

# The Initial Support Deformation Treatment of High Speed Railway Shallow Buried Tunnel Based on Excavation Disturbed Zone Theory

Li Liu, Huanlong Wang, Cheng Di

China Railway Eryuan Engineering Group Co., LTD., Chengdu  
Email: [57049524@qq.com](mailto:57049524@qq.com)

Received: Nov. 25<sup>th</sup>, 2014; revised: Dec. 23<sup>rd</sup>, 2014; accepted: Jan. 5<sup>th</sup>, 2015

Copyright © 2015 by authors and Hans Publishers Inc.  
This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).  
<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

---

## Abstract

Featured by larger excavated section and lower strength of surrounding rock, it's not easy for HSR (High Speed Railway) shallow buried tunnel to form load-bearing arch after excavation, thus always prone to surface subsidence, and resulting in serious deformation, chipping and cracking of the initial support. To ensure normal subsequent construction and the quality of secondary lining, the deformed part of the initial support intruding into the secondary lining needs to be replaced and reinforced. In order to determine the impact of tunnel excavation on surrounding rock, taking the initial support deformation of a certain HSR shallow buried tunnel for example, this paper carries out stress numerical simulation of surrounding rock in the case of support-free excavation, and finally works out the scope of disturbed zone in each construction stage, by determining the set of specific critical failure points radially distributed along the outer excavation contour. On this basis, combining the treatment measures of similar projects, the initial support modal suitable for subsequent excavation can be determined, and all the monitoring indicators during subsequent construction can meet the design requirements. Engineering practices has proved that the disturbed zone analysis method considering certain emergency capacity is effective and feasible.

## Keywords

High Speed Railway, Shallow Buried Tunnel, Disturbed Zone, Initial Support

---

## 基于松动区理论的高速铁路浅埋隧道初支变形处理方法

刘 黎, 王唤龙, 邸 成

中国中铁二院工程集团有限责任公司，成都  
Email: [57049524@qq.com](mailto:57049524@qq.com)

收稿日期：2014年11月25日；修回日期：2014年12月23日；录用日期：2015年1月5日

## 摘要

高速铁路浅埋隧道开挖断面较大，围岩强度低，隧道开挖后难以形成承载拱，常引起地表塌陷、初期支护变形过大、掉块、开裂等现象。当初期支护变形侵入二次衬砌限界后，为确保后续施工正常进行以及二次衬砌质量，需对这一部分初期支护进行拆换，并采取相应的加强措施。为确定隧道开挖对围岩的扰动作用，以某高速铁路浅埋隧道初支变形为例，进行无支护开挖条件下围岩应力的数值模拟，利用开挖外轮廓径向分布的特定临界破坏点的集合求出各施工阶段松动区范围。以此为依据，结合相似工程处理措施，最终确定了后续开挖过程中的初期支护型式，后续施工的各项监测指标均满足设计要求。工程实践证明，考虑了一定安全储备的松动区分析方法是可行且有效的。

## 关键词

高速铁路，浅埋隧道，松动区，初期支护

## 1. 概述

高速铁路浅埋隧道开挖断面大，若围岩强度低，隧道开挖后难以形成承载拱，对于隧道围岩稳定性及变形的研究方法较多，但一般均以洞周位移及塑性区大小的经验值判断围岩稳定性[1] [2]。然而对于不同围岩强度、隧道开挖规模、施工方法、支护时机及刚度等因素，隧道开挖引起围岩变形及相应的支护措施不尽相同，传统的经验判据对于特定隧道开挖工点的适用性也存在较大差异性。对于高速铁路隧道设计中围岩变形破坏及围岩压力的计算，主要以铁路规范为依据。高速铁路浅埋隧道开挖过程中因埋深浅、围岩压力较大，开挖导致的松动区范围难以判断，常引起隧道初期支护变形过大，甚至超过设计预留变形量，侵入二衬限界，或初支开裂、掉块，进而影响隧道后续施工[3]-[5]。为保证隧道建设的正常流程，往往对这一部分变形过大或已经开裂的初支进行拆换处理。

## 2. 工程概况

### 2.1. 隧道概况

隧道按 200 km/h 预留 250 km/h 条件客货共线双线隧道(开行集装箱)设计，为单面上坡隧道，全长 582 m，隧道最大埋深约 30 m。隧道进出口均接路基工程。洞内采用重型轨道碎石道床，铺设Ⅲ型轨枕及 60 kg/m 钢轨，设计轨面至道床底面高度为 766 mm。全隧围岩级别为 V 级，采用 V 级 C 型复合式衬砌，预留变形量 15 cm；全隧施工方法为 CRD 法，超前支护采用拱部  $\phi 60$  中管棚，环向间距 0.4 m，每环 38 根，纵向间距 6 m/环，每根长 8 m，全环 I20b 型钢钢架，间距 0.6 m/榀。

### 2.2. 工程地质

隧道属滇东南构造剥蚀丘陵地貌，地形低缓起伏，地面高程 1490~1440 m，相对高差小于 50 m；地面横坡低缓，自然坡度  $10^\circ\sim 30^\circ$ ，坡面植被发育。隧道上覆盖层为第四系全新统坡洪积 ( $Q_4^{dl+pl}$ ) 粉质黏土、松软土；坡残积 ( $Q_4^{dl+el}$ ) 黏土(弱膨胀土)；上第三系河头组( $N_{1-2h}$ )黏土(中等膨胀土)。下伏基岩为二叠系上

统峨眉山组( $P_2\beta$ )玄武岩,全风化( $W_4$ )。隧道覆土普遍较厚,基本无基岩出露,未见明显地质构造。隧区地震动峰值加速度为 0.15 g,地震动反应谱特征周期为 0.40 s。

### 2.3. 水文地质特征

隧区地表水为大气降水,较不发育,地下水为第四系覆盖层孔隙潜水及基岩裂隙水。隧道洞身及路基地段岩性以黏性土及黏性较强的玄武岩全风化带( $W_4$ )为主,含水性及透水性较差,隧道洞身含地下水甚微。在环境作用类别为化学侵蚀环境、氯盐环境时,水对混凝土无侵蚀性。

## 3. 初支变形开裂情况

### 3.1. 施工及揭示地质情况

隧道采用 CRD 法开挖,上台阶左导施工至 DK636+013.6、上台阶右导施工至 DK636+009.4、下台阶施工至左导 DK636+001、下台阶右导施工至 DK635+992.6,初支成环至 DK635+983。

掌子面开挖揭示岩性为玄武岩,棕红~褐黄色,全风化带( $W_4$ ),围岩呈土状,岩质软,强度低,岩块易碎,用手可捏碎或折断。整体围岩呈潮湿、稍密状。

开挖后洞内变形开始增大,DK635+973~+983 段出现环向裂缝,裂缝自上台阶钢架基础向拱部延伸,仰拱填充面上 4 m 拱腰部纵向混凝土开裂,内轨顶面上 4 m 左侧拱腰的位置纵向有明显裂纹。DK635+991~DK635+995 段中隔壁临时竖撑有扭曲现象,中隔壁喷混凝土局部剥落;临时横撑出现局部扭曲及凸起。

隧道初支开裂变形段埋深约 25 m,地表平缓。随着洞内初支变形开裂,地表出现裂缝。DK636+013.6 掌子面隧道中线左侧约 23 m 有一道横向的裂缝宽 3 cm 左右。隧道中线左侧约 15 m 的地方 DK636+007~DK635+997 段向隧道中心呈 45 度有裂缝,宽 2 cm 左右。DK635+997~DK635+987 段向隧道中心呈 45 度有裂缝,宽 2 cm 左右,两条线未连接。在地表 DK635+970~+980 仰拱成环的地方,隧道中心上面有 5 m 的一条裂缝,约 3 cm。地表裂缝如图 1 所示。

隧道初支开裂侵限处埋深约 25 m,地表平缓,开挖揭示岩性为玄武岩,棕红~褐黄色,全风化带( $W_4$ ),围岩呈土状,岩质软,强度低,岩块易碎,用手可捏碎或折断。整体围岩呈潮湿、稍密状。

### 3.2. 监控量测结果

根据监控量测资料,隧道 DK635+968~DK 636+003 段有不同程度的初支侵限,不能满足二衬设计厚度要求,如表 1 所示。最大侵限断面为 DK635+978,最大侵限 20.5 cm,其余断面侵限 7~19 cm,侵限最大位置出现在拱部及拱腰。初支侵限典型断面如图 2 所示。

## 4. 隧道松动区范围

### 4.1. 松动区范围的分析方法

经典理论假设隧道松动区为圆形,无支护时隧道围岩的松动区半径  $R_s$  [6]如式(1)所示。

$$R_s = r_0 e^N \quad (1)$$

$$N = \frac{\ln \frac{p + c \cot \varphi}{c \cot \varphi \left( \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)}}{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}$$

式中  $r_0$  为毛洞半径;

对于本工点初支开裂处治,希望探讨各施工阶段隧道开挖的松动范围,经典理论理想圆形的松动区

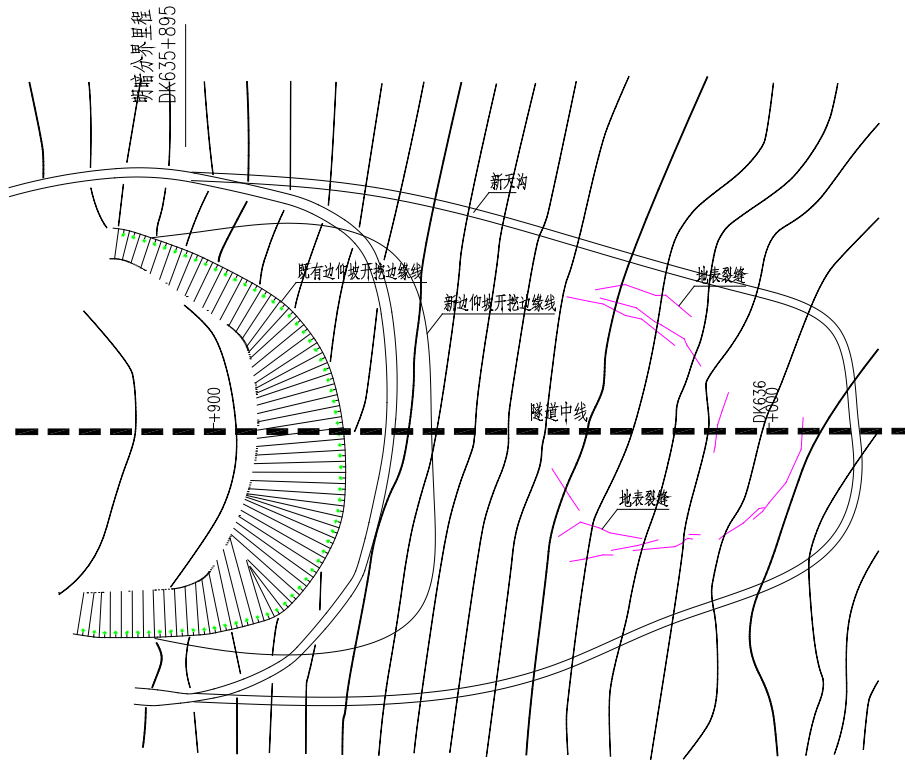


Figure 1. Distribution of surface cracks

图 1. 地表裂缝分布位置图

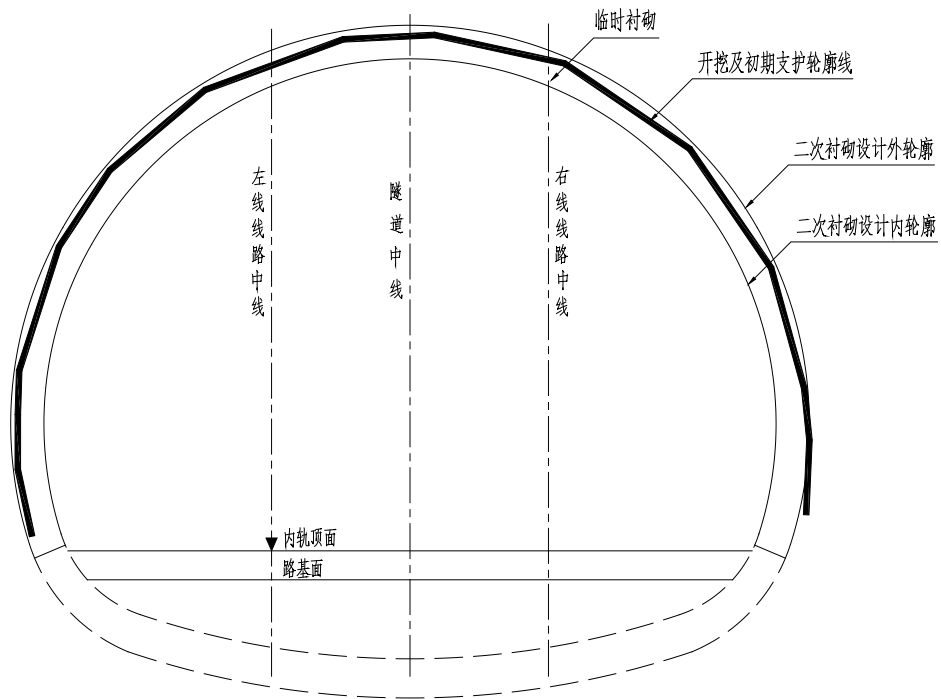


Figure 2. Typical cross section of initial support beyond limit

图 2. 初支侵限典型断面

Table 1. Statistics of beyond limit location

表 1. 侵限统计表

断面里程	原设计二衬厚度(cm)	实测二衬厚度(cm)	侵限尺寸范围(cm)	最大侵限尺寸(cm)	最大侵限部位	施工进度
DK635+968	60	51~58	2~9	9	拱部及左侧拱腰	仰拱已开挖
DK635+971	60	51~55	5~9	9	右侧拱腰	仰拱已开挖
DK635+974	60	40.7~54.6	5.4~19.3	19.3	拱部	仰拱已开挖
DK635+978	60	39.5~55.6	4.2~20.5	20.5	拱部	仰拱已开挖
DK635+982	60	41.9~46.9	13.1~18.1	18.1	右侧拱腰	下台阶已开挖
DK635+986	60	40.4~48.9	11.1~19.6	19.6	拱部	下台阶已开挖
DK635+990	60	40.7~46.1	13.9~19.3	19.3	拱部	下台阶已开挖
DK635+993	60	47.1~54.7	5.3~12.9	12.9	拱部	下台阶已开挖
DK635+997	60	43.8~56.2	3.8~16.2	16.2	左侧拱腰	下台阶已开挖
DK635+999	60	50.5~53.5	6.5~9.5	9.5	左侧拱腰	上台阶已开挖
DK636+003	60	53~48.9	1.1~7	7	拱部	上台阶已开挖

范围不能较好的研究松动区范围的变化，本文采用基于应力分析的数值分析方法计算松动区范围。

肖世国、郭毅在文献[7] [8]中采用应力分析的方法解析松动区的概念，认为松动区的内边界实际上为经过一定安全储备后处于临界破坏状态的点的集合，即相当抗剪强度除以安全系数  $K_s$ 。本隧为浅埋隧道，初支开裂处揭示岩性为玄武岩，棕红~褐黄色，全风化带(W<sub>4</sub>)，土体本构关系采用 *Mohr-Coulomb* 强度准则，则经过安全储备后的表达式如式(2)所示。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = [ccos\varphi - (\sigma_1 + \sigma_3)/2\sin\varphi]/K_s \tag{2}$$

式中： $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  分别为岩土体的大小主应力。

本工点在研究时以式(2)围岩大小主应力为基础，另外，全风化围岩的抗拉强度极低，计算中未考虑岩土体的抗拉强度，因此也未将基于抗拉强度的控制条件进行分析。

#### 4.2.数值计算

以 DK636+000 断面为数值计算的典型断面，建立 2D 平面应变计算模型，由于本断面处隧道埋深 25 m 且上覆土表面较为平缓，围岩岩性单一，为二叠系上统峨眉山组 ( $P_2\beta$ ) 玄武岩 <15-9>W<sub>4</sub>，围岩物理力学参数见表 2。建立宽 110 m，高 75 m 的矩形模型，模型两侧水平约束，底部水平及竖向约束，岩土体本构关系采用 *Mohr-Coulomb* 强度准则，施加竖直向下的重力荷载，隧道采用 CRD 工法开挖，第一步开挖上台阶左导坑，第二步开挖上台阶右导坑，第三步开挖下台阶左导坑，第四步开挖下台阶右导坑，进行无支护施工阶段的模拟，并进行了断面开挖完成后的强度折减计算。

沿隧道开挖轮廓布置 14 条参考线，分别为 L1~L14，以仰拱中间的参考线为 L1，顺时针依次编号，各工况计算完毕后，提取 14 条参考线的大小主应力，按式(2)计算安全系数  $K_s$ ，随后沿 14 条参考线绘制安全系数曲线，确定具备一定安全储备的  $K_s$  值，并将 14 条参考线上相同  $K_s$  值的临界破坏点连接，即可以沿参考线绘制出开挖松动区的范围。网格划分及参考线布置如图 3 所示。

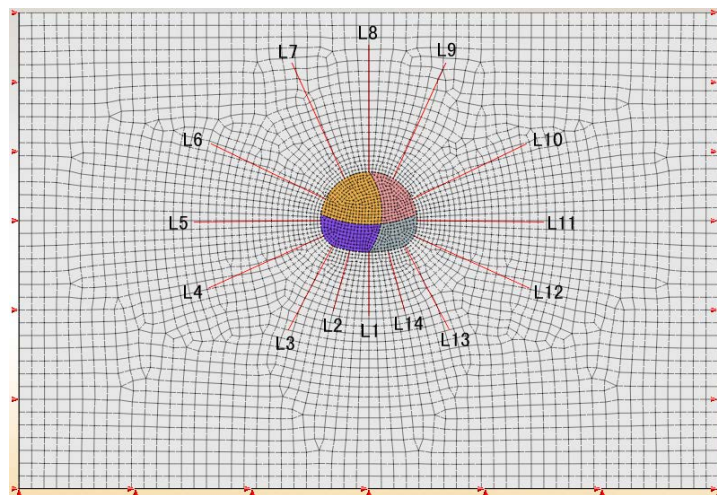
参考线 L1~L14 上对应安全系数  $K_s = 1.1$  处的临界破坏点对应开挖轮廓的距离如表 3 所示。开挖上台阶左导坑后由于未开挖至衬砌设计宽度，本次未计算本工序完成后的松动区开挖范围。具备一定安全储备的临界点的集合，即具备一定安全储备  $K_s = 1.1$  的开挖松动区范围如图 4 所示。

**Table 2.** Model parameter values  
**表 2.** 模型参数取值

项目名称	$E/\text{MPa}$	$\mu$	天然容重 $\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	内聚力 $c(\text{kPa})$	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$
<15-9>W <sub>4</sub>	1000	0.35	18	25	28

**Table 3.** Distance between  $K_s = 1.1$  critical failure points and excavating outline  
**表 3.**  $K_s = 1.1$  临界破坏点与开挖轮廓距离表

参考线	$K_s = 1.1$ 临界破坏点与开挖轮廓距离(m)		
	上台阶右导坑	下台阶左导坑	下台阶右导坑
L1	0	1	0
L2	0	2.5	5.5
L3	8.1	10.2	12.3
L4	11.5	8.2	10
L5	1.9	4.9	4.7
L6	8.6	13.9	12.3
L7	14.5	14.5	14.5
L8	2.7	2.8	2.8
L9	14.5	15.8	14.5
L10	8.6	8	12.3
L11	1.9	2.2	4.7
L12	11.5	14.5	10
L13	8.1	11	12.3
L14	0	4	5.5



**Figure 3.** Grid and reference line layout  
**图 3.** 网格划分及参考线布置

安全系数  $K_s = 1.1$  时，第二步上台阶开挖完成后松动区面积为  $521.87 \text{ m}^2$ ，下台阶左导坑开挖完成后松动区面积为  $661.57 \text{ m}^2$ ，下台阶全部开挖完成后对围岩的扰动最大，松动区面积达到  $718.33 \text{ m}^2$ 。松动

区在拱脚及边墙角处的松动范围较大，仰拱下方及拱顶松动区范围较小，松动区延伸最远处为隧道开挖断面拱脚两侧，除下台阶左导坑开挖后右侧拱脚松动区距离开挖轮廓 15.8 m 外，其余各阶段均为 14.5 m。基于围岩大小主应力计算的松动区范围充分考虑了围岩的应力特征，并具有一定的安全储备，较传统理论圆形松动区的结果更具有工程指导意义。

根据文献[9]中对弹塑性围岩力学指标进行强度折减的方法，对隧道断面无支护开挖后的围岩进行了相应计算，求得围岩塑性区范围，如图 5 红色区域所示，拱脚及边墙角塑性区延伸范围较大，特别是由于隧道浅埋，塑性区已连通至地表，说明无支护开挖时，当围岩物理力学强度指标降低，拱部大部分围岩会达到塑性破坏，发生冒顶塌方。

## 5. 工程处理措施

### 5.1. 变形原因分析

根据施工单位提供的施工记录，监控量测资料及现场施工情况综合分析，隧道洞内变形侵限及地表

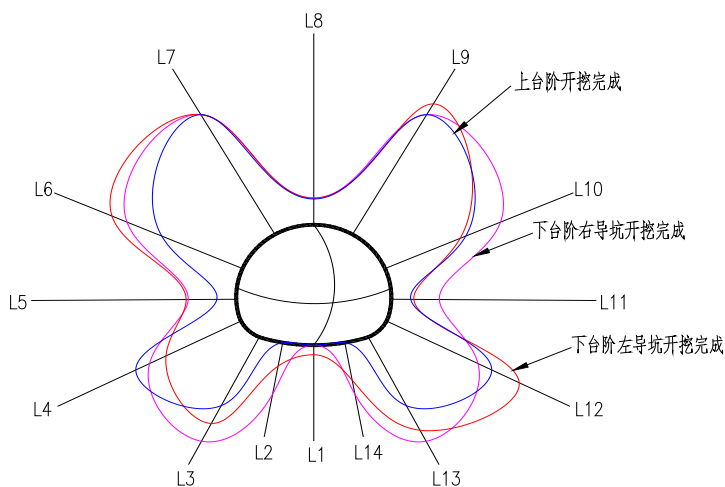


Figure 4. Excavating disturbed zone when  $K_s = 1.1$

图 4.  $K_s = 1.1$  时开挖松动区范围

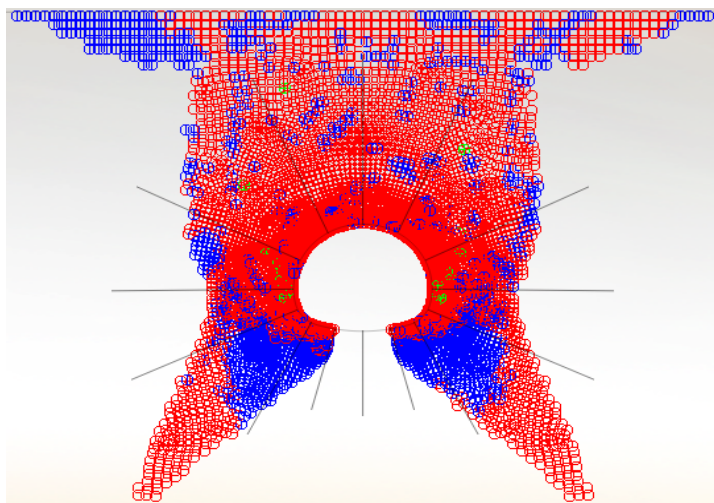


Figure 5. The plastic area by strength reduction calculation

图 5. 强度折减计算的塑性区结果

开裂主要原因为：

(1) 雨季施工，降雨渗入围岩，由于隧道埋深较浅，导致大范围围岩物理力学指标降低，隧道开挖后应力重分布，围岩变形过大，但仍不能达到新的平衡条件，隧道开挖轮廓周边应力急剧增大，产生大范围塑性区；

(2) 地表出现裂缝主要为洞内变形引起拱顶上方土体沉降量过大，沿隧道开挖破裂角出现拉裂缝；

(3) 隧道变形较大工序为隧道上台阶开挖、拆除临时竖撑及仰拱开挖工序，主要原因为施工过程中未能有效的提供初期支护的约束条件和拆除临时横撑的时机过早、一次性拆除临时竖撑及仰拱开挖段落过长。另外隧道仰拱与开挖掌子面间初支未能及时封闭成环，也是造成变形较大的主要原因。

## 5.2. 洞内处理措施

基于上述对松动区和塑性区的数值计算结果，开挖过程中加固拱脚及边墙角是后续正常施工的有效保证。为确保隧道内轮廓及二次衬砌满足设计要求，减小拆换工程量，对本段初支严重侵限段落进行了如下处理，初支拆换断面如图 6 所示。

(1) 调整隧道后续施工段落预留变形量至 25 cm；

(2) 对 DK635+968~DK636+003 段拱部采用  $\Phi 42$  径向小导管注浆加固，间距  $1.2\text{ m} \times 1.0\text{ m}$ ，小导管长  $4.0\text{ m}$ ，注 1:1 水泥砂浆，注浆压力  $0.5\sim 1.0\text{ MPa}$ ；

(3) 于相邻两变形钢架之间凿槽嵌入全环 I25b 钢架，钢架间距  $0.6\text{ m}/\text{榀}$ ，钢架与径向小导管或锚杆进行焊接。上台阶钢架基础外扩大拱脚，上、下台阶钢架基础采用  $\Phi 75$  注浆钢花管加固，每处 4 根，注 1:1 水泥砂浆，注浆压力  $0.5\sim 1.0\text{ MPa}$ ；上台阶拱腰钢架接头设置 G32 自进式锚杆，每处 2 根，每根长  $6.0\text{ m}$ 。

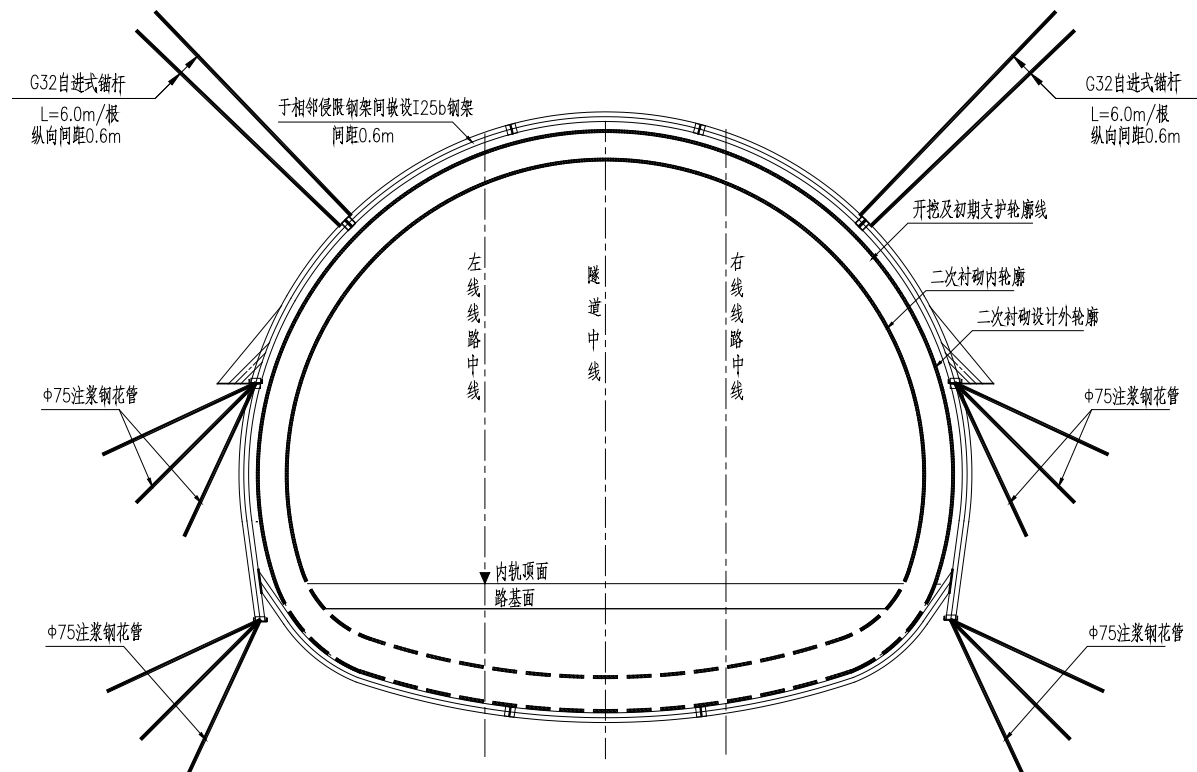


Figure 6. Cross section of subsequent construction measures

图 6. 后续施工处理措施断面图



(4) 拆除侵限的钢架及初期支护, 并进行扩挖, 重新施作初期支护, 各部分开挖后钢架应及时封闭成环;

(5) 在初期支护侵限处理过程中, 应加强对相邻段变形的监控量测, 拆换段两端初期支护每 5m 设监测断面。

经过本方法处理后的隧道开挖施工中, 初支拱部最大变形降低为 7.8 cm, 后续施工中, 地表未出现开裂。现本隧已经贯通, 二衬业已施工完毕, 各项监测数值均符合相关规范、规程的要求。

## 6. 结论

本文基于数值分析方法, 考虑隧道开挖应力特征, 计算其开挖松动区, 以此为依据, 确定了一种高速铁路浅埋隧道在开挖过程中开挖变形处理的措施, 取得较好的处理效果, 并得出以下结论:

(1) 基于围岩应力计算得出的隧道开挖松动区较为合理的显示了各个施工步围岩受扰动的范围, 并考虑了一定的安全储备, 在不同工点分析中, 可以根据实际情况确定安全储备的程序, 即安全系数  $K_s$  值, 以适应不同围岩条件及施工环境;

(2) 隧道开挖过程中, 开挖断面宽度至设计宽度时, 拱脚两侧斜向法线方向受扰动最大, 围岩应力重分布明显, 施工中需对此部位特别重视;

(3) 高速铁路隧道开挖断面较大, 按照铁路隧道规范确定的深浅埋分界线较大, 对于浅埋隧道, 尽管采用了相应的工法减小开挖变形量, 但外界环境, 特别是降雨对围岩力学指标的影响很大, 导致围岩变形过大, 产生大范围贯通地表的塑性区, 并在地表生成大量拉裂缝;

(4) 浅埋隧道开挖方法中对支护时机及拆除临时支护的时机要求较高, 对于不同围岩环境, 需要着重考虑并判断其支护的时效性;

(5) 本文计算出的松动区范围是在无支护条件下计算而成的, 松动区范围大于自进式锚杆长度, 对于处理措施的确定, 也横向类比了其他工点的方法。后续研究中, 在隧道围岩应力的计算中也应考虑隧道系统锚杆对围岩强度的改变及初期支护对松动区的影响。

## 参考文献 (References)

- [1] 关宝树 (1993) 隧道力学概论. 西南交通大学出版社, 成都.
- [2] 王梦恕 (2006) 隧道工程浅埋暗挖法施工要点. *隧道建设*, **5**, 1-4.
- [3] 魏新江 (2004) 浅埋隧道的地表沉陷分析. *地下空间*, **4**, 510-512.
- [4] 彭超 (2013) 公路隧道穿越浅埋断层破碎带工程处理技术. *现代隧道技术*, **1**, 134-138.
- [5] 项志敏 (2012) 浅埋隧道围岩稳定性分析与施工关键技术研究. 博士论文, 中南大学, 长沙.
- [6] 王夫亮 (1998) 关于确定围岩松弛区半径及其相关问题的探讨. *铁道工程学报*, **2**, 57-65.
- [7] Xiao, S.G. (2010) Determination of the excavation-disturbed zone and corresponding stability coefficient of surrounding rock in tunnel engineering by applying the finite element method. *Proceedings of International Sym-Posium on Geomechanics and Geotechnics: From Micro to Macro*, 10-13 October 2010, Shanghai, 977-982.
- [8] 郭毅, 肖世国 (2013) 贵广铁路客运专线龙围隧道围岩开挖松动区分析. *地下空间与工程学报*, **3**, 615-619.
- [9] 郑颖人, 邱陈瑜, 张红, 等 (2008) 关于土体隧洞围岩稳定性分析方法的探索. *岩石力学与工程学报*, **10**, 1968-1980.

汉斯出版社为全球科研工作者搭建开放的网络学术中文交流平台。自2011年创办以来，汉斯一直保持着稳健快速发展。随着国内外知名高校学者的陆续加入，汉斯电子期刊已被450多所大中华地区高校图书馆的电子资源采用，并被中国知网全文收录，被学术界广为认同。

汉斯出版社是国内开源（Open Access）电子期刊模式的先行者，其创办的所有期刊全部开放阅读，即读者可以通过互联网免费获取期刊内容，在非商业性使用的前提下，读者不支付任何费用就可引用、复制、传播期刊的部分或全部内容。

