2</sup>;拆迁有10 kVA高压电线、部队光缆、通信光缆等。

路堑挖方、防护工程:路堑开挖总数量为127 200 m<sup>3</sup>;深挖路堑采用重力式挡土墙和护面墙防护型式,浆砌片石700 m<sup>3</sup>,石砌挡渣墙6 800 m<sup>3</sup>。

上跨道路改建:路堑方案对原公路改建长度为1 200 m,需设置一跨线桥,长度约150 m。

对原施工隧道段处理:本着尽量利用的原则,对于已施工段的隧道,继续下导坑开挖,同时对仰拱底部地基换填C25片石混凝土,最后进行二次衬砌。

(3)明洞方案。

在确保原开挖隧道成型时,对余下段拟采用路堑挖方,明洞衬砌,洞顶回填,恢复原地面施工的明洞。

征地及拆迁:临时征地10.8 hm<sup>2</sup>,弃渣场的临时性占地7.93 hm<sup>2</sup>,恢复耕地18.73 hm<sup>2</sup>;拆迁有10 kVA高压电线、部队光缆、通信光缆等。

明洞挖方:开挖总数量为795 000 m<sup>3</sup>,边坡采取喷射混凝土挂钢筋网临时支护,增加隧道施工的安全。

隧道顶回填:回填粘土层71 500 m<sup>3</sup>,土石方643 500 m<sup>3</sup>,浆砌片石6 015 m<sup>3</sup>。

路堑方案和明洞方案征地和拆迁都较为困难,挖方对周围山体的自然形态破坏较大,不符合现在倡导的环境保护理念。经过多次认真反复比选,最终确定了仍然以隧道形式穿越的固化掘进方案。

4 隧道优化设计方案

本隧道为典型的浅埋隧道,地质构造复杂,岩层节理发育、围岩松散破碎、软弱夹层、渗水、隧道围岩基底承载力低。优化设计考虑预加固前方围岩,后进行开挖,开挖工序采用上下导坑法,尽量减少对围岩的扰动,开挖后整个断面密闭支撑,做到边开挖边闭合,不对将来运营阶段留下后患,遵循安全、可行、经济的总体原则。

4.1 洞外处理方案

(1)洞门形式。

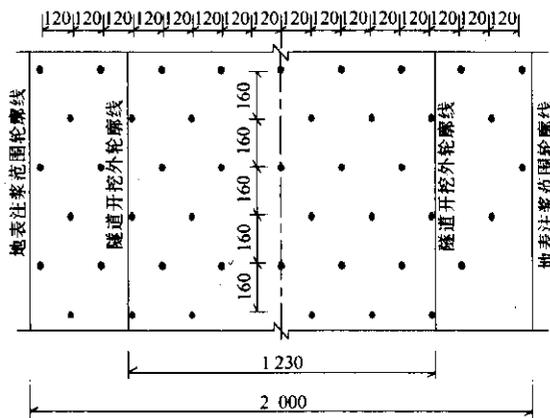
洞门原设计均为削竹式洞门,现根据实际地形及开挖情况,维持北洞口削竹式洞门设计。南洞口由于地表开裂,经对塌方进行清理后,隧道仰坡及边坡高度较高,平均在20 m左右,为了保证边、仰坡稳定及环保要求,南洞口洞门形式改为明洞式洞门,洞门上方回填土石并植草,做到与周边环境协调,为以后运营阶段减少隐患。

(2)地表水的处治。

由于南洞口段地表为耕地,隧道为浅埋,隧道洞顶距地表最深仅26 m左右,地表土松散破碎,地表局部凹凸不平,容易形成积水,雨季期间不仅形成地表径流,而且地表水也容易下渗。为了防止地表水渗到隧道洞身范围,使围岩遇水软化,降低围岩承载指标,必须做好洞身结构及洞门处的防排水工作。对地表裂缝进行填塞处理,设置洞顶排水沟和洞外排水沟,将地表水引至路基边沟或顺天然地势排至路基范围以外,局部低洼积水地段夯填成排水顺坡。

(3)地表松散体注浆固结。

由于土体松散破碎,且隧道为浅埋形式,所以在隧道地表南洞口段纵向左右线30 m,宽20 m,深度达仰拱底部3 m范围内采用高压注浆处理,注浆压力不小于2.5 MPa,注浆管为φ108×6导管,梅花形布置,间距为1.2 m×1.6 m,其作用为固结表层松散体,提高围岩整体性,阻止地表水下渗,平面及断面布置如图1、图2所示。



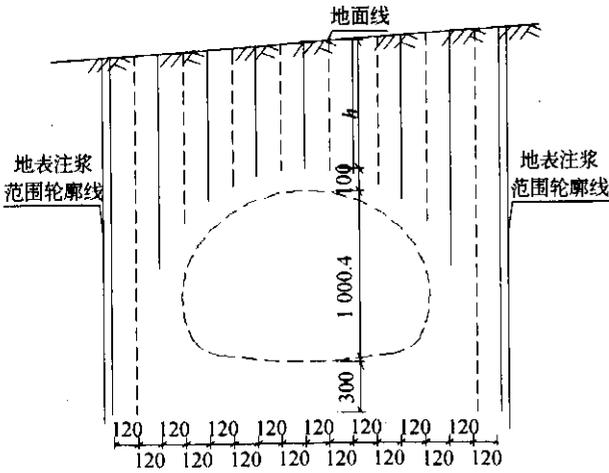
单位:cm

图1 注浆导管平面布置

4.2 洞身结构设计优化

进行地质补勘,优化围岩加固处理措施,加强施工监控量测。

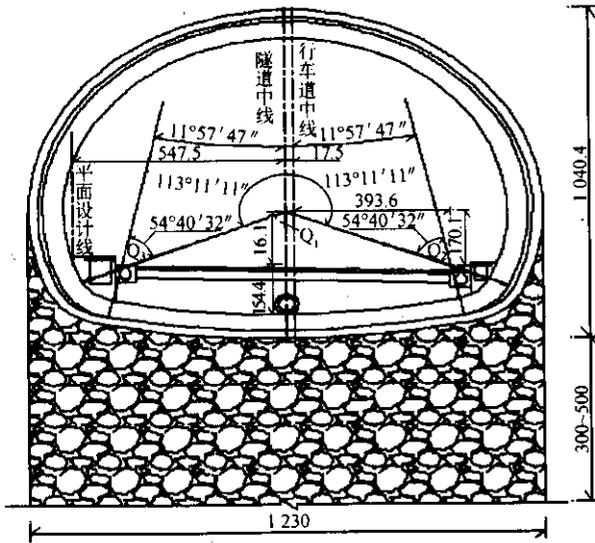
(1)仰拱底部基底换填处理。



单位:cm

图2 注浆导管的立面布置

根据补勘的地质资料,Ⅳ级围岩段的部分仰拱底部地基承载力较低处,需采用基底换填处理,若仰拱底部下卧软弱层厚度在3~5 m范围内,采用浆砌卵石或片石混凝土回填,若厚度超过5 m,则可适当进行注浆加固,拱底换填见图3所示。



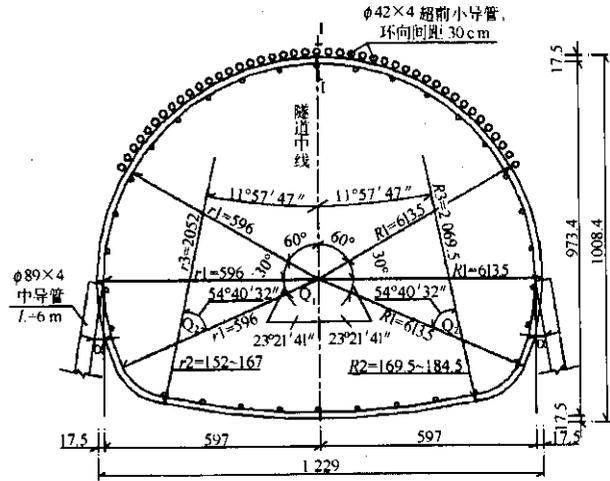
单位:cm

图3 仰拱底部换填

(2)拱脚锁脚大管棚加固岩体。

由于Ⅴ级围岩非常破碎,在拱腰和拱脚处为煤泥层,围岩承载力低,隧道开挖后对土体原有的平衡状态应力重分布,在松软破碎的地质条件下,洞室开挖后多呈现拱形的暂时稳定,即所谓的“平衡拱”作用。应在开挖后及时对围岩进行支护,并在拱脚处设置2根6 m长的 $\phi 89 \times 4$ 热轧无缝钢管进行斜向加固,斜插角度可根据实际施工尽可能控制在 $3^\circ \sim 10^\circ$ ,可有效提高拱脚处的承载力,减小由于软弱围

岩造成的初期支护下沉量过大,并与工字钢与仰拱处槽钢形成一个闭合的环向整体,并结合环向系统锚杆及纵向 $\phi 42 \times 4$ 小导管,形成纵横交错的空间支承。在实际施工及监控量测反馈中,均证明这种处理方式行之有效。断面布置见图4所示。

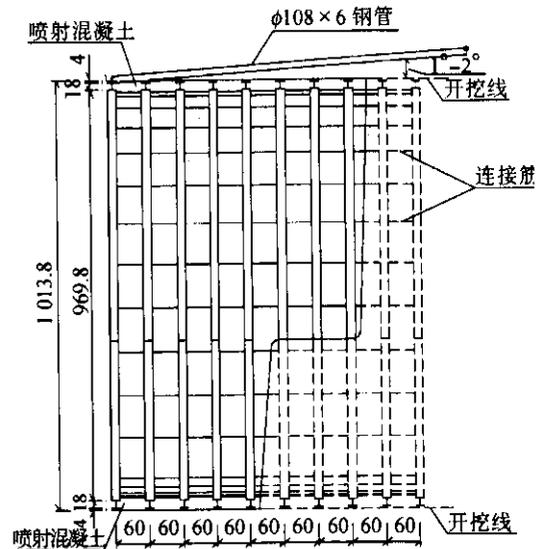


单位:cm

图4 拱脚加固

(3)大管棚超前支护预注浆加固。

在洞口及破碎浅埋段,拱顶处围岩破碎,自稳能力差,开挖后容易发生拱顶坍塌,给施工造成很大的安全隐患。因此,在拱顶处采用长为5 m的 $\phi 108 \times 6$ 的钢管进行超前支护,注浆加固前方围岩,钢管自身也具备一定的承载能力,能有效承担一部分围岩对初期支护的压力,在棚架的保护下能有效地防止施工中可能发生的坍塌,确保施工安全和进度。纵向布置见图5所示。



单位:cm

图5 大管棚超前支护

文章编号: 0451-0712(2006)12-0208-04

中图分类号: U456.31

文献标识码: B

# 新七道梁隧道量测位移反分析及工程应用

李德武<sup>1</sup>, 韩文峰<sup>2</sup>, 景 韧<sup>3</sup>

(1. 兰州交通大学 兰州市 730070; 2. 兰州大学 兰州市 730000; 3. 甘肃省交通规划设计院 兰州市 730030)

**摘 要:** 以新七道梁隧道为工程背景, 采用平面应变边界元 BMP90 程序, 将围岩简化成等效连续均质各向同性的线弹性介质, 将喷锚支护提供的支护抗力看成边界元上的分布力, 根据收敛值和拱顶下沉值推求等效弹性模量和侧压力系数。然后利用反分析得出结果, 对围岩的应力与变形进行了分析。

**关键词:** 隧道; 位移反分析; 边界元

## 1 喷锚支护所提供的最大支护抗力的计算

20 世纪 60 年代, 奥地利的腊布塞维奇教授, 首先提出了剪切滑移破坏理论, 指出锚喷柔性支护破坏形态主要是剪切破坏而不是挠曲破坏, 且在剪切破坏前没有出现挠曲开裂。此理论被奥地利学者塞特勒的模型试验所证实。

剪切滑移破坏理论认为: 在岩体中开挖一坑道, 若坑道周边的垂直压力大于水平侧向压力时, 在水平直径的两侧形成压应力集中而产生剪切滑移面<sup>[1~3]</sup>。随着剪切滑移面的扩展, 则在坑道水平直径两端形成 2 个剪切楔形滑移块体。在无支护情况下, 两剪切楔形滑移块体由于剪切面与围岩体分离, 向坑道内移动。之后, 上下部分围岩体由于楔形块体滑移失去支撑力, 产生挠曲破坏而坍塌。最终会形成一个暂时稳定的垂直椭圆形洞室。

为了阻止剪切滑移体向坑道内滑移, 需要修筑喷锚柔性支护, 使喷锚支护所提供的支护抗力与剪切滑移体的滑移力相平衡, 以稳定坑道。

喷锚支护由锚杆、钢支撑、喷混凝土等组成。该联合支护的总支护抗力可视为各支护抗力之和, 即:

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \quad (1)$$

式中:  $P$  为喷锚联合支护所提供的总支护抗力;  $P_1$  为喷混凝土提供的支护抗力;  $P_2$  为钢筋网提供的支护抗力;  $P_3$  为锚杆提供的支护抗力;  $P_4$  为钢拱架提供的支护抗力。

计算所得的  $P$  值应大于阻止剪切滑移所需要的最小支护抗力值, 即  $P > P_{\min}$ 。

(1) 喷混凝土提供的支护抗力  $P_1$ 。

$$P_1 = \frac{2\tau_s d_s}{b \sin \alpha_s} \cos \psi \quad (2)$$

式中:  $d_s$  为喷混凝土层厚度;  $\tau_s$  为喷混凝土抗剪强度, 取  $\tau_s = 0.2\sigma_c$  ( $\sigma_c$  为喷混凝土的抗压强度);  $\alpha_s$  为喷混凝土的剪切角, 取  $\alpha_s = 30^\circ$ ;  $\psi$  为喷层剪切滑移面的平均水平倾角,  $\psi = \alpha - \alpha_s$ ,  $\alpha = \pi/4 - \varphi/2$ ,  $\varphi$  为岩体的内摩擦角;  $b$  为剪切区的高度。

(2) 钢筋网提供的支护抗力  $P_2$ 。

计算时可换算成相应的喷混凝土支护抗力, 即:

$$P_2 = \frac{2F_W \tau_W}{A b \sin \alpha_i} \cos \psi \quad (3)$$

式中:  $F_W$  为 1 根横向钢筋的面积;  $\tau_W$  为钢材的抗剪强度, 一般取  $\tau_W = \sigma_t/2$  ( $\sigma_t$  为钢材的允许抗拉强度), 也可用  $\tau_W = 15\tau_s$ ;  $A$  为钢筋网横向钢筋的间距;

基金项目: 兰州交通大学“青蓝”人才工程基金资助计划资助;

甘肃省交通科技计划项目: 复杂地质条件下深埋特长公路隧道修建关键技术研究——新七道梁隧道信息化施工技术研究

收稿日期: 2006-06-27

## 5 结语

本隧道按优化设计方案进行施工, 进展顺利, 地表沉降、周边收敛、拱顶下沉等重要参数均得到较好的控制, 2006 年 7 月 7 日本隧道顺利贯通。

通过对本隧道病害的处理和优化设计, 对围岩类别很差、极度破碎、浅埋条件下隧道的设计和施工方面积累了一定的经验。