浅埋偏压连拱隧道施工安全位移控制标准研究

于海洋

（中铁十四局集团第一工程发展有限公司，山东 日照 276826）

摘 要 本文以小尖山隧道为研究对象，系统探讨了浅埋偏压条件下双连拱隧道的施工预警控制参数与标准，首先通过三轴压缩试验，确定了Ⅳ、Ⅴ级围岩重塑土的变形与强度参数；随后采用数值分析方法，确定了这两类围岩的极限剪应变与主拉应变；最后通过数值极限分析法，计算了不同围岩等级、隧道埋深及偏压角度下连拱隧道的洞周位移与坡面沉降，深入分析了其失稳破坏模式，并提出了基于左右洞室拱顶沉降的施工安全控制标准，以期为相关人员提供参考。

关键词 连拱隧道；数值极限分析法；施工预警指标

中图分类号：U45 **文献标志码**：A **DOI**：10.3969/j.issn.2097-3365.2025.14.004

0 引言

随着我国社会经济的快速发展，隧道工程建设进入了新阶段[1]。连拱隧道作为一种新型隧道结构形式，以其独特的优势越来越受到工程界的重视。连拱隧道具有跨度大、线形流畅、占地面积少等特点，空间利用率高，能有效避免洞口路基或大桥分幅问题，与洞外线路连接便捷[2]。此外，连拱隧道在适应地形条件、环境保护及工程数量等方面均表现出明显优越性，成为特定条件下修建隧道的理想选择[3]。目前，这种大跨度结构形式已在我国多处干线公路隧道中得到成功应用，显示出良好的工程价值和发展前景[4]。

随着国内公路隧道建设技术的提高，先后建成了一些连拱隧道，但在施工过程中出现了许许多多的问题[5-6]，其中，较为突出的问题包括：隧道施工安全预警指标难以量化，隧道施工安全预警标准缺乏理论支撑，隧道施工监测方法老旧，监测数据无法远程传输，没有实用、可靠的隧道可视化监测预警平台。

本文依托小尖山隧道，对浅埋偏压连拱隧道预警控制参数与控制标准进行研究，为今后类似工程的设计、施工和研究提供参考。

1 工程概况

小尖山隧道为城市快速路，双向六车道，设计速度60 km/h，隧道最大埋深约41 m，按照连拱隧道设计，洞口均采用端墙式洞门。隧道起讫桩号为K0+775～K1+150，长375 m。隧道平面位置位于小官山一侧，距离山脚较近，隧道全长为超浅埋偏压结构。根据钻探成果显示，隧道区属昆明盆地边部剥蚀丘陵地貌，山坡鲜见基岩裸露，植被主要系人工造林，地面高程在2 000～2 050 m之间，最大相对高差约50 m，地形起伏较大。隧址区属亚热带高原季风气候类型，其特点是年温差不大，四季不明显，干、湿季分明，秋季温凉，日照充足。

2 围岩极限应变控制标准

2.1 岩块力学参数试验

2.1.1 试验方案

通过单轴压缩变形试验能够测量Ⅳ级围岩的弹性模量E和泊松比μ，Ⅳ级围岩单轴压缩变形试验试件尺寸为直径Φ=50 mm，高H=100 mm的标准圆柱体。试件制备的精度，在试件整个高度上，直径误差不得超过0.3 mm。两端面的不平行度最大不超过0.05 mm。

2.1.2 试验仪器

TAW-200型多功能岩石三轴测试仪器的主要参数如下：（1）试件尺寸：Φ50×100 mm；（2）最大轴向力：1 000 kN；（3）最大周围压力：60 MPa；（4）最大孔隙压力：60 MPa；（5）轴向变形：0～20 mm；（6）径向变形：0～5 mm；（7）轴向加载速度：0.01～10 kN/s。记号笔、螺丝刀、扳手、橡胶锤抹布、无屑纸等。

2.1.3 试验步骤

在施工现场分别取得各级围岩的岩块样本，通过标准的试件制作过程，把试验试件制作为直径Φ=50 mm，高H=100 mm的标准圆柱体；待到试件达到试验标准后，通过TAW-200型多功能岩石三轴测试系统对实验试件进行单轴压缩试验。

2.1.4 试验结果

对单轴压缩试验的有效试件进行整理，再根据TAW-200

型多功能岩石三轴测试系统记录的数据，对每个试件的试验结果进行检查，废弃可疑数据，绘制轴向应力与轴向应变及径向应变的关系曲线图。岩石割线弹性模量及相应的岩石泊松比应分别按下列公式计算：

$$E_{50}=\frac{s_{50}}{e_{150}}$$

$$m_{50}=\frac{e_{d50}}{e_{150}}$$

根据摩尔—库伦强度准则：

$$s_1=ks_3+a$$

式中：k、a 为强度系数，与内摩擦角 φ 和粘聚力 c 的关系表示为：

$$a=2c\cos\varphi/(1-\sin\varphi)$$

$$k=\tan^2(45°+\varphi/2)$$

2.2 岩体力学参数修正

2.2.1 计算模型的建立法

本次数值模拟采用 FLAC3D 软件对小尖山隧道Ⅴ级围岩段的围岩变形进行三维数值分析，地层材料采用摩尔—库仑屈服准，围岩参数依据上节试验结果拟定，隧道埋深 20 m，地层偏压角度为 20° 。

2.2.2 岩体计算参数确定

小尖山隧道右洞拱顶沉降实测曲线如图 1 所示。右洞开挖后 5 天时间内，拱顶沉降速率较快，随着时间的推移，拱顶沉降逐渐收敛，开挖 10 天后，拱顶沉降基本稳定，其值约为 4.00 mm。

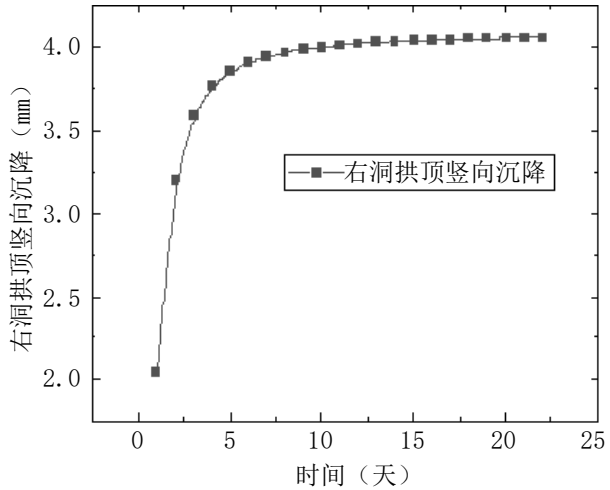

图 1 右洞拱顶沉降实测曲线

通过不断地迭代试算，当 m=2.2 时，数值计算结果与现场实测数据较为接近。由计算可知，当折减系数 m=2.2 时，隧道围岩变形情况与现场实际情况接近，故可反算得出围岩实际的参数。

2.2.3 安全极限应变控制标准定

围岩等效岩块极限应变数值分析是评估隧道稳定性的关键方法。通过 FLAC3D 进行Ⅲ级围岩等效岩块的单轴压缩数值模拟，采用立方体试件（150×150×150 mm）构建计算模型，以底面固定、顶面施加均布荷载且忽略顶面摩擦的方式模拟真实压缩试验环境。这种逐级加载的分析方法能够准确捕捉等效岩块从弹性变形到非线性变形直至失稳破坏的全过程力学行为。

通过监测岩块中心点位移对荷载响应，当观察到位移不收敛现象时，表明岩块已达到极限状态，此时取上一级荷载对应应变值作为极限应变，结合实际工程地质条件，Ⅳ、Ⅴ级围岩由于其较低强度、高度破碎特性，极限应变值往往较低，此类围岩在隧道开挖过程中容易出现大变形甚至失稳现象，通过精确获取极限应变值，可为支护时机、支护参数改良提供科学参考。

3 结果分析

3.1 围岩级别

不同折减系数下隧道开挖完成后岩体最大剪应变分布如下：(1)隧道剪应变破坏区主要出现在右洞边墙、中隔墙顶部以及左洞拱腰等位置处；（2）随着折减系数的增加，隧道左洞拱腰处剪应变破坏区逐渐向上扩展；（3）当折减系数为 5.1 时，隧道围岩破坏区与地表贯通（施工易出现突顶安全风险），即隧道发生破坏，故认为隧道的临界安全系数为 5.0。

提取并绘制隧道关键位置处位移随折减系数变化的表格和曲线如下：（1）当安全系数在 1.0 ～ 4.0 区间变化时，隧道各个关键位置的位移增加缓慢，当安全系数在 4.0 ～ 5.1 区间变化时，隧道各个关键位置的位移急剧增加；（2）左、右洞室拱顶沉降随安全系数的变化最为明显，左洞拱顶沉降从 1.04 mm 增加至 11.61 mm，右洞拱顶沉降从 1.81 mm 增加至 10.22 mm。

绘制不同安全系数下的坡面沉降曲线如下：随着安全系数的增大，坡面沉降的最大值从右洞上方向左洞上方移动，隧道破坏时的最大坡面沉降出现在左洞拱顶与左洞右侧之间，其值约为 11 mm。

3.2 隧道埋深

不同折减系数下隧道开挖完成后岩体最大剪应变分布情况：当折减系数为 2.5 时，隧道围岩破坏区与地表贯通（施工易出现突顶安全风险），即隧道发生破坏，故认为隧道的临界安全系数为 2.4。

不同折减系数下的围岩位移分布情况如下：（1）随折减系数的增加，隧道围岩的竖向位移和水平位移均增加；（2）竖向位移主要集中在左、右洞室的拱顶和仰拱位置，水平位移主要集中在左洞边墙与拱腰以及右洞边墙与墙脚处。

提取并绘制隧道关键位置处位移随折减系数变化的表格和曲线如下：（1）当安全系数在 1.0 ～ 2.1 区间变化时，隧道各个关键位置的位移增加缓慢，当安全系数在 2.1 ～ 2.5 区间变化时，隧道各个关键位置的位移急剧增加；（2）左、右洞室拱顶沉降随安全系数的变化最为明显，左洞拱顶沉降从 0.58 mm 增加至 12.07 mm，右洞拱顶沉降从 2.47 mm 增加至 10.96 mm。

3.3 偏压角度

不同折减系数下隧道开挖完成后岩体最大剪应变分布情况：当折减系数为 2.3 时，隧道围岩破坏区与地表贯通（施工易出现突顶安全风险），即隧道发生破坏，故认为隧道的临界安全系数为 2.2。

提取并绘制隧道关键位置处位移随折减系数变化如下：（1）当安全系数在 1.0 ～ 2.0 区间变化时，隧道各个关键位置的位移增加缓慢，当安全系数在 2.0 ～ 2.3 区间变化时，隧道各个关键位置的位移急剧增加；（2）左、右洞室拱顶沉降随安全系数的变化最为明显，左洞拱顶沉降从 4.54 mm 增加至 9.09 mm，右洞拱顶沉降从 3.62 mm 增加至 8.34 mm。

随着安全系数的增大，坡面沉降的最大值从右洞上方向左洞上方移动，隧道破坏时的最大坡面沉降出现在左洞拱顶与左洞右侧之间，其值约为 13 mm。

3.4 施工安全控制标准

隧道围岩位移作为施工力学行为的直观体现，是评估隧道稳定性的关键要素，围岩位移的变化趋势以及速率可以精准反映地应力重分布过程和支护结构的协同工作成效，借助系统监测位移数据，工程师可及时识别潜在稳定性问题，如异常变形区域或者加速收敛现象，优化支护参数与施工方案。位移观测相较于其他监测手段更具经济性和实时性，可为隧道施工安全提供可靠支撑，是工程实践中必不可少的技术手段。隧道稳定性判别，可根据隧道施工实测拱顶沉降 U 与隧道极限拱顶沉降 U_0 之间建立判别准则，即 $U < U_0$ 时，隧道稳定；$U > U_0$ 时，隧道不稳定。为保证隧道施工安全采用预警模式，分别取极限拱顶沉降的 1/3、2/3 数值作为三个等级的分界线，并根据预警等级采取相应的管理措施（见表 1）。

表 1 小尖山隧道施工安全预警标准

围岩级别	危险等级	围岩位移（mm）	
		左洞拱顶沉降	右洞拱顶沉降
Ⅴ级围岩	不稳定	$U > 9.47$	$U > 10.43$
	险情	$6.31 < U \leqslant 9.47$	$6.95 < U \leqslant 10.43$
	异常	$3.16 \leqslant U \leqslant 6.31$	$3.48 \leqslant U \leqslant 6.95$
	正常	$U < 3.16$	$U < 3.48$

4 结论

本文针对浅埋偏压连拱隧道问题，开展了隧道预警控制参数与控制标准研究，得到了如下结论：

1. 通过分析岩土材料的破坏机理，确定了采用有限元极限分析的方法进行数值模拟；对小尖山隧道的岩块力学特性进行实验分析，明确了小尖山的隧道Ⅳ、Ⅴ围岩的变形参数和强度参数；选定参数进行数值模拟，对小尖山连拱隧道进行围岩变形模拟分析；最后通过数据分析对比得出Ⅳ级围岩等效岩块的极限剪应变为 1.08%，极限主拉应变为 0.28%；Ⅴ级围岩等效岩块的极限剪应变为 0.96%，极限主拉应变为 0.27%。

2. 通过数值模拟，计算分析了不同围岩级别、不同隧道埋深以及不同偏压角度情况下连拱隧道洞周位移和坡面沉降隧道安全系数 K 的变化关系；明确了隧道在不同工况下的失稳破坏模式；确定了以连拱隧道两个洞室拱顶沉降为评价指标的双位移指标施工安全预警体系；确定了不同条件下浅埋连拱隧道施工阶段的位移预警标准；构建了浅埋连拱隧道施工期安全预警的四级评价标准。

参考文献：

[1] 姚振凯,黄运平,彭立敏.公路连拱隧道工程技术[M].北京：人民交通出版社,2006.
[2] 杨丙昌.连拱隧道施工技术初探[J].岩石力学与工程学报,2004,23(S2):5178-5180.
[3] 杨小礼,王作伟,陈杰.既有隧道扩建.程及衬砌稳定性研究[J].交通科学与工程,2010,26(01):49-52.
[4] 申玉生,赵玉光,张焕新,等.双连拱隧道施工过程弹塑性有限元数值分析[J].岩石力学与工程学报,2004,23(增 2):4946-4951.
[5] 申玉生,赵玉光.双连拱隧道围岩稳定性的模糊概率分析研究[J].岩土工程学报,2005,27(11):1358-1361.
[6] 《中国公路学报》编辑部.中国隧道工程学术研究综述·2015[J].中国公路学报,2015,28(05):65.