

文章编号: 1000-7598-(2007) 07-1348-06

隧道围岩与衬砌受力特性测试与数值分析

李元松^{1,2}, 李新平¹, 代翼飞¹, 彭元平³

(1. 武汉理工大学 土木与建筑学院, 武汉 430070; 2. 武汉工程大学 环境与城建学院, 武汉 430073; 3. 中国葛洲坝集团公司, 宜昌 443002)

摘 要: 以工程实例为背景, 对隧道洞口段施工过程中围岩的收敛变形、锚杆作用应力、一次衬砌、二次衬砌内的应力与变形以及围岩的压力进行观测, 取得大量的试验数据, 并结合数值计算结果进行分析, 为隧道衬砌设计和施工的安全可靠性提供科学依据和技术指导, 并为进一步的工程研究积累资料。

关 键 词: 隧道围岩; 衬砌系统; 测试; 数值分析

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

Mechanical property testing and numerical calculating on surrounding rock mass and support system of tunnel

LI Yuan-song^{1,2}, LI Xin-ping¹, DAI Yi-fei¹, PENG Yuan-ping³

1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China;

2. School of Environmental and Civil Engineering, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430073, China;

3. China Gezhouba Group Corporation, Yichang 443002, China)

Abstract: Taking a tunnel engineering case as background, this paper makes multiple measurements during the construction process of tunnel's portal section, including convergence deformations of surrounding rocks, stresses of bolts, stresses and deformations of primary and secondary liners, which give a great number of testing data. On this basis, numerical analysis is performed, the results provide reliable and scientific basis for both design and construction safety of the liners. Not only can all this work guide constructing technique of the tunnel under consideration but also accumulate valuable referential data for the projects of the same kind.

Key words: surrounding rock mass of tunnel; liner system; testing; numerical calculation

1 引 言

自 20 世纪 50 年代后期新奥法问世以来, 国际上就开始通过对地下工程的现场量测来监视围岩和支护的稳定性, 并应用现场量测结果修正和指导施工。近年来现场量测又与工程地质、力学分析紧密配合, 正在逐渐形成一整套监控设计的原理和方法, 较好地反映和适应地下工程的动态变化规律^[1-3]。但是, 由于实际工程中涉及到的岩体地质情况非常复杂, 对于支护来说, 其作用机理、围岩与支护的相互作用关系以及复合式衬砌设计施工等方面, 尚有诸多的问题需要进一步讨论。如 (1) 隧道围岩变形、应力分布、破坏区域随时间的变化规律; (2) 一次支护和二次支护的作用机理及其作用效果; (3) 复合式衬砌的设计计算方法; (4) 复合衬砌二次支

护的模筑时间以及地层与支护刚度的匹配; (5) 围岩与支护的相互作用关系等。无论是定性地说明, 还是定量地评价都有待进一步的探讨与研究^[4]。

为此, 笔者结合某工程实例, 详细介绍隧道施工过程中, 软弱围岩 (III 类围岩及以下) 条件下的隧道洞口围岩压力与混凝土衬砌体应力和变形等力学参数的监测设计与实施。并将监测数据与数值计算结果进行对比分析。从而为隧道衬砌设计和施工的安全可靠性提供科学依据和技术指导, 并为进一步的工程研究积累资料。

2 原位试验

2.1 工程地质概况

溪洛渡电站 4#公路隧道全长 3 064 m, 总体平行金沙江走向, 水平距谷坡约 250 m, 最大埋深约

250 m。隧洞进口段长 50 m，上覆岩体厚度一般 25~40 m，岩性为致密状玄武岩，强度较高，地层产状平缓，岩体风化卸荷较强烈。层间、层内错动带不发育，岩体中多发育短小裂隙，地表水入渗条件较好，围岩以Ⅲ类为主。隧洞洞身段长 2 964 m，上覆埋深一般 50~180 m，最大可达 250 m，岩性为致密状玄武岩、玄武质角砾集块熔岩等，岩体新鲜，强度较高。围岩稳定性较好，以Ⅴ~Ⅵ类为主。隧洞出口段长 50 m，上覆埋深一般 35~50 m，最大可达 60 m，岩性为斑状玄武岩，强度较高，岩体风化卸荷较强烈。岩体较完整，层间、层内错动带不发育，地形上形成一个陡壁，岩体中多发育短小裂隙。围岩类别以Ⅲ~Ⅳ类为主，隧洞围岩稳定性较差。

2.2 监测设计

2.2.1 支护设计方案

根据设计资料，整个隧道支护有 7 种类型（A，B，C，D，E，F，G），由于隧道洞口部位以 F 型支护为主，所以仅介绍 F 型支护设计参数。F 型衬砌初期支护采用超前小导管注浆、型钢拱架（18 号工字钢，排距 0.6 m，每榀重 644.8 kg）、中空锚杆（ $\phi 25$ mm， $L=3.5$ m，间距 1 000 mm×1 000 mm 梅花形布置）及喷 C25（厚 230 mm）混凝土组合方式。二次衬砌采用模筑 C25 混凝土（厚 700 mm），布双层钢筋，环向钢筋直径为 22 mm，间距 200 mm，纵向分布筋直径为 12 mm，间距为 200 mm，仰拱混凝土 C25，厚 400 mm，双层钢筋，环向直径为 22 mm，间距为 200 mm，纵向分布筋直径为 12 mm，间距为 300 mm）。洞口支护设计方案参见图 1。

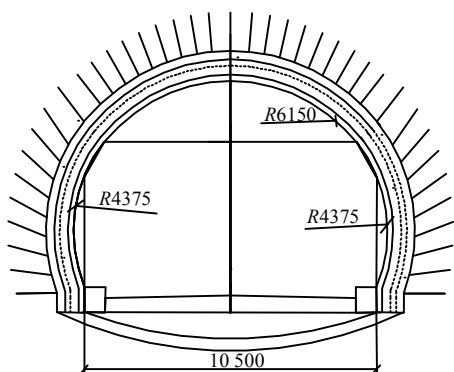


图 1 隧道洞口支护设计示意图（单位：mm）

Fig.1 Sketch map of support system in entrance and exit section of tunnel (unit: mm)

2.2.2 监测设计方案

本次试验是与施工单位合作进行的一种生产性的技术试验。其目的在于（1）提供信息化设计的信息和依据；（2）指导施工，预报险情；（3）用作理论研究及校核理论，并为工程类比提供依据。根据现场实际情况与测试目的，在进、出口段各 50 m 范围内设计 2 个混凝土变形监测断面（k3+410，k3+436，k6+435，k6+410），进、出口段各布置一个钢拱架变形监测断面（k3+410，k6+435）和围岩收敛变形断面（k3+423，k6+429）。监测参数与仪器安装详见表 1。各断面测点布置见图 2。

表 1 监测参数、监测仪器及安装情况

Table 1 Monitored parameters, measuring instruments and layout of measuring points in monitoring section

项目	物理量	仪器名称	规格型号	数量
围岩的收敛变形	u / mm	收敛计	WRM-3	4 条测线/断面
钢拱架的变形	ε_g	钢板应变计	GGBJ-2000	5 测点/断面
围岩压力	p / MPa	压力盒	GH-30	5 测点/断面
钢筋受力	σ / MPa	钢筋计	GGLJ-22	5 测点/断面
混凝土的变形	ε_c	应变计	HGBJ-2000	5 测点/断面

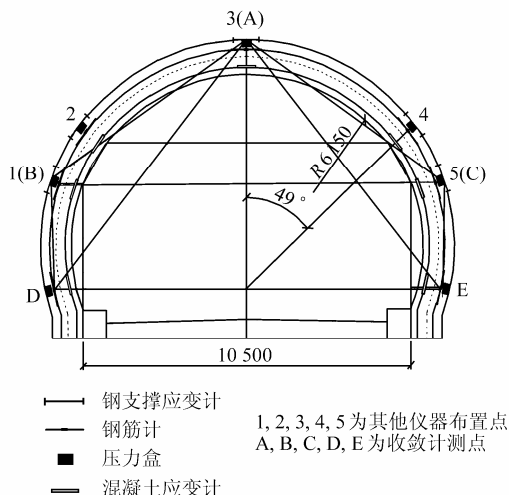


图 2 监测断面仪器测点布置示意图（单位：mm）

Fig.2 Sketch map of locating measuring instruments of monitoring section (unit: mm)

2.3 试验结果

典型断面的收敛-时间曲线见图 3；围岩压力-时间曲线见图 4；典型断面钢拱架的变形-时间曲线见图 5；典型断面二衬混凝土内钢筋应力-时间曲线见图 6。

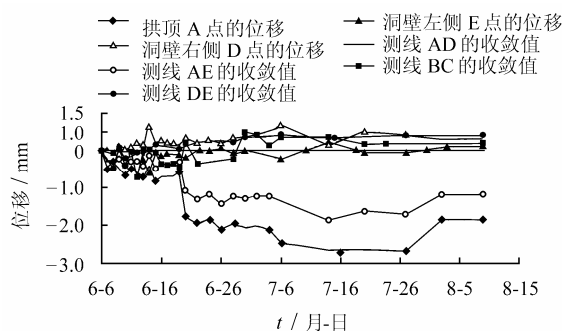


图 3 典型断面收敛位移-时间曲线

Fig.3 Convergent displacement-time curve of typical section

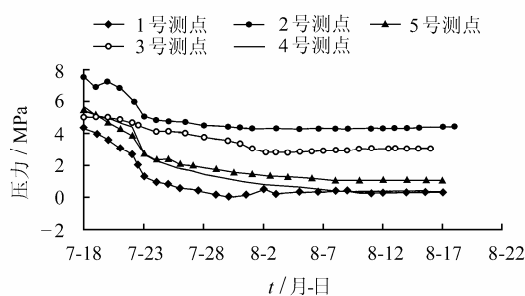


图 4 围岩压力-时间曲线

Fig.4 Pressures-time curve applied to support system

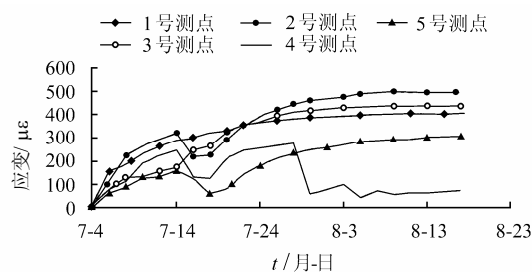


图 5 钢支撑体内钢板应力-时间曲线

Fig.5 Stress-time curve of steel plate bar in steel support system

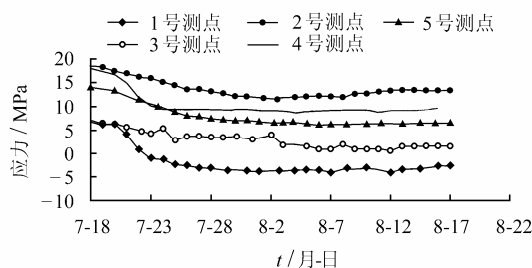


图 6 钢筋混凝土衬砌体力的钢筋应力-时间曲线

Fig.6 Stress-time curve of reinforcing steel in reinforced concrete

2.3.5 结果分析

(1) 从典型断面的收敛曲线图可以看出, 壁面

收敛变形基本可以分为 3 个阶段: 第一阶段, 15 d 左右的时间。这一阶段, 壁面变形速率较大, 平均变形速率为 0.08~0.17 mm/d, 且变形变化较大; 第二阶段 40~50 d 的时间。这一阶段壁面收敛变形速率明显下降, 平均约为 0.01~0.015 mm/d, 变形偶有波动; 第三阶段, 自安装仪器 50~70 d 之后, 这一阶段洞周基本保持不变, 变形速率几乎为 0, 围岩趋于稳定。

(2) 压力盒测量数据表明: 最大值发生在隧道进口 k3+436 断面, 其值为 11.21 MPa, 其余压力值均较小, 已有数据统计平均值 1 号测点为 5.6 MPa, 2 号测点为 3.82 MPa, 3 号测点为 4.82 MPa, 4 号测点为 3.78 MPa, 5 号测点为 2.80 MPa。说明围岩压力基本是均匀分布。

(3) 钢拱架应变测量的结果表明: 最大应变值发生在隧道进口 k3+409 断面, 其值为 545.05 $\mu\epsilon$, 相应应力为: 109.1 MPa (型钢的弹性模量按 0.2×10^6 MPa, 抗压强度 500 MPa 计算), 说明钢拱架材料仍处弹性变形阶段。由于测出的应变仅为安装仪器后的二次变形, 考虑原始变形时其值将会较大。但仍然处于弹性强度范围内。

(4) 钢筋计测量的结果表明, 最大压力为 18 MPa, 发生在隧道进口 k3+409 断面的 3 号测点, 处于隧道拱顶部位。其余各点压力沿拱顶向下随之变小。总体来讲, 钢筋受力较小。

(5) 混凝土变形普遍较小, 最大值发生在隧道进口 k3+409 断面的 2 号测点, 其值为: 218.55 $\mu\epsilon$ 。

3 数值分析

3.1 计算模型

由于进、出口段相对隧道断面尺寸而言, 均为浅埋隧道, 平均埋深 30 m, 所以边界条件以地表为自由面, 水平及纵向各延伸 4 倍洞身尺寸, 即水平方向取距隧道轴线 40 m 处为未扰动带, 垂直方向取距底板 40 m 处垂直位移为 0, 因洞口段卸荷较强烈, 基本无构造应力作用, 主要受力来自岩体自重。考虑问题的对称性取一半划分网格。所有的有限元分析均由 Marc 软件完成^[5]。计算过程中, 围岩(800 个单元)和隧道结构的初次衬砌(60 个单元)与二次衬砌混凝土(100 个单元)均用 4 节点等参单元模拟, 钢拱架结构采用等效刚度法简化处理后选用 4 节点等参单元模拟(40 个单元), 锚杆(36 个单元)与钢筋均采用一维杆单元(40 个)加以模拟。计算模型如图 7 所示。

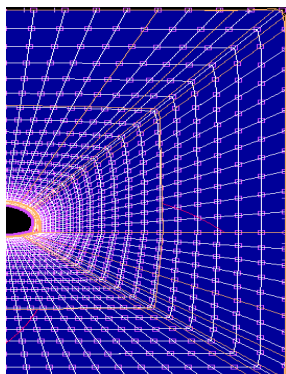


图 7 有限单元法计算模型
Fig.7 FEM calculation model

3.2 计算参数

从位移实测资料来看，洞壁位移随时间变化的性态和粘弹性材料的流变性态很接近，所以在有限元分析中假定围岩为粘弹性材料，并用 Generalized-Kelvin 模型^[6]表示，其本构关系为

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_1}(1 - e^{-\eta t}) + \frac{\sigma_0}{E} \quad (1)$$

计算参数来源于勘测和设计资料，个别数据如围岩的粘性系数参照同类工程取值，详见表 2。

表 2 计算参数

Table 2 Calculating parameters of support system

类别	重度 γ / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	弹性模量 E_s / GPa	泊松比 μ	黏聚力 c / MPa	内摩擦角 ϕ / (°)	黏性系数 η / $1 \cdot \text{d}^{-1}$
III 类围岩	22.9	4	0.3	1.0	46	0.05
钢拱架	—	190	—	—	—	—
喷射混凝土	22	23	0.16	—	—	—
锚杆	—	200	—	—	—	—
二衬混凝土	C25 25	28.5	0.16	—	—	—

3.3 计算结果

3.3.1 开挖后立即喷射混凝土的计算结果

位移及其速率最能直接反映隧道围岩的稳定状态，因此，各类工程测试中位移是第一必测物理量。为对比分析，本阶段计算输出主要是整个结构的位

移，位移分布见图 8。洞周各特征点的计算结果与实测结果对比参见表 3。

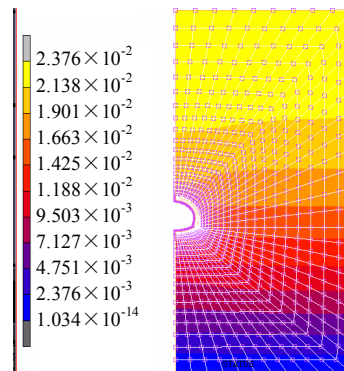


图 8 喷射混凝土后围岩位移云图
Fig.8 Displacement nephogram of surrounding rock during initial supporting stages

表 3 计算与实测结果对比表(单位: mm)

Table 3 Comparison between calculating results and monitoring data (unit: mm)

点位	3	2	C	E
计算值	-11.88	-9.88	-0.8	-0.35
实测值	-2.05	—	-0.63	-0.21

注：表中点位编号参见图 2。3 号点是竖直位移，2 号点为合位移，C，E 点为水平位移，负号表示收敛。

从表 3 可以看出，拱顶位移计算值为 11.88 mm，实测值仅为 2.05 mm，两者相差较大，C，E 实测与计算值相近。这一结果表明：隧道围岩开挖初期位移速率较大，大部分在安装仪器前已完成，因此，进行测试分析时必须考虑这部分位移，否则将产生较大误差，甚至导致错误的结论。

3.3.2 架设钢拱架后围岩对拱架的压力

由于时间、空间与施工进程的不断变化，围岩的压力也随之调整变化。利用上述蠕变模型，对围岩特性进行模拟。监测结果表明：从开挖到围岩初步稳定大约经历 60 d 的时间，其结果与监测数据比较见表 4。

表 4 围岩对钢拱架的压力随时间的变化表(单位: MPa)

Table 4 Pressures applied to arch steel frame from surrounding rock changing with time(unit: MPa)

点位	1 d	2 d	3 d	4 d	5 d	6 d	7 d	9 d	11 d	13 d	15 d	22 d	29 d	45 d	60 d
3# 计算值	5.52	5.43	5.32	5.03	4.59	5.06	4.67	4.27	3.93	3.81	3.55	3.48	3.29	3.48	3.35
3# 实测值	4.32	4.30	4.32	4.03	3.59	3.06	2.67	1.27	0.93	0.81	0.55	0.48	0.29	0.48	0.35
4# 计算值	6.88	6.85	6.65	6.55	6.33	6.10	5.75	5.64	4.88	4.86	4.85	4.65	4.60	4.58	4.55
4# 实测值	7.54	6.89	7.25	6.85	6.15	5.07	4.83	4.76	4.75	4.62	4.48	4.47	4.40	4.35	4.30
5# 计算值	6.23	6.18	6.12	5.98	5.77	5.54	5.32	5.30	5.11	4.78	4.55	4.65	4.52	4.33	4.28
5# 实测值	5.15	5.05	5.00	4.86	4.65	4.34	4.12	4.11	4.08	3.88	3.65	3.61	3.54	3.35	3.08

从表 4 可以看出, 期初围岩压力 4#点最大为 7.54 MPa, 5#点次之为 5.15 MPa, 拱顶 (3#点) 压力最小为 4.32 MPa。之后随着围岩变形的调整, 压力逐渐变小, 稳定时 4#点压力为 4.3 MPa, 5#点压力为 3.08 MPa, 3#点的压力值趋于零。

表 5 二衬混凝土内的应力变形计算结果

Table 5 Computing results of stresses and strains in second support system

项目	1 d	2 d	3 d	4 d	5 d	6 d	7 d	15 d	30 d	60 d
3#钢筋应力/MPa	18.50	18.31	17.41	16.95	16.21	15.82	15.22	14.40	13.60	13.52
3#混凝土应变/ $\mu\epsilon$	59.44	60.67	63.81	64.86	65.72	65.43	64.10	64.57	64.48	64.43
4(2)点钢筋应力/MPa	9.34	9.25	9.35	9.34	9.07	9.11	9.01	8.66	8.91	9.04
4(2)混凝土应变/ $\mu\epsilon$	216.5	215.1	219.5	213.3	219.9	204.8	199.6	199.62	194.2	193.8
5(1)点钢筋应力/MPa	7.93	7.36	7.20	6.95	7.06	6.78	6.57	6.56	6.51	6.64
5(1)混凝土应变/ $\mu\epsilon$	60.66	60.30	62.72	62.60	63.80	63.44	64.65	64.77	63.56	64.17

4 分析与讨论

4.1 钢拱架与混凝土衬砌的受力特性

钢拱架的实测结果表明, 围岩的压力, 在实施期初较大, 最大值为 7.54 MPa, 发生在拱架的 4#点, 随后围岩压力逐渐变小, 约 30 d 后基本稳定。此阶段钢板的最大轴向应变为 $515 \mu\epsilon$, 对应的应力约为 103 MPa, 而型钢的抗压强度约为 500 MPa, 可见钢拱架基本处于弹性工作状态。混凝土变形普遍较小, 最大值发生在 2#测点, 其值为: $169.5 \mu\epsilon$, 钢筋的应力最大为 18 MPa, 发生在拱顶部位。这与有限元计算结果基本接近。

4.2 围岩的受力特性

围岩的受力特性分 3 个阶段。第一阶段从洞室开挖至喷锚支护之前, 这一阶段约经历 1~2 d 时间。由于洞室的开挖, 原始地应力的释放, 应力发生急剧调整, 此时洞室结构主要靠围岩自身承载; 第二阶段实施钢拱架支护阶段, 约经历 7 d 左右, 此阶段由于围岩的时效滞后特性, 变形仍在进行, 相应的压力也在进一步调整。压力盒测量数据表明: 此时的径向压力是逐渐变小的, 与文献^[7]中的围岩收敛特性有些不同。这可解释为围岩的自支撑能力在进一步增强, 相应传给支护系统的压力变小, 比较符合 Generalized-Kelvin 蠕变模型的特点; 第三阶段围岩稳定阶段, 由于围岩的滞后效应逐渐消失, 自承能力的加强, 洞周径向变形也相对稳定, 传给钢拱架的压力也稳定下来, 由于钢拱架是处于弹性工作状态, 因此, 二衬混凝土的实施几乎不改变围岩的受力状态。

3.3.3 围岩变形初步稳定, 模筑二衬混凝土的计算结果

实测结果表明初期支护约 60 d 后, 围岩变形基本稳定。此时实施二次衬砌 (模筑混凝土)。二衬施工完成后整个结构的有限元模型如图 8 所示。混凝土内钢筋应力与混凝土变形计算结果见表 5。

5 结 论

本文对隧道洞口段围岩收敛位移、围岩对初期支护系统的压力、初期支护与二次衬砌系统的应力与变形进行全面系统的测试, 并引用 Generalized-Kelvin 蠕变模型, 对围岩性态及支护系统的内力进行模拟计算。经两种结果进行对比分析, 得出以下几点结论:

(1) 有限单元法模拟的围岩位移与实测围岩收敛位移相差较大, 尤其是拱顶下沉位移相差最大, 因此, 用实测位移进行现场险情预报时必须考虑自开挖凿眼起爆至仪器安装读数期间损失的位移值, 否则将产生较大误差, 甚至得到错误的结论。

(2) 围岩的时效特性用 Generalized-Kelvin 蠕变模型进行数值模拟有较好的拟合度。围岩变形与围岩压力的计算结果与实测结果呈现出同一变化规律。

(3) 计算结果与实测结果均表明: 对 II~III 类围岩段, 钢拱架支护起决定性作用, 除围岩自身承受压力外, 几乎大部分的围岩压力由钢拱架承担。因此, 设计时应特别考虑各种参数的选取, 并加强施工质量管理。

(4) 二次衬砌体内应力 ($X \times 10^1$ MPa 量级) 与变形 ($x \times 10^{-4}$ 量级) 均很小, 其实测值与自重产生的内力相差不大。从受力角度讲, 二衬仅起安全储备作用, 因此, 其厚度可以适当减小。

参 考 文 献

- [1] 夏才初, 李永盛. 地下工程测试理论与监测技术[M]. 上海: 同济大学出版社, 1999.
- [2] 二滩水电开发有限公司. 岩土工程安全监测手册[M]. 北京: 中国水利水电出版, 1999.
- [3] 李晓红. 隧道新奥法及其量测技术[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [4] 徐干成, 白洪才, 郑颖人, 等. 地下工程支护结构[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [5] 郑岩, 顾松东, 吴斌. MARC2001 从入门到精通[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [6] 公路隧道设计规范[S].
- [7] 张素梅, 宋玉香, 朱永全. 隧道围岩特性曲线数值模拟与分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(3): 455—458.
ZHANG Su-mei, SONG Yu-xiang, ZHU Yong-quan. The numerical simulation and analysis of ground curve[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(3): 455—458.