

摘要

随着我国科学、技术、经济的迅速发展，交通运输、水利、水电、城市地下交通及空间利用等，特别是近几年蓬勃兴起的高速公路建设，对隧道工程在质量上和难度上提出了更高的要求。大规模的地下工程建设促进了隧道修建技术的进步，大量的锚喷支护工程实践和岩石力学的迅速发展，导致了现代支护理论的建立，在此基础上出现了更为有效、合理的基于“新奥法（新奥地利隧道工程法）”思想的设计施工方法。“新奥法”施工一个基本要求就是根据现场量测数据及时的判断围岩的稳定情况，从而选取合理的支护参数和支护时间。所以，研究隧道围岩稳定性判定对于更好的贯彻“新奥法”思想、做到施工信息化和节约隧道的施工成本具有非常重要的意义。

本文以沪蓉高速公路宜（昌）至长（阳）段殷家岩隧道施工监测监控项目为依托，首先从理论上分析了隧道开挖过程中围岩的力学特征和稳定性判定的判据，然后从数值模拟和现场测控两个方面对该隧道开挖后的围岩稳定性情况进行了分析，主要采用的技术手段有：

- 1、利用通用有限元计算软件 ANSYS7.0 模拟整个隧道开挖过程，分析开挖过程中的危险点和稳定性测试的敏感点。
- 2、采用先进的光纤光栅传感器测试开挖后围岩的应变状态，并利用弹性力学有关理论导出由应变到位移的反演公式，计算出由于开挖所造成的收敛位移和收敛速率。
- 3、根据灰色理论编写了围岩收敛位移的预测程序 GM-TUNNEL，预测收敛位移测试点的最终收敛位移。
- 4、依据《公路隧道施工技术规范（JTJ024-94）》和以上计算出的位移收敛速率和最终收敛位移，有效地判定围岩的稳定情况。

该工程实践证明，利用上述方法判定隧道围岩的稳定性具有准确可靠、简单实用等优点。

本文从实际出发，所采用的程序及研究结论对以后其它的双联拱隧道的设计施工有一定的借鉴作用。特别是采用灰色系统的预测理论和方法以及利用测试围岩应变反演隧道洞周相对位移的全新方法，为同类双联拱隧道施工过程中

的围岩稳定性判断提出了一种全新的思路和方法。

关键词：隧道工程，围岩稳定性，数值模拟，监控量测，灰色理论

Abstract

With the development of the science and technique, communications and transportation, water conservancy, the city underground traffic and utilization underground space, etc, especially the rapidly development of freeway construction in recent years in our country, put forward the higher request to the tunnel engineering on the quality. The large-scale underground engineering construction has promoted the building technology of tunnel. And a great deal of bolting-shotcreting practices and the new achievements of rock mechanics have established the modern support theories, more valid construction method based on the thought of New Austrian Tunneling Method(NATM) has appeared. A basic demand of this method is to choose the reasonable parameters and construction time of secondary lining according to judging the stability of tunnel surrounding rock with the monitoring data. For seeing out the thought of the NATM and economizing project cost, it is very important to judge the stability of tunnel surrounding rock in the construction procedures.

Relying on the *yinjiayan* tunnel project, the tunnel situated on the freeway of Hu (Shanghai) – Rong (Chengdu) in Hebei province, this paper puts the emphases on analyzing the stability of tunnel surrounding rock with numerical simulation and construction monitoring. The means of research to be adopted in this paper mainly is as follows:

1. Utilizing the structure analysis software ANSYS7.0 to imitate the course of tunnel's excavating, which is of great benefit to search for the sensitive point on the section of stability test.
2. Testing tunnel surrounding rock's strain with Fiber-Grating Gauge, and according to some knowledge of the theory of elasticity to calculate out the clearance displacement of tunnel.
3. Based on gray system, programming the software, which can be used to forecast the final clearance displacement of tunnel according to some data of monitoring, named GM-TUNNEL.

4. According to *Technical Specifications for Construction of Highway Tunnel* (*JTJ042-94*), it is effectual to judge stability of tunnel surrounding rock with the clearance displacement and final clearance displacement of tunnel that have been calculated out previously.

This engineering practice has showed that the above method is simple and feasible, the result are reliable. All methods and programs adopted in this paper can be used to the other multi-arch tunnels. Especially, the method, combining gray theory for forecast the tunnel final clearance displacement with the technology of tunnel surrounding rock strain test to judge the surrounding rock's stability put forward a new thinking and method for the similar tunnels.

Keywords: tunnel engineering, stability of tunnel surrounding rock, numerical simulation, construction monitoring, gray theories

第1章 绪论

1.1 问题的提出

随着我国高速公路建设迅猛发展，公路隧道工程量猛增。在隧道施工中，新奥法已经成为公路、铁路隧道修筑的主要方法。该方法以岩体力学特性、岩体变形特性以及莫尔学说为基础，维护和利用围岩的自稳能力，并考虑到隧道掘进时空间效应和时间效应对围岩应力与变形的影响，将锚杆和喷射混凝土集合在一起作为主要支护手段，及时进行支护，以控制围岩的变形与松弛，使围岩成为支护体系的组成部分，形成以锚杆、喷射混凝土和隧道围岩三位一体的承载结构，共同支承山体压力。

新奥法提出了与传统方法完全不同的新概念和新观点，指导着喷锚支护的设计和施工，指导着构筑隧道的全过程。因此，在隧道施工过程中，通过施工监测监控，及时、准确地了解围岩的变化情况，有效地判断围岩的稳定性，对合理选取隧道支护时间和优化衬砌结构有着非常重要的作用；并能通过围岩物理量的变化采取相应的措施，以预测冒顶、岩爆或坍塌等，其对预防工程事故和保证工程质量有着极重要的作用。

1.1.1 我国公路隧道的发展现状

在上世纪 80 年代前，我国公路建设很少设计长大隧道。改革开放以后，公路建设步入快车道，为实现截弯、降坡，避免翻山越岭，相继修建了一批长大公路隧道。据不完全的统计资料表明：目前我国公路隧道已超过 1000 座，总长度在 250km 以上，而其规模已出现在成渝高速公路的中梁山特长隧道，单洞长度在 3100m 以上、双洞总长为 6263m；3000m 以上的隧道还有多座，如焦晋高速公路牛郎河、重庆大溪岭、福建飞鸾岭等隧道；四川二郎山隧道长度已接近或突破 4000m，这些是单洞双车道；而四川华蓥山隧道已达 5100m，而沪蓉高速湖北段正在修建隧道中的也有 8000m 的特长隧道。京珠高速公路在广东南岭山脉中的隧道，不仅数量多，有长、中、短隧道外，而且均为双联拱隧道，一般系四车道（单向两车道），还有六车道的（双向）。由于这些超长隧道的机电、

通风设施要求齐全，故其造价也很可观^{[1][2]}。

在隧道施工建设中，尤其是在推广新奥法（New Austrian Tunneling Method）以来，我国修建隧道的长度、断面与难度都是空前的，基本解决了长大隧道的通风、供电、运输及穿越复杂地层等技术难关，达到了世界先进水平。在岩石隧道施工中，光面爆破与锚喷支护技术仍是首选的工艺技术，复合式衬砌是普及性的支护工艺，监控量测与信息反馈改变了人们设计与施工理念，并越来越重视信息化设计与施工，并已成为今后隧道施工发展的方向。在新奥法推广的基础上，人们开始重视挪威法技术，相信今后在中硬岩以上的岩体中将得到推广与普及。

随着新技术、新工艺的推广应用，钻爆法机械化作业线已得到普及，其中装运及衬砌机械化作业线已广泛应用。但是钻孔工艺还处于半机械化作业阶段，全液压凿岩台车还未广泛使用，钻爆法仍是 21 世纪岩石隧道主要的施工方法，所以钻爆法全机械化作业线必然是今后的发展方向。

我国全断面掘进机法已经开始应用。自 20 世纪 80 年代在云南红水河引水工程中首次使用全断面掘进机以来，先后在引黄引水隧洞工程、安康线上秦岭特长隧道、桃花铺 1 号隧道和磨沟岭隧道等应用全断面掘进机法施工。但该法在我国普及率很低，原因主要在于技术与经济因素^[3]。

1.1.2 公路隧道的特点

1、断面面积大

一般说来，公路隧道与铁路隧道、水工隧洞相比断面较大，双车道公路隧道的断面可达 $80m^2$ 左右。因此公路隧道围岩受到扰动的范围较大，其轮廓对围岩块体的不利切割增多，围岩的拉伸区与塑性区加大，导致施工难度增大。若公路隧道位于土层和软弱岩体内，施工难度更大，通常需要采用特殊的施工方法来建造。

2、断面形状扁平

在满足使用功能和施工安全的前提下，尽可能地降低工程造价是隧道设计和施工的基本要求。由于公路隧道的建筑限界基本上是一个宽度大于高度的截角矩形断面，在设计开挖断面、衬砌结构时，总是在保证施工安全和结构长期稳定条件下，尽量围绕建筑限界设计开挖断面和净断面，因此，公路隧道的断面常设计为形状扁平的。

扁平断面的受力性能不好，容易在拱顶围岩内出现拉伸。由于岩土之类天然材料抗拉强度较低，因此在施工中隧道顶部容易崩落，威胁人身安全。

3、运营通风

机动车辆通过隧道时，将不断地向隧道内排放废气。特别对于那些较长及特长隧道，必须采用适当的通风方式，将新鲜空气随风流一起送入隧道，淡化有害气体，使其浓度降至安全指标之内。

4、运营照明设备

高速行驶的车辆在白天接近并穿过隧道时，行车环境要经历一个“亮一暗一亮”变化过程，司机的视觉在此过程中也要发生微妙的变化以适应环境。为了减轻通过隧道时司机的生理和心理压力，消除车辆进洞时的黑框和黑洞效应，消除出洞的眩光现象，高等级公路上的隧道一般都根据具体条件，对隧道进行合理有效的照明。

5、防水要求高

在高等级公路上，车辆行驶速度比较快，如果隧道内出现渗漏或路面溢水，则会造成路面湿滑，不利于安全行车。特别时在严寒地区，冬季隧道内的渗漏水会在路面上形成冰湖，诱发交通事故。根据公路隧道目前的发展情况来看，对防水工程的要求会越来越高^[4]。

1.1.3 新奥法理论概述

新奥法是新奥地利隧道施工方法的简称，原文是 New Austrian Tunneling Method(简称 NATM)。它是奥地利拉布西维兹(L. V. Rabcewicz)教授等在长期从事隧道施工实践中，从岩石力学的观点出发而提出的一种合理的施工技术，是采用喷锚技术、施工测试等并与岩石力学理论构成的一个体系而形成的一种新方法。它不仅仅是一种设计方法，也不单纯是一种施工方法，而是把两者融为一体的技术方法，是具体应用岩体动态方面较完善的一个完整的力学概念，因而被称为“新奥地利隧道工程法”更为恰当^[5]。

新奥法是应用岩体力学原理，其理论是建立在岩体力学特性、岩体变形特性以及莫尔学说的基础上，以维护和利用围岩的自稳能力为基点，并考虑到隧道掘进时的空间效应对围岩应力与变形的影响，将锚杆和喷射混凝土集合在一起作为主要支护手段，及时进行支护，以便控制围岩的变形与松弛，

使围岩成为支护体系的组成部分，形成以锚杆、喷射混凝土和隧道围岩为三位一体的承载结构，共同支承山体压力。新奥法构筑隧道的主要特点是，通过多种量测手段，对开挖后隧道围岩与支护的现场进行动态监测，及时反馈围岩-支护复合体的力学动态及其变化状况，为二次支护提供合理的架设时机。它集中体现在支护结构种类、支护结构的构筑时机、岩体压力、围岩变形四者的关系上，贯穿在不断变更的设计与施工过程中。通过监控量测及时反馈的信息来指导隧道和地下工程的设计与施工。新奥法提出了与传统方法完全不同的新概念和新观点，指导着喷锚支护的设计和施工，指导着构筑隧道的全过程。

为使围岩与初期支护形成较稳定的支承结构，应遵循以下原则^[6]：

- (1) 考虑岩体的力学特性。
- (2) 在适宜的时机构筑适宜的支护结构，避免在围岩中出现不利的应力-应变状态。
- (3) 对于软弱岩层，为使围岩形成功学上十分稳定的中空筒状支承环结构，必须构筑一个闭合的支护结构。
- (4) 由现场量测监控围岩动态，根据允许变形量求得最适宜的支护结构。

显然，新奥法不同于传统隧道工程中应用厚壁混凝土结构支护松动围岩的理论，而是把岩体视为连续介质，在粘弹、塑性理论指导下，根据在岩体中开挖隧道后，从围岩产生变形到岩体破坏要有一个时间效应，适时地构筑柔性、薄壁且能与围岩紧贴的喷射混凝土和锚杆的支护结构来保护围岩的天然承载力，使围岩本身为支护结构的重要组成部分，使围岩与支护结构共同形成坚固的支承环，共同形成长期稳定的支护结构。因此，其基本要点可归纳如下：

- (1) 开挖作业多采用光面爆破和预裂爆破，并尽量采用大断面或较大断面开挖，以减少对围岩的扰动。
- (2) 隧道开挖后，尽量利用围岩的自承能力，充分发挥围岩自身的支护作用。
- (3) 根据围岩特征采用不同的支护类型和参数，及时施作密贴于围岩的柔性喷射混凝土和锚杆初期支护，以控制围岩的变形和松弛。
- (4) 在软弱破碎围岩地段，使断面及早闭合，以有效地发挥支护体系的作用，保证隧道稳定。
- (5) 二次衬砌原则上是在围岩与初期支护变形基本稳定的条件下修筑的，围岩与支护结构形成一个整体，因而提高了支护体系的安全度。

- (6) 尽量使隧道断面周边轮廓圆顺，避免菱角突出。
- (7) 通过施工中对围岩和支护的动态观察、量测，合理安排施工程序，进行设计变更及日常的施工管理。

1.1.4 新奥法的监测监控概述

施工监测监控工作是伴随着施工过程进行的，是新奥法构筑隧道中十分重要的部分，它既监视围岩是否安全稳定，又检验支护结构是否合理。由于隧道工程的受力特征及其复杂性，通过现场监控量测来监测围岩与支护的稳定性，应用现场量测结果来修改设计、指导施工是成功的，是监视工程设计与施工是否正确的指针。大量工程实践证明，量测手段配合其他量测工作，能使设计、施工达到更满意的效果，对提高工效、降低成本、保证安全均有非常重要的作用^[7]。

隧道施工周期较长、非确定因素较多、影响因素复杂，稍有不慎可能会造成无法弥补的损失，轻则影响施工质量，留下安全隐患，重则直接造成国家和人民生命财产损失。新奥法量测工作的作用和目的，主要是为了掌握围岩动态和支护结构的工作状态，利用量测结果修改设计、指导施工；预见事故险情，以便及时采取措施，防患于未然；为确保隧道安全提供可靠信息，为二次衬砌提供合理的支护时机，并为进一步深化理论研究提供原始数据；同时积累资料，为以后设计提供类比依据。在新奥法施工过程中，通过现场量测可以判断围岩稳定性，及早发现异常情况后可以及时采取措施，因而能保证安全施工。在隧道长期运营过程中，还可以通过经常性的量测来预测和监视隧道的稳定状况。

现场施工监测监控的作用表现在^[8]：

- ①监测隧道的围岩变形和应力情况，为选择合适的支护时机提供数据支持。
- ②监控新开挖隧道的变形位移，合理的选取隧道支护和衬砌结构、优化支护结构参数；并且能够预测冒顶、岩爆或坍塌，可以为减少事故提供帮助。
- ③有效的量测可以监控隧道的走向，防止隧道的轴向偏移或弯曲。
- ④量测锚杆的应力损失情况。
- ⑤对隧道施工及运营中的稳定性、安全性、可靠性等做出评估。

1.2 文献阅读综述

1.2.1 隧道工程的发展趋势

(1) 系统科学的应用

由于地下工程为复杂的巨系统，系统的不确定性，往往可采取两种处理方法，一为统计处理，求得统计数；二为采取模糊数学方法，求得出模糊数。统计处理方法需要大量的历史资料样本；而采用模糊数学处理方法仍不免带有主观性。而灰色系统理论则是一种简便实用的方法^[9]。

另外，利用神经网络研究岩石工程稳定性和隧道围岩稳定性、利用模糊数学综合评判方法预测岩爆、以系统工程的思想和方法为指导，对隧道施工进行认识和管理，提出了量化管理的原则、应用神经网络设计系统设计锚喷支护等已经取得进展。

(2) 地下工程新技术新工艺的发展

高性能喷射混凝土的研究与发展已克服多孔材料透水性和耐久性的缺点，其利用高强度喷射混凝土来减少隧道开挖面积，因而减少隧道总成本，形成最佳喷射混凝土支撑系统。另外，成都岩峰科技发展有限公司研制成功 TK96-1 型湿式喷浆机，将钢纤维喷射混凝土应用于单层隧道衬砌。

另外、新奥法技术仍将长时间内得到应用，而挪威法也将得到推广，并能较好地弥补新奥法的不足。

钻爆法与全断面掘进机法将在长时间内共存，后者的应用比例进一步提高，且在较长时间后有可能完全代替钻爆法施工。

(3) 岩石力学

岩石力学是隧道工程必备的知识，当前岩石力学进展及发展方向可归纳如下：(1)重视工程地质宏观研究；(2)发展岩石及岩体测试及监测技术；(3)加强对岩石(体)基本性质的研究；(4)广泛应用数值分析于岩体力学中；(5)强调岩体力学在地下工程上的应用；(6)重视工程实例的总结分析、现场研究和专家系统的建立。

(4) 管理风险

目前世界各国正研究如何控制隧道工程的各种风险。近几年，在世界不少

国家，如法国、奥地利、瑞士及我国都相继出现长隧道的火灾，损失惨重，有些火灾连续燃烧几天而无法施救。这个课题是隧道设计和运营管理中迫切要解决的问题。

（5）施工管理

随着信息处理和通信技术的突飞猛进，发达国家如美国和日本的制造业正发生两种根本性的变革：一种是技术性的变革，另一种是作业组织方面的变革。一方面它使得自然资源和人力资源在生产过程中的地位开始发生逆转，另一方面它也使得在新型作业组织中的劳资关系发生根本性的变动。市场信息使企业内部结构正由“金字塔型”转向“网络型”，如果说金字塔结构是制造业时代企业的代表性的组织，那么网络结构是信息服务业时代的代表性结构。

对地下工程设计与施工来说，信息化设计与施工是今后施工管理中重要内容，这对提高管理效率与工程质量、降低工程成本至关重要。

1.2.2 隧道设计方法概述

目前，公路或铁路隧道的设计方法有多种，其中常用的大体上分两种方法。一种是力学分析设计方法，即根据地面建筑工程的力学分析方法，确定结构、荷载和材料的三要素，工程师首先计算荷载，然后选择结构类型和材料，最后通过力学计算确定结构几何尺寸；工程建设通常按地质勘察、设计、施工的程序依次进行；这种方法是用“荷载-结构”模型作力学计算，并常用于衬砌结构设计。另一种是工程类比法或称经验设计法，即首先对工程围岩进行分类，然后根据有关规范或标准进行设计；这种设计方法常用于锚喷支护设计。另外，数值法在工程设计中已得到越来越广泛的应用^[10]。

1) 力学分析设计法

在力学分析设计过程中，需要先对结构部件单独进行分析，再将构成结构的不同部件组合后进行综合分析，最后要求各构件产生的应力不超过允许极限，否则将使整体结构失去功能和作用。因此，设计时需要对结构建立分析模型。

解析计算设计方法就是以弹塑性理论为基础，通过应力应变的概念达到设计目的。其内容包括原位应力的分析和因开挖使围岩应力重新分布，造成岩体强度的损失。在开挖前的地质条件下，岩体处于三轴应力状态，开挖后原三轴应力状态减为二轴应力或单轴应力状态，这使的岩体的承载能力大大减小。所以，这种方法的实质上是一种平面问题的求解。

变形-约束方法是一种比较抽象的设计方法。当开挖地下结构时，开挖前存在的应力被重新分布，且自动调节到一个新的平衡状态。这些应力使开挖体产生向临空面位移的趋势，收敛量大小视岩体特性、施工方法和开挖临空面尺寸而定。该方法就是绘制一条收敛量曲线，找出围岩松动前的最大位移，并在此处计算应力和设计支护参数。

不连续面分析方法 该方法认为岩体中存在的不连续面（层理面、节理、断层、矿层等），这些不连续面体与洞室开挖面可能形成一个不稳定并会滑落的块体。根据 Goodman (1988) 的理论，使围岩稳定，需要确定对稳定起关键作用的块体，关键块体 (Key Block) 是一个单个块体，去掉它，会使得受它控制的几个其他块体产生无法控制的滑动。这种方法需要对定向取心进行地质描述，可了解存在的各种节理和不连续面，然后结合洞室开挖面分析这些节理和不连续面，鉴别出那些块体有滑动的趋势，确定滑动块体的重量，通过计算确定合适的锚杆参数。

2) 经验设计法（工程类比法）

工程类比法的关键就是正确合理的确定围岩类别。在国外常用的是 Q 质量指标法、RMR 法和 RSR 法，在国内常用国家标准《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GBJ86-85) 和一些部门提出的围岩分类方法。工程类比法就是根据围岩的类别，参考规范或是以往别的隧道上采取的成功的支护设计实例来确定当前设计参数。目前，工程类比法是国内外应用最为广泛的设计方法。

Q 质量指标法 1974 年挪威 Barton 等人结合过去地下开挖工程稳定性大量的实例，提出了确定岩体的隧道开挖质量指标——Q 指标。这个指标是由岩体质量指标、节理密度、节理系数、节理面粗糙度系数、节理蚀变系数、节理含水折减系数、地应力影响折减系数来确定，根据这个 Q 值和给出的参考表，可以设计出合理的支护结构。

RMR 法 Z. T. Bieniawski (1974) 在考虑岩体材料单轴抗压强度、岩体质量指标、不连续面间距、走向与倾角、不连续性条件、地下水条件的基础上发展了岩体力学等级理论，通过对岩体上述的 6 个指标进行打分，最后根据得出的总分对岩体分类，依据岩体类别类比其他工程实际设计支护参数。

3) 数值法设计

随着计算机的广泛应用而发展起来的现代计算力学数值方法，在地下工程领域正显示出越来越大的生命力。与大型物理模型实验和现场实验相比，数值

分析法具有快速、便捷、费用低、可以模拟岩体特性和构造特点以及施工过程、可以重复计算、易于改变参数等特点。

1.2.3 隧道围岩稳定性分析方法概述

1) 力学分析方法

从 19 世纪人类对松散地层(主要是土层)围岩稳定和围岩压力理论进行研究开始到现在, 围岩压力理论主要经历了古典压力理论、散体压力理论及现在广泛应用的弹性力学理论、塑性力学理论。实际工程中, 隧道开挖后由于卸荷作用使围岩应力进行重分布, 并出现应力集中。如果围岩应力处处小于岩体弹性极限强度, 这时围岩处于弹性状态。反之, 围岩将部分进入塑性状态, 但局部区域进入塑性状态并不意味着围岩将发生坍落或失稳, 因而研究围岩稳定就不能不考虑塑性问题。芬纳(Fenner)-塔罗勃(TalobreJ)和卡斯特奈(KasterH)等给出了围岩的弹塑性应力图形。随着半解析元法以有限厚条法的形式提出, 林银飞、郑颖人¹⁾将有限厚条法和弹塑性分析结合在一起, 提出了弹塑性有限厚条法, 采用大单元内划分小网格的方法判断塑性区范围, 在弹性区及塑性区内采用统一的解析函数级数, 以修正刚度增量法为迭代方法, 推导出了塑性系数矩阵及塑性刚度矩阵。并将其应用于地下工程三维弹塑性围岩稳定性分析中。

对于深埋隧道, 因其埋深大, 围岩大都表现出强烈的流变特性, 而软弱围岩, 其本身就具有明显的流变特性。因此, 流变理论逐渐被引用到围岩稳定性分析的研究中. 朱素平等^[1]提出了以对数函数描述岩石蠕变的粘弹性模型进行围岩稳定性的力学分析。日本学者西原在岩石流变试验资料的基础上, 建立了能反映岩石弹-粘弹-粘塑性特性的西原模型。在此基础上, 同济大学孙钧^[4]通过对围岩-支护系统受力机理的充分阐述, 得出了西原模型在隧道围岩-支护系统中的有限元解. 并对层状节理围岩、含软弱断层、破碎带的围岩分别提出了两个 Bingham 串联模型和四元件的粘弹塑性模型。

1958 年前苏联学者 Kachanov 在研究蠕变断裂时首先提出了损伤的概念, 后经法国学者 Lemaître 与 Chaboche(1977)、美国学者 Krafcinova(1981)等人利用连续介质力学方法, 根据不可逆热力学原理, 建立了“损伤力学”这一学科后, 国内外许多学者将其应用于节理岩体的力学分析中。如日本学者 Kawamoto 及国内学者孙钧、李术才等。学者李术才采用损伤力学方法得到的加锚节理裂隙岩体的本构关系及其损伤演化方程来评价此类岩体的稳定性和变形行为。

长期以来,工程界一般按二维平面应变问题来模拟隧道的开挖效应。但实际上,在掘进面之后距其大约 2-3 倍洞径或洞跨的范围内,围岩体变形的发展和应力重分布都将受到掘进面本身的制约。因此,工程师们越来越注重掘进面附近范围内隧道三维空间效应(包括掘进面推进时效)的研究。我国同济大学孙钧及朱合华等对此作了大量的数值模拟和现场实测研究工作,认为隧道掘进面的空间几何效应在洞轴纵断面方向上表现为“半圆穹”约束,在洞室横断面方向上则表现为“环形”约束。用“位移释放系数”来反映掘进面对围岩的空间约束程度,提出了广义虚拟支撑力法,并成功地将其应用于隧道围岩稳定性分析中^[12]。

2) 隧道围岩岩体工程力学行为及其变形和破坏机理在主、客观两方面,相当程度上都是随机、模糊的,也就是不确定的;且由于获取信息与数据方面的限制或不完全、不充分,它又是不知晓的。因此,尽管力学仍然是求解工程问题必要和不可或缺的手段,但它已不是唯一的手段。神经网络、遗传算法等人工智能学科的兴起,为解决这类不确定和不知晓的工程问题提供了强有力的理论基础。国内外不少学者正是利用这一理论基础,提出了围岩稳定性分析的新方法^[13]。

3) 围岩分类法

在实际工程的计算与设计中,因围岩分类法简单、明了而被广泛使用。围岩稳定性分类方法,主要有 Stini 法、Franklin 法、Bieniawski 的 RMR 法和 Barton 等人的 Q 法,以及 Arild, Palmstrom 于 1995 年提出的 RMI(Rock Mass Index)法。但此分类方法中包含参数较多,而有些参数难以准确测定,加之岩体工程力学行为及其变形、破坏机理的不确定性和不知晓性。对此情况,不少学者采用模糊数学的方法加以处理,加以解决。

4) 反分析法

自奥地利地质学家拉布西维兹提出以充分发挥围岩自承能力为基本原理,以锚喷支护及复合柔性衬砌为主要特征的新奥法以来,改变了过去设计与施工的一些传统思路。它依据现场监控量测结果和信息反馈来指导施工和设计。因此,以现场监控信息为依据,通过反演计算围岩物理力学参数来评价隧道围岩稳定性的反演分析方法日趋完善。

1.2.4 国内外隧道围岩稳定性研究的新趋势

围岩稳定性研究虽已取得重大进步,但针对围岩岩体本构关系的非线性,

性状的非连续、非均质性，边界条件的不确定性以及应力条件在空间、时间上的多变性等特性，国学者不断地探索了各种不同的研究方法与手段，以更准确与真实地反映围岩的稳定性。

1) 数值分析方法的耦合应用

鉴于围岩岩体的非连续性和多变性，单纯应用一种数值分析方法有时不能完全满足计算要求。为了尽量表现岩体的工程特性和分析结果的准确性，许多学者在研究围岩稳定性的过程中，越来越多地应用各种数值计算方法的耦合进行分析。如有限元与边界元的耦合，离散元与边界元的耦合以至有限元、边界元及离散元三者的耦合。通过耦合，充分发挥不同数值分析方法的优点和克服各自的缺点，以提高计算速度和精度。

2) 块体理论的发展

围岩岩体除极完整和极破碎外，一般情况下将被结构面自身及工程开挖面共同切割成随机分布的个别块体和群体。块体理论认为，在开挖面上揭露的块体可分为不稳定的危险块体和稳定块体，另外，在这些块体中，存在影响围岩稳定的“关键块体”。块体理论就是针对个性各异岩体中具有切割体(结构面)这一共性，根据集合论拓朴学原理，运用矢量分析和全空间赤平投影图形方法，构造出可能有的一切块体类型，进而将这些块体和开挖面的关系分为稳定块体、潜在关键块体、关键块体和不可移动块体，确定了关键块体后就可进行稳定性分析和支护设计。

3) 非确定性位移反分析法的发展

针对围岩岩体工程力学行为以及它的变形和破坏机理的不确定性，许多专家开始探讨非确定性反分析技术。如重庆交通科研设计院的蒋树屏将最优控制理论的卡尔曼滤波器(Kalman filter)用来进行隧道围岩稳定性的反分析，首次提出了卡尔曼非确定性反分析法^[14]。

4) 新奥法监控量测技术的发展

由于隧道工程围岩状况的复杂多变以及理论上的不完善，目前实际工程中施工前设计主要是依靠地堪资料与工程类比法进行，在实际施工过程中经常会由于工程地质、水文地质及施工方法等的变化，原设计不尽合理。因此，在施工过程中，通过监控量测，对围岩稳定性做出判断，并及时调整设计，已越来越多地被隧道工程界采用。

1.3 主要研究目的、内容和技术手段

本论文主要是通过对隧道围岩的应变（应力）变化的测试，结合数值计算，找出隧道稳定性与隧道围岩应变（应力）之间的规律，从而为隧道围岩稳定性的判定提出一条新的思路。

本论文拟结合沪蓉高速公路湖北西殷家岩隧道（双联拱）的监测监控及信息化施工方面课题展开研究。主要包括一下内容：

1) 隧道稳定性的数值计算与模拟

通过运用通用有限元计算软件 ANSYS 对殷家岩隧道施工过程进行建模计算，重点模拟开挖后隧道围岩内部的内力重分布情况以及隧道稳定后的洞周最大收敛位移，并且通过计算得出开挖后隧道围岩中最危险的部位。

2) 现场围岩内力变化的测试试验

在隧道施工过程中，遵照数值模拟中的最危险部位，埋设光纤光栅应变传感器。并且在隧道开挖的一段时期内，通过埋设的光纤光栅传感器对隧道围岩的应变进行观测。

3) 围岩位移求解

利用弹性力学的有关知识，对现场试验的测试数据进行分析处理，反演出隧道洞周收敛位移值，并根据有关规范判断隧道的稳定性。

本课题研究的意义可以体现在如下方面：

通过对殷家岩隧道的监控和稳定性分析，可以预防施工过程中工程事故，判断合理的支护时间以及对隧道支护进行优化设计，保证该隧道工程按时、优质地建成。

通过利用围岩应变测试来判断围岩稳定性方法的尝试，克服用收敛计测试围岩收敛位移判断法带来的操作复杂、妨碍施工、误差过大等缺点，为隧道稳定性判定提出了一个新的思路。

将先进的光纤光栅传感器用于隧道的监测监控，并为同类型隧道的施工监测监控提供借鉴。

本文将围绕上述的内容展开研究，全文总共分 6 章：

第 1 章，主要介绍我国公路隧道的发展现状，新奥法施工的主要思想及其通过监测监控掌握围岩稳定性的重要性和必要性。

第 2 章，主要对隧道围岩稳定性从理论上进行分析，重点分析隧道围岩力

学特征及稳定性的判别依据。

第3章，对本课题所涉及的殷家岩隧道建立有限元模型，进行有限元分析，探讨隧道开挖过程中，最容易发生变形破坏（失稳）的部位，为选择最佳的监测监控位移测试点作参考。

第4章，主要介绍光纤光栅传感器及其在殷家岩隧道围岩应变测试中的应用。并利用有关弹性力学理论，探讨通过围岩应变反演隧道洞周收敛位移的方法。

第5章，主要利用灰色理论预测隧道洞周最终收敛位移，根据规范判断隧道围岩的稳定性。

第6章，论文结论，并展望需进一步研究的内容。

第2章 隧道结构的力学特征及稳定性原理

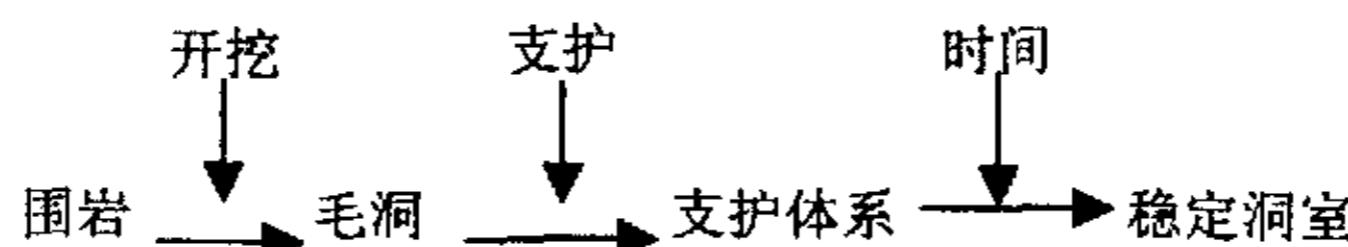
2.1 概论

2.1.1 隧道结构体系及其形成

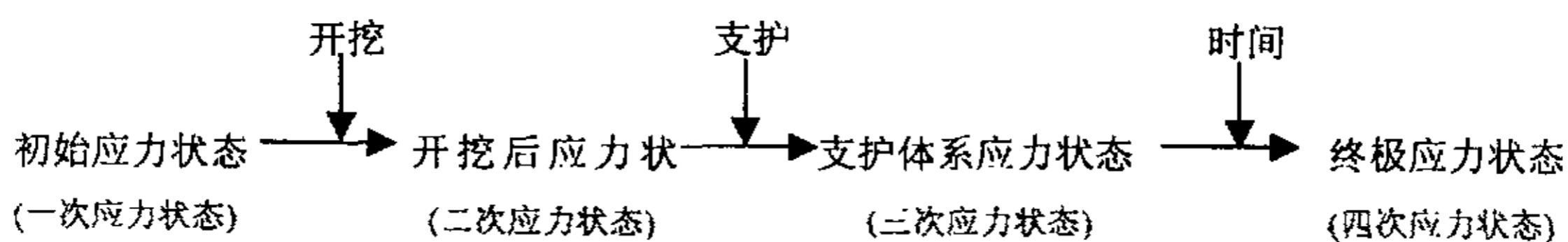
隧道是处在各种地质环境中的地下结构物，其所处的环境条件与地面工程完全不同。因此，它必将受到周围地质环境的强烈影响。这里所谓的地质环境包括：地质体的形成及其经历；初始地应力场（包括构造应力场在内）；各种地质体的物理、力学、构造和时间特性及其分类等等。科学地认识地质环境对隧道等地下结构体系的影响，是正确进行结构设计和施工的前提。总的说来，这个结构体系是由周围地质体和各种支护结构构成，即：

$$\text{隧道结构体系} = \text{周围地质体} + \text{支护结构}^{[15]}$$

它的形成则是通过一定的施工过程或者说是一般的力学过程来实现的。这个过程大体上可作如下表达：



与之相适应地力学过程如下所示：



可以看到，隧道结构的形成是一个力学特性不断改变的动态过程。这个过程成为设计和施工的主要内容和理论基础。

2.1.2 隧道结构中荷载、结构、材料的不可分割性

隧道工程像地面工程一样，也是一个结构体系。以水塔为例（图 2—1a），它是由结构及基础构成，承受着风荷载、水压力等外荷载；而地下结构（图 2—1b）则是围岩和支护结构组成的结构体系，荷载主要来自围岩，而这种结构体系的主要材料是由绝大部分的围岩构成的，混凝土及其他支护材料只占很小部分。

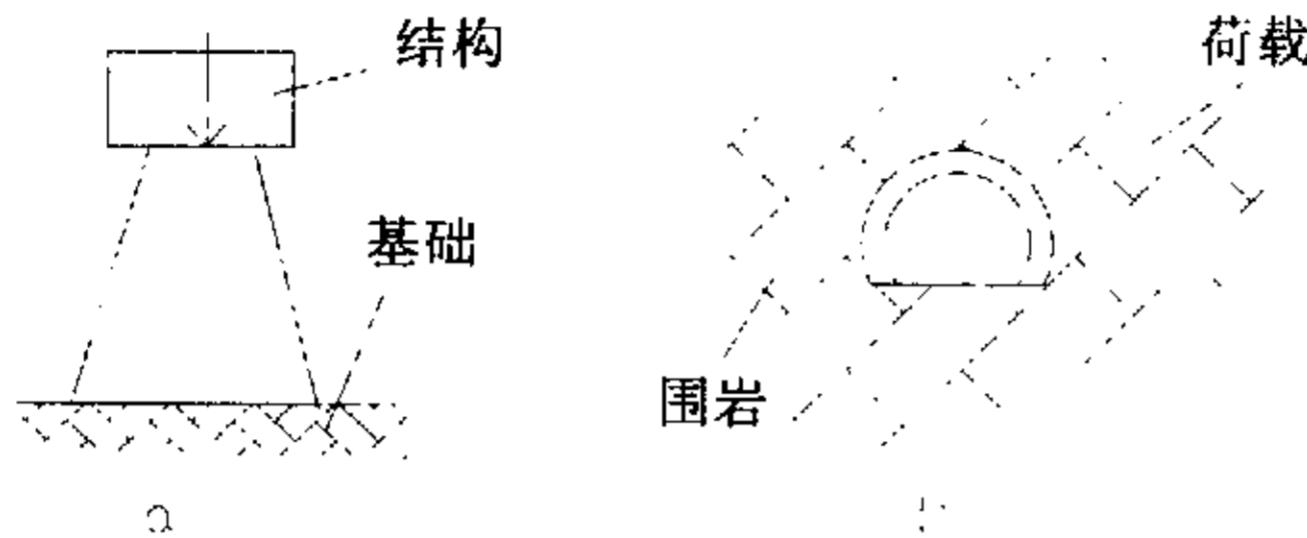


图 2—1 结构体系概念图示
a)地面结构;b)地下隧道结构

因此，围岩既是承载结构的一个重要组成部分，也是构成承载结构的基本建筑材料，它既是承受一定荷载的结构体，又是造成荷载的主要来源，这种三位一体（荷载、材料、承载单元）一体的特征与地面工程是完全不同的。

从这一结构特征出发，研究隧道的稳定性就必须从研究围岩入手。围岩的承载条件是不断变化的，在开挖隧道之前，它处在三维应力状态条件下，围岩具有较高的承载能力；在开挖过程中，承载条件发生了改变，从三维应力状态变成了二维应力状态，使围岩的承载能力有了显著的降低。其次，开挖过后，围岩发生松弛、变形，而使其性质变异（强度降低，粘结力或者摩擦角变小），从而降低了它的承载能力。当施加支护措施后，改善了围岩的承载条件，围岩的承载能力又有所提高。

围岩既然是主要的承载单元，那么在设计中，就必须充分发挥围岩承载作用，即最大限度地利用周边围岩支护功能。从这一点出发，构筑一个长期稳定的洞室结构，虽然开挖和支护都很重要，但是要提高隧道的稳定性，提高开挖作业的质量远比支护作业重要。

2.2 隧道结构的力学特征

2.2.1 初始地应力场

隧道的地质环境从理论意义上说是指由初始地应力场、渗流场和温度场组成的一个复合场，但从实用角度讲主要指初始地应力场。

隧道工程一个重要的力学特征就是：隧道是修筑在具有一定应力履历和一定应力场的围岩中的结构物。并且这种初始地应力在隧道开挖之前是客观存在的。它的形成与围岩构造、性质、埋藏条件以及构造运动的历史有密切关系。需要指出的是，围岩的初始地应力状态与施工引起的附加应力状态是不同的，它对隧道开挖后围岩应力分布、变形和破坏有着重要的影响。

围岩的初始应力状态一般受到两类因素的影响：

第一类因素有重力、温度、围岩的物理力学性质及构造地形等经常性的因素。

第二类因素有地壳运动、地下水活动、人类的长期活动等暂时性的或局部性的因素。

因此，初始地应力由两种力系构成，即^[16]

$$\sigma = \sigma_y + \sigma_T \quad (2-1)$$

式中 σ_y ——自重应力分量；

σ_T ——构造应力分量。

在上述的因素中，目前主要研究的是由围岩的体力或重力形成的应力场，其他因素只认为是改变了由重力造成的初始地应力场。一般说来，重力应力场的估计可以采用连续介质力学的方法，它的可靠性则决定对岩石的物理力学性质及围岩的构造——力学性质的研究，其误差比较大。而其他的因素造成的初始地应力场，主要是用试验（现场测试）方法完成的。

1、重力应立场

假设围岩地层是一个地面平坦、水平成层的线性变形介质。如图 2-2 所示，在 xy 面内是均质的，沿 y 轴方向是非均质的。

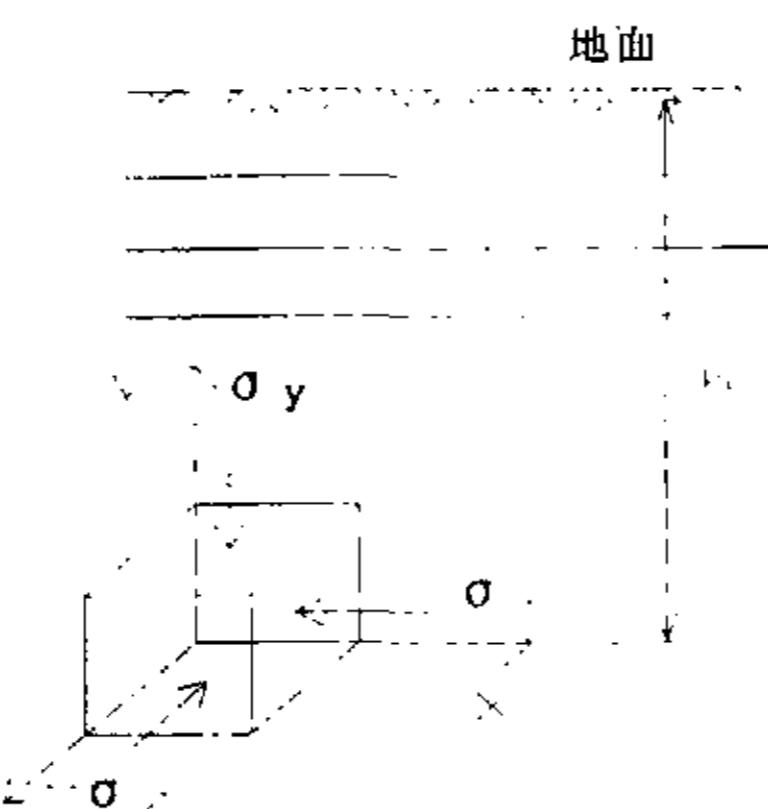


图 2—2 地表水平时的自重应力场

设 E 、 μ 分别为沿垂直方向的围岩弹性模量和泊松比， E_1 、 μ_1 为沿水平方向的围岩弹性模量和泊松比，则因为围岩的变形性质沿深度而变，故有

$$E = E(y), \mu = \mu(y), E_1 = E_1(y), \mu_1 = \mu_1(y) \quad (2-2)$$

同时，单位体积重也认为是沿深度而变，即 $\gamma = \gamma(y)$ 。这样，距表面深 h 处某一点的应力状态为：

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \int_0^h \gamma(y) dy \\ \sigma_x &= \sigma_x(y) \\ \sigma_z &= \sigma_z(y) \\ \tau_{xy} &= \tau_{xz} = \tau_{yz} \end{aligned} \quad (2-3)$$

但是处于静力平衡状态的围岩内，沿水平方向的变形等于零，故

$$\sigma_x = \sigma_z = \frac{E}{E_1} \times \frac{\mu_1}{1 - \mu_1} \sigma_y \quad (2-4)$$

假设围岩为一个连续匀质介质，则 $E=E_1=\text{常数}$ ， $\mu=\mu_1=\text{常数}$ ，就得到公式

$$\sigma_x = \sigma_z = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_y \quad (2-5)$$

设 $\lambda = \mu/(1 - \mu)$ ，则式 2—5 可以改写为

$$\sigma_x = \sigma_z = \lambda \sigma_y \quad (2-6)$$

λ 被称为侧压力系数。显然，当垂直应力已知时，水平应力的大小决定于

围岩的泊松比。

深度对初始地应力有着重大的影响。随着深度的增加， σ_y 和 $\sigma_x(\sigma_z)$ 增加到一定值后，各向受力的围岩处于隐塑性状态。在这种状态下，围岩物理性质指标(E 和 μ)是变化的，值也是变化的，并随着深度的增加， λ 值趋于1，即与静水压力相似，此时围岩接近流动状态。

由此可见，围岩的初始地应力场是随深度而变的，其应力状态可视围岩的不同，分别处于弹性、隐塑性及流动三种状态。围岩的隐塑性状态在坚硬围岩中约在距地面10km以下，也有可能在浅处产生，如在岩石临界强度低(如泥岩)的地段。

当然，上述的应力场是理论的。实际上，由于地壳运动，岩层会产生各种变态，如变成各种倾斜状、弯曲的等等，这种情况下，围岩的初始地应力会有变化。比如在背斜的情况下，由于岩层成拱状分布，使上覆岩层重量向两翼传递，而直接处在背斜轴下面的岩层则受到较小的应力(如图2-3所示)。大量的实测资料表明，地质构造形态改变了重力应力场的初始状态^[17]。

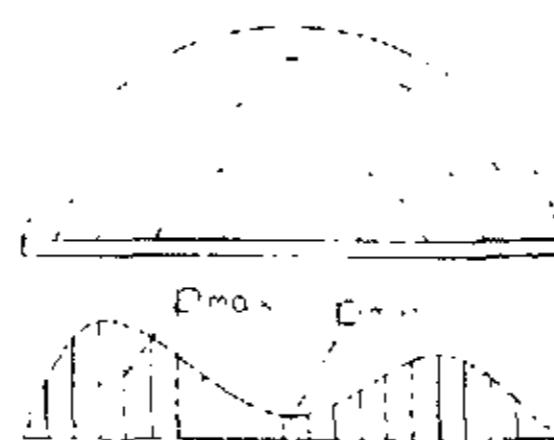


图2-3 背斜构造的自重应力场

2、构造应力场

地质力学认为：地壳各处发生的一切构造变形与断裂都是地应力作用的结果。因而地质力学就把构造体系和构造形式在形成中的应力状态称之为构造应力场，它是动态的。

由于构造应力场的不确定性，很难用函数形式来表达。它在整个初始地应力场中的作用只能通过某些量测数据加以分析。

目前，在构造应力场方面已经取得的研究成果表明^{[18][19]}：

1) 地质构造形态不仅改变了重力应力场，而且除了以各种构造形态获得释放外，还可以多种形式积蓄在围岩中，这种残余构造应力对隧道工程产生重大

影响。

2) 构造应力场在不深的地方已经普遍存在, 而且最大构造应力的方向多近似为水平, 其值常常大于重力应力场中的水平应力分量, 甚至大于垂直应力分量。从我国现阶段积累起来的浅层(埋深小于500m)实测资料看, λ 小于0.8者约占27.5%; 在0.8-1.25之间者约占42.3%; 大于1.25者约占30.2%。

3) 构造应力场很不均匀, 其力学参数无论在空间上还是时间上都有很大的变化, 特别是它的主应力轴的方向上绝对值变化很大。

假设近似地确定了水平构造应力 T_H (也即 $\sigma_{xT} = T_H$), 其应力场可初步作如下分析描述(如图2-4所示)。

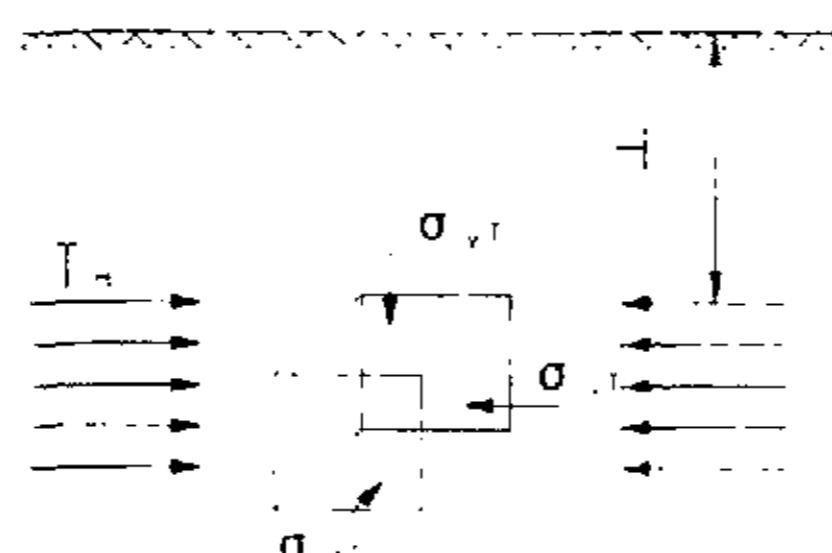


图2-4 水平构造应力示意图

设在深H的围岩内某一点作用有水平构造应力 T_H , 则在微分体的最大主应力 σ_{xT} 可以近似为等于 T_H :

$$\sigma_{xT} = T_H \quad (2-7)$$

由于水平构造应力在另外两个方向产生不同的岩石变形, 所以

$$\sigma_{yT} = \chi T_H \quad (2-8)$$

$$\sigma_{zT} = \varphi T_H$$

系数 χ 、 φ 分别为构造应力场水平和垂直方向的扩张系数。

2.2.2 毛洞的围岩力学状态

隧道工程中发生的一切力学现象, 如应力重分布、断面收敛、坑道失稳等, 都是一个连续、统一的力学过程产物, 它始终与时间、施工技术息息相关。而严格地说隧道工程只有开挖和支护两道工序。开挖之后的隧道周边围岩的应力

状态即为二次应力状态。

首先，为研究毛洞围岩的弹性二次应力模型，作以下几点假定^[20]：

- 1) 围岩为均质的、各向同性的连续介质；
- 2) 只考虑自重造成的初始地应力场；
- 3) 隧道的形状为圆形的；
- 4) 隧道位于一定深度，简化为无限体中的孔洞问题。

基于以上的假定，设初始地应力场中 $\lambda = \sigma_x / \sigma_y$ ，其力学模型如图 2-5 所示。

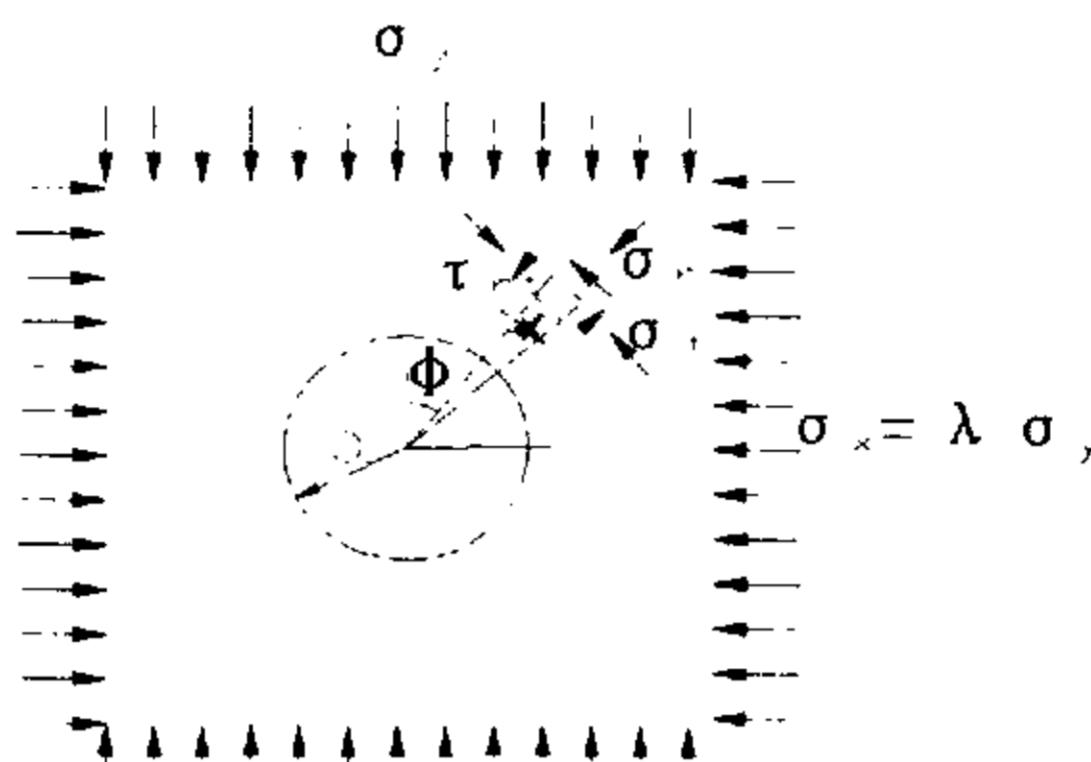


图 2-5 毛洞力学模型图

假设圆形隧道的半径为 a ，其二次应力状态可以近似的表示为

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{\sigma_y}{2} [(1 - \alpha^2)(1 + \lambda) + (1 - 4\alpha^2 + 3\alpha^4)(1 - \lambda) \cos 2\phi] \\ \sigma_t &= \frac{\sigma_y}{2} [(1 + \alpha^2)(1 + \lambda) - (1 + 3\alpha^4)(1 - \lambda) \cos 2\phi] \\ \tau_n &= \frac{\sigma_y}{2} (1 - \lambda)(1 + 2\alpha^2 - 3\alpha^4) \sin 2\phi\end{aligned}\quad (2-9)$$

式中： $\alpha = a/r$ ，当 $r=a$ 时，表示在隧道周边上；

σ_r ——径向应力；

σ_t ——切向应力；

τ_n ——剪应力。

当式 2-9 中 $r=a$ ，即 $\alpha=1$ 的应力状态也就是圆形隧道周边的应力状态。则式 2-9 即为

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_t = \sigma_y [(1 - 2 \cos 2\phi) + \lambda(1 + 2 \cos 2\phi)] \quad (2-10)$$

即沿开挖隧道的周边只存在切向应力 σ_t , 径向应力为 0。也就是说开挖使该部分的围岩从三向应力状态变成二向应力状态, 而且沿隧道周边的应力值及其分布主要取决于 λ 值。

2.2.3 支护后围岩的应力状态

隧道施加初期支护后, 从理论上可以把它抽象为相当于在隧道周边施加一阻止隧道围岩变形的阻力, 在这个支护阻力的作用下, 改变了围岩开挖后的二次应力状态。

假定在弹性应力状态下, 一个圆形隧道周边的支护阻力为 p_a , 其力学模型如图 2-6 所示。

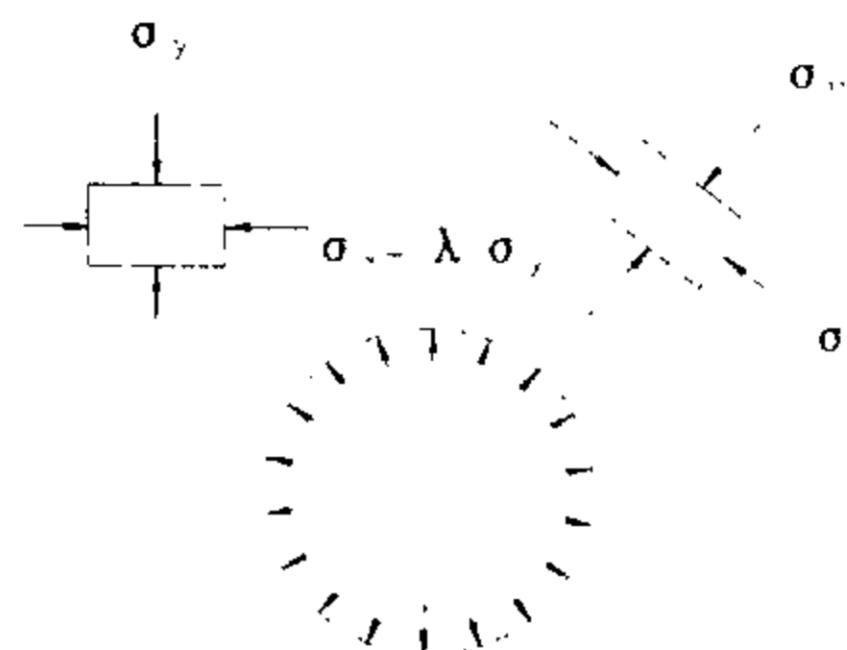


图 2-6 支护后围岩力学模型图

假设周边应力由 σ_r 、 σ_t 两部分构成。则根据式 2-9 有

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\sigma_y}{2} [(1 - \alpha^2)(1 + \lambda) + (1 - 4\alpha^2 + 3\alpha^4)(1 - \lambda)\cos 2\phi] + p_a\alpha \\ \sigma_t &= \frac{\sigma_y}{2} [(1 + \alpha^2)(1 + \lambda) - (1 + 3\alpha^4)(1 - \lambda)\cos 2\phi] - p_a\alpha \end{aligned} \quad (2-11)$$

如果 $r=a$, 即 $\alpha=1$, 有

$$\begin{aligned} \sigma_r &= p_a \\ \sigma_t &= \sigma_y [(1 - 2 \cos 2\phi) + \lambda(1 + 2 \cos 2\phi)] - p_a \end{aligned} \quad (2-12)$$

由此可见, 支护阻力的存在使周边的径向应力增大, 而使切向应力减小。

实质上是使直接靠近隧道周边的围岩的应力状态由二向受力变成了三向受力，因而提高了围岩的承载能力，实际上也就是提高了围岩的自支护能力]^[21]。

2.3 隧道结构的稳定性判定原理

2.3.1 隧道稳定性判定的意义与原则

隧道新奥法设计与施工的精髓就是充分利用隧道围岩的自承能力，也即选择围岩趋于稳定（围岩位移收敛时刻）时进行支护，从而使支护结构承受最小压力。这种思想可以用地层特征曲线来解释。

图 2—7 表示地层特征曲线，图中隧道周边围岩及支护体系所受压力为纵坐标，径向位移为横坐标^[22]。

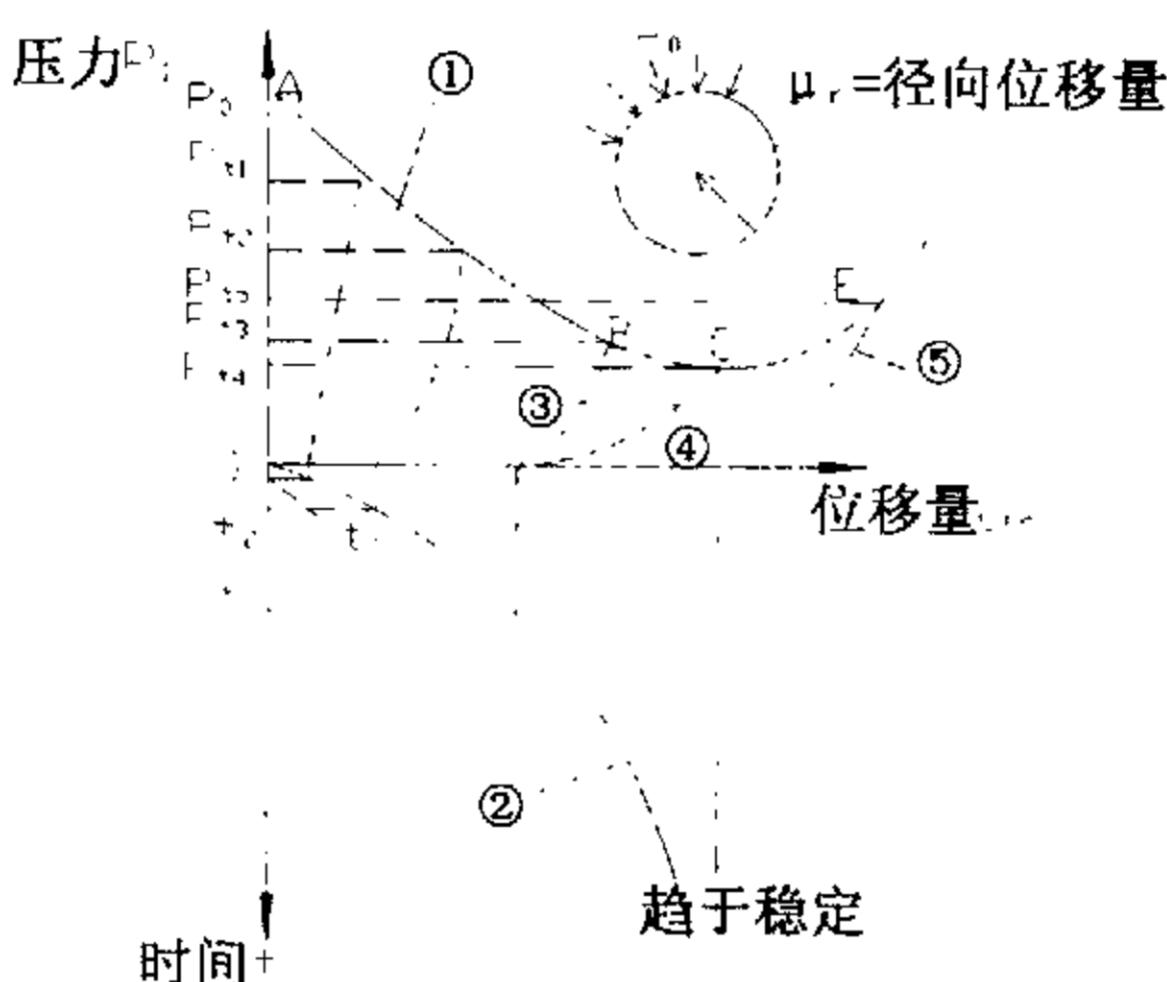


图 2—7 围岩特征曲线

曲线①代表洞室侧壁径向位移 U_r 与侧壁径向压力 P 的关系曲线。在时间 t_0 时，隧道周边围岩内压力 P_0 为初始压力，此时径向位移 μ 是零。实际上，支护体不可能控制围岩完全不产生松动变形，也不可能使压力不发生变化。当产生一个开挖面，围岩因开挖产生向开挖面的位移， P_0 值开始减小。围岩特征曲线中 AB 为纯弹性部分。“B”到“C”，围岩开始屈服，但是在“弧拱”的作用下，围岩仍能承担一定的荷载。从“C”以后，围岩开始“松动”，不能承担任何荷载^[23]。在时间 t_1 ，当支护体抑制围岩变形时，其支撑压力为 P_{t1} 。若该支护体在 t_2 时间支护时，相应的支护荷载为 P_{t2} 。由此可见， P_2 小于 P_{t1} 。就设计的经济来

说，应将支护时间控制在 t_3 或在围岩开始松动的时间区间，此时，支护围岩所需要的支撑力为维护开挖面稳定的最小压力 P_{t3} 。

图 2-7 中，曲线④是支护反力 P_i 与洞壁径向位移 U_r 的关系曲线。随着洞壁径向位移的增加，支护反力也随之增加。曲线④与曲线①的交点 C 表示支护反力与围岩作用力相平衡，洞壁位移不再发展。此时支护受到的平衡地压力为 P_4 。曲线③采用的支护刚度过大，交点为 B，支护所受的平衡地压力为 P_3 。曲线⑤支护时间过晚，交点为 E，此时支护将要承受较大的松弛地压力 P_5 。图中曲线②是洞壁位移 U_r 随时间变化的曲线。

从图 2-7 可以清楚的看到，选择一个合适的支护时间 (t_3) 和选择合适强度的支护体系 (曲线④) 对减少支护体系与围岩之间的残余压力是非常有效的。这也就是隧道施工过程中进行稳定性控制的重要原因^{[24][25]}。

2.3.2 隧道稳定性位移判别

从理论上讲，找到围岩特征曲线与支护特征曲线的交会点，得出支护与围岩保持平衡时的位移和支护抗力，将其与允许位移和支护的极限承载力相比较，即可得知该支护体系的安全状况。

但是，岩体性质的复杂性（非匀质性、不连续性、各向异性、非线形、时间相关性）等和岩体构造的复杂性（节理、裂隙、断层等）使得难以很科学的确定其围岩特征曲线和支护特征曲线。

由此可见，结构位移的发生和发展是该结构力学行为动态的综合反映。隧道是隐蔽工程，只能看到支护结构的内表面，从近距离处才能看到隧道内表面的细裂缝，难以观察到破坏的全貌。而内表面位移则可通过专门测量仪器测得。不管隧道的作用机理如何复杂，其经受各种作用后的反应可以用周边位移体现出来。通过用周边位移观测以了解隧道的力学动态是比较直观也易于实施的办法，隧道的稳定性也应该从周边位移变化和发展得到体现。

实际上，以锚喷初期支护为主要技术背景的“新奥法”的推行，提供了在隧道开挖和支护过程中，及时对围岩及支护结构变形进行监测，并通过这种监测对围岩稳定性作出判断的可能性。用位移判别隧道的稳定性，就是从隧道出现的各种极限状态入手，找出在某种极限状态下各控制点的位移，即所谓极限位移，作为稳定性判据。

隧道稳定性位移判别，可根据隧道施工实测位移 u 与隧道极限位移 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。除此之外，还应结合现场观测和位移发展变化规律，进一步依据下述几项作出判别：既隧道开挖掌子面状态、支护状态观测结果、位移速率和位移速率的变化率。

隧道失稳的经验先兆主要有：局部块石坍塌或层状劈裂，喷层的大量开裂；累计位移量已达极限位移的 $2/3$ ，且仍未出现收敛减缓的迹象；每日的位移量超过极限位移的 10% ；洞室变形有异常加速，即在无施工干扰时的变形速率加大等等。

围岩和初期支护基本稳定的条件主要有：位移速率有明显减缓趋势；已产生的位移量已占总位移量的 80% 以上；水平净空变化（拱脚附近）小于 $0.2\text{mm}/d^{[26][27]}$

第3章 双联拱隧道稳定性的数值模拟

随着科学技术的不断进步，解决隧道工程问题的数值模拟理论和方法发展迅速。由于各种数值方法的不断成功应用，深化了人们对许多隧道工程地质现象的理解，并有力地推动了隧道工程学科的定量化进程。

3.1 概论

数值方法的突出优点是能较好地考虑诸如介质的各向异性、非均质特性及其随时间变化、复杂边界条件和介质不连续性等复杂地质条件。高速电子计算机的广泛使用，解决了冗繁的数值运算问题，因而数值方法日益广泛地应用在隧道工程地质问题分析地各个方面。

3.1.1 隧道工程数值模拟的主要方法

隧道工程设计常用的数值分析方法有：有限元法(Finite Element Method, FEM)、边界元法(Boundary Element Method, BEM)、离散元法(Discrete Element Method, DEM)、块体理论(Block Theory, BT)和反演分析(Back Analysis, BA)等。其中有限元法和边界元法建立在连续介质力学的基础上，适合于小变形分析，是发展较早和较为成熟的方法，但以有限元应用更为广泛。而边界元由于仅对计算域边界进行剖分，故具有独特的优越性。离散元和块体理论则是把岩体抽象为被节理裂隙切割成分离的块体体系，再进行力学分析，适用于大变形问题，对分析裂隙岩体不失为一种强有力的方法。反演分析是逆向思维在数值分析中的具体体现，不仅单纯利用现场量测信息为数值分析提供适用的计算参数，而且可以作为工程预测分析的一种工具，为隧道信息化设计施工和专家系统的形成提供了可能性，具有良好的应用前景^[28]。

随着数值计算理论的不断进步，数值方法甚至可以通过方法本身地发展，如引入节理单元、增强非线性分析能力等手段，可分析含不连续界面和多介质的较复杂的岩土体的力学行为。但随着学科的发展和对岩土体认识的进一步深化，仅靠固体力学中常用的方法已不能满足隧道工程、岩土力学等数值分析的

要求。近几年来，新的数值分析手段也层出不穷，主要有：有限单元法中的节理单元法（joint element, JE）、不连续变形分析（discontinuous deformation analysis, DDA）、快速拉格朗日法（fast Lagrangian analysis of continua, FLAC）、块体弹簧元法（block spring method, BSM）、无网格伽辽金法（element free Galerkin method, EFGM）和数值流形法（manifold method, MM）。这些方法对解决工程实际问题都有它们各自的独到之处^{[29][30]}。

这其中，以有限元法的理论最为完善，其应用也最为广泛。

目前常用的结构分析软件有：ANSYS、3D-σ、IDEAS、MARC、PHASES、ABAQUS等。

3.1.2 影响隧道工程数值模拟的主要因素

隧道工程的数值方法是解决隧道工程问题的一种手段，它的正确与否在很大程度上取决于对工程地质条件和岩土体性质的研究，而且必须通过工程地质实践加以检验。

首先，隧道围岩的地质体是在漫长历史时期形成的复杂体系，它不仅表现在岩性的复杂多变，还表现在地质结构面的千差万别，而且这些因素随着时间和空间都在或正在不断的变化着。因此，通过理论的本构关系和计算模型来模拟这种复杂的过程与现象就不可避免地存在偏差。

再者，计算参数的选取在很大程度上决定了计算结果的精确程度。由于计算参数的随机性和不确定性，它们的选取就成了隧道工程模拟分析中的关键问题。因此，对输入参数必须进行适当的统计处理，从概率分析和可靠性分析的角度提供计算参数。

其实，无论计算方法与计算手段是多么的先进，计算结构的可靠性最终仍然取决于计算的人，取决于对工程地质条件的理解与概化。所以说，在隧道工程中，基础地质调查、工程地质条件研究、工程地质问题的定性分析并不因为先进的数值模拟方法和手段而失去作用，相反它们在隧道工程的数值模拟中显得更为重要^[31]。

3.2 隧道工程的有限元法数值模拟理论

3.2.1 计算范围的确定和离散方法

大多数地下工程涉及到无限域或者半无限域，而有限元法处理这类问题通常是在有限区域内进行离散。为了减小误差，离散区域必须有足够的范围，并尽可能保证区域外的边界条件尽可能的接近实际情况。理论分析表明，在均质弹性无限域中开挖的圆形隧道，由于荷载释放而引起的洞室周围介质的应力和位移的变化，在5倍洞径范围之外将小于1%，在3倍洞径之外约小于5%。因此，依据工程的具体要求和有限元法的离散误差以及计算误差，一般选取的计算范围沿洞径各个方向均不小于3—4倍洞径，如图3—1所示。

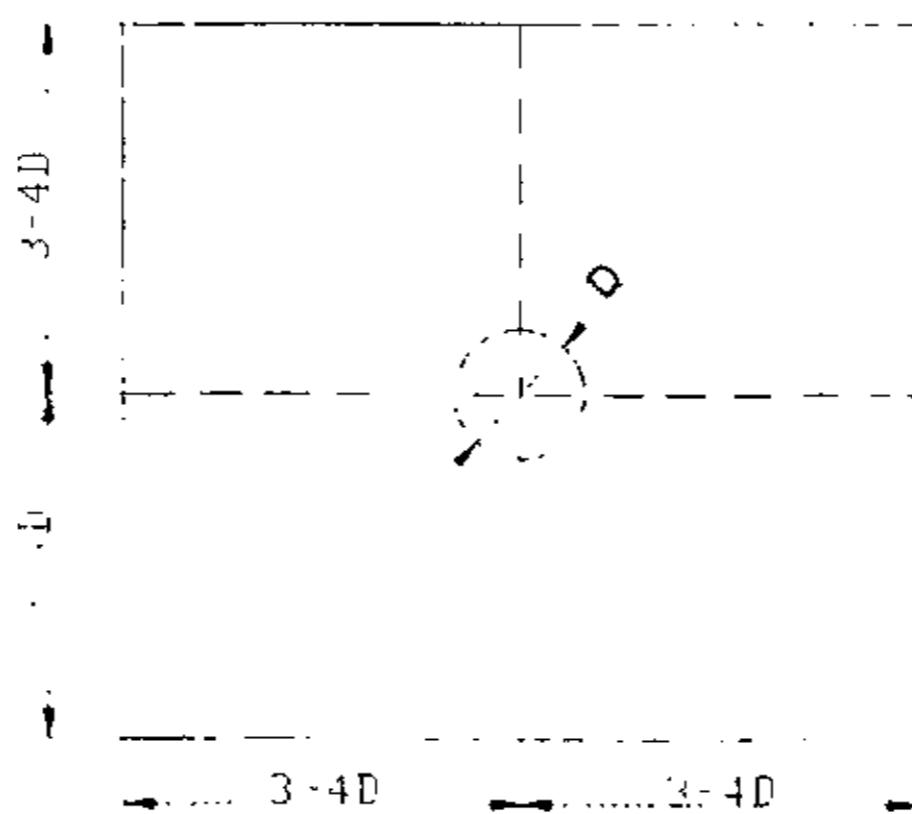


图3—1 隧道数值模拟建模范围示意图

但是计算实践表明，对于非圆形隧道或各向异性岩体中开挖的洞室而言，计算范围应适当扩大或取上限尺寸。如果只考虑自重应力场，则可以借助于无限域单元，从而免去计算范围选取的麻烦，但是在确定无限元和有限元的交接位置时仍需要考虑上述原则。

3.2.2 边界条件和初始地应力场

计算范围的外边界可采取两种处理方式：其一为位移边界条件，即假定边界点位移为零（当然也有假定为弹性支座或给定位移的）；其二是假定为力的边界条件，包括自由边界条件，也有混合边界条件，即节点的一个自由度给定位移，另一个自由度给定节点力（二维问题）。图3—2给出了几种常见的边界

条件^[32]。

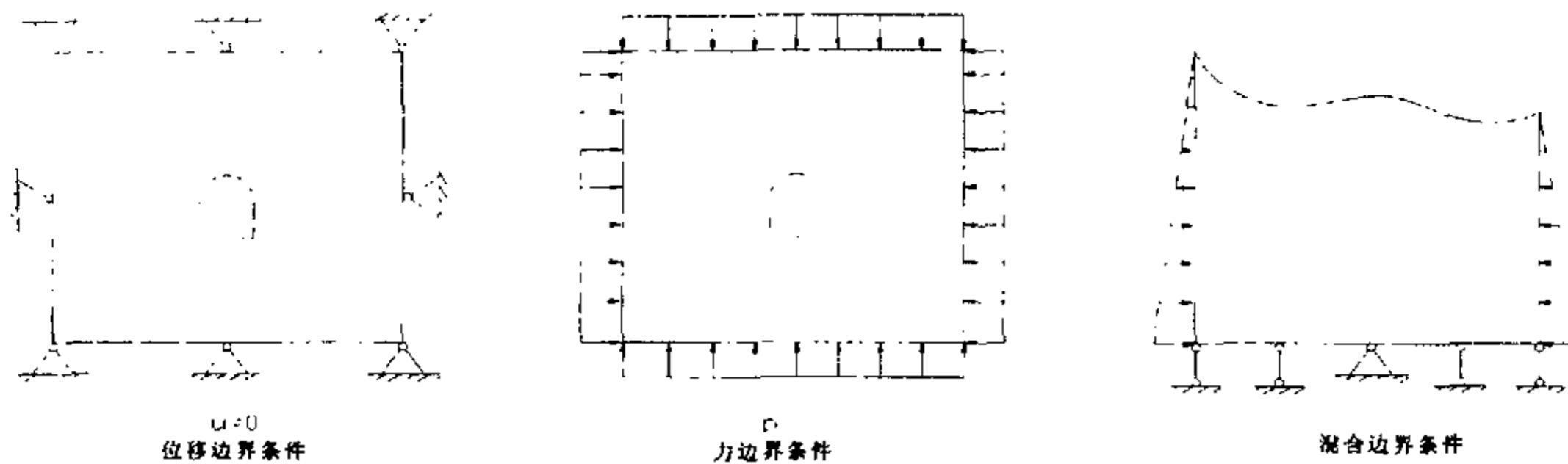


图 3-2 隧道数值模拟边界条

为了确定力边界条件，必须首先确定岩体内的初始应力场。

常用的方法是根据自重应力场及构造应力场的特点，确定比较符合计算区域地质特点的力边界条件，并利用部分量测数据进行调整和修正。

自重应力场的特点是垂直及水平方向为主应力方向，主应力均为压应力，其大小与深度有关而与水平位置及时间无关。根据大量的经验和统计结果，简化后认为：垂直地应力由岩体的自重产生，而水平的地应力则与同深度的垂直地应力成倍数（侧压系数）关系，因此知：

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \gamma H \\ \sigma_x &= \lambda \sigma_y = v \sigma_y / (1-v)\end{aligned}\quad (3-1)$$

式中： γ — 岩体的容重；

λ — 侧压力系数；

H — 岩体埋深；

v — 泊松比。

构造地应力主要与岩性分布和构造形式有关。构造地应力一般靠现场量测数据的反分析得到。

3.2.3 隧道有限元法模拟中的本构模型

1) 弹性模型^[33]

对于平面应变问题，各向同性弹性体的应力增量可以表示为

$$\{\Delta\sigma\} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{zx} \end{Bmatrix} = [D]\{\Delta\varepsilon\} = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (3-2)$$

式中：E——围岩的弹性模量；

μ ——围岩的泊松比；

[D]——弹性矩阵。

2) 非线性弹性模型

采用邓肯—张模型的假设，并认为应力—应变关系可以用双曲线关系近似描述，则在主应力 σ_3 保持不变时

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (3-3)$$

轴向应变 ε_1 和侧向应变 ε_3 之间也假设存在双曲线关系，即有

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_3}{f + d\varepsilon_3} \quad (3-4)$$

式中 a、b、f、d 均为试验确定的参数。

在不同应力状态下弹性模量的表达式为

$$E_i = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 K p_0 \left(\frac{\sigma_3}{p_0} \right)^n \quad (3-5)$$

式中： R_f ——破坏比，数值小于 1（一般在 0.75—1.0 之间）；

C、 φ ——土的内聚力和内摩擦角；

p_0 ——大气压力，一般取 100kPa；

K、n——由试验确定的参数

在不同应力状态下泊松比的表达式为

$$\mu_i = \frac{G - F \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_0} \right)}{(1 - A)^2} \quad (3-6)$$

$$A = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)d}{K p_0 \left(\frac{\sigma_3}{p_0} \right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]} \quad (3-7)$$

式中 G 、 F 、 d 为由试验确定参数。

由 E 和 μ , 即可确定该应力状态下的弹性矩阵 $[D]$ 。

3) 弹塑性模型

① 屈服准则

岩土体材料进入塑性状态的判断准则一般采用 DP (Drucker-Prager) 准则, 其表达式为

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3-8)$$

式中: I_1 —— 应力张量第一不变量;

J_2 —— 应力偏量第二不变量, 并有

$$\alpha = \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3} \sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} \quad (3-9)$$

$$k = \frac{\sqrt{3} C \cos \varphi}{\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}}$$

② 弹塑性矩阵

岩土体材料进入塑性状态后, 其弹塑性应力一应变关系的增量表达式为

$$\begin{aligned} \{d\sigma\} &= \left[[D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \right] \{d\varepsilon\} \\ &= ([D] - [D_p]) \{d\varepsilon\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \end{aligned} \quad (3-10)$$

式中: $[D]$ 、 $[D_p]$ 、 $[D_{ep}]$ —— 分别为材料的弹性矩阵、塑性矩阵和弹塑性矩阵;

A —— 与材料硬化有关的参数, 理想弹塑性状态下, $A=0$;

f —— 屈服面函数;

g —— 塑性势面函数, 采用关联流动法则时, $g=f$ 。

③ 弹塑性分析的计算过程

增量时步加载过程中, 部分岩土体进入塑性状态后, 由材料屈服引起的过量塑性应变以初应变的形式被转移, 并由整个体系中的所有单元共同负担。每一时步中, 各单元与过量塑性应变相应的初应变均以等效结点力的形式起作用,

并处理为再次计算时的结点附加荷载，据以进行迭代运算，直至时步最终计算时间，并满足给定的精度要求。

3.2.4 隧道施工过程的模拟

1、一般表达式

将一个相对完整的施工阶段称为施工步，并设每个施工步包含若干增量步，则与该施工步相应的开挖释放荷载可在所包含的增量步中逐步释放，从而真实地模拟施工工程。具体计算中，每个增量步的荷载释放量可由释放系数控制。对各施工阶段的状态，有限元分析的表达式为^[35]

$$\begin{aligned} [K]_i \{\delta\}_i &= \{\Delta F_g\}_i + \{\Delta F_p\}_i \quad (i=1,2,\dots,L) \\ [K]_i &= [K]_0 + \sum_{\lambda=1}^i [\Delta K]_\lambda \quad (i>0) \end{aligned} \quad (3-11)$$

式中： L——施工步总数；

$[K]_i$ ——第 i 施工步岩土体和结构的总刚度矩阵；

$[K]_0$ ——岩土体和结构（施工开始前存在）的初始总刚度矩阵；

$[\Delta K]_\lambda$ ——施工工程中，第 λ 施工步的岩土体和结构刚度的增量或减量，用以体现岩土体单元的挖除、填筑及结构单元的施作或拆除；

$\{\Delta F_r\}_i$ ——第 i 施工步开挖边界上的释放荷载的等效结点力；

$\{\Delta F_g\}_i$ ——第 i 施工步新增自重的等效结点力；

$\{\Delta F_p\}_i$ ——第 i 施工步增量荷载的等效结点力；

$\{\Delta \delta\}_i$ ——第 i 施工步的结点位移增量。

2、隧道开挖卸载的模拟

隧道洞室的开挖必然导致岩体开挖边界上各点的应力释放，从而引起围岩的变形和应力场的变化。目前对于隧道开挖的模拟主要有两种方法：反转应力释放法和初始应力读入法。

(1) 反转应力释放法

1) 反转应力释放法的基本思路

模拟开挖效应可以采用邓肯 (J.M.Duncan) 等人提出的“反转应力释放法”，即把沿开挖作用面上的初始地应力反向转换成等价的“释放荷载”，然后施加于开挖作用面进行有限元分析。表达式为

$$[K - \Delta K]\{\Delta \delta\} = \{\Delta P\} \quad (3-12)$$

式中: $[K]$ ——开挖之前系统的刚度矩阵;
 $[\Delta K]$ ——开挖工序中挖除部分的刚度;
 $\{\Delta P\}$ ——为开挖释放载荷的等效结点力。

2) 释放荷载的确定

释放荷载 $\{\Delta P\}$ 的确定方法是: 根据求得的开挖边界上的应力, 假设两相邻节点之间应力变化为线性分布, 从而按静力等效原则计算各节点的等效载荷。

现假设开挖线上的各点初始应力 $\{\sigma_0\}_i$ 为已知, 在计算区域离散化的情况下, 可假定开挖边界上两相邻节点之间初始应力呈线性变化, 如图 3-5 所示(假定在 $i-1 \sim i$ 及 $i \sim i+1$ 之间应力场为线性分布)。当开挖边界节点按逆时针次序排列时, 对任意开挖边界节点 i , 开挖引起的等效释放荷载为^[35]

$$\begin{aligned} p_x^i &= \frac{1}{6} [2\sigma_x^i(b_1 + b_2) + \sigma_x^{i+1}b_2 + \sigma_x^{i-1}b_1 + 2\tau_{xy}^i(a_1 + a_2) + \tau_{xy}^{i+1}a_2 + \tau_{xy}^{i-1}a_1] \\ p_y^i &= \frac{1}{6} [2\sigma_y^i(a_1 + a_2) + \sigma_y^{i+1}a_2 + \sigma_y^{i-1}a_1 + 2\tau_{xy}^i(b_1 + b_2) + \tau_{xy}^{i+1}b_2 + \tau_{xy}^{i-1}b_1] \end{aligned} \quad (3-12)$$

式中, 上标 i 、 $i-1$ 以及 $i+1$ 为开挖边界上的有限单元网格的结点号, a_1 、 a_2 、 b_1 、 b_2 等参数的意义见图 3-3。

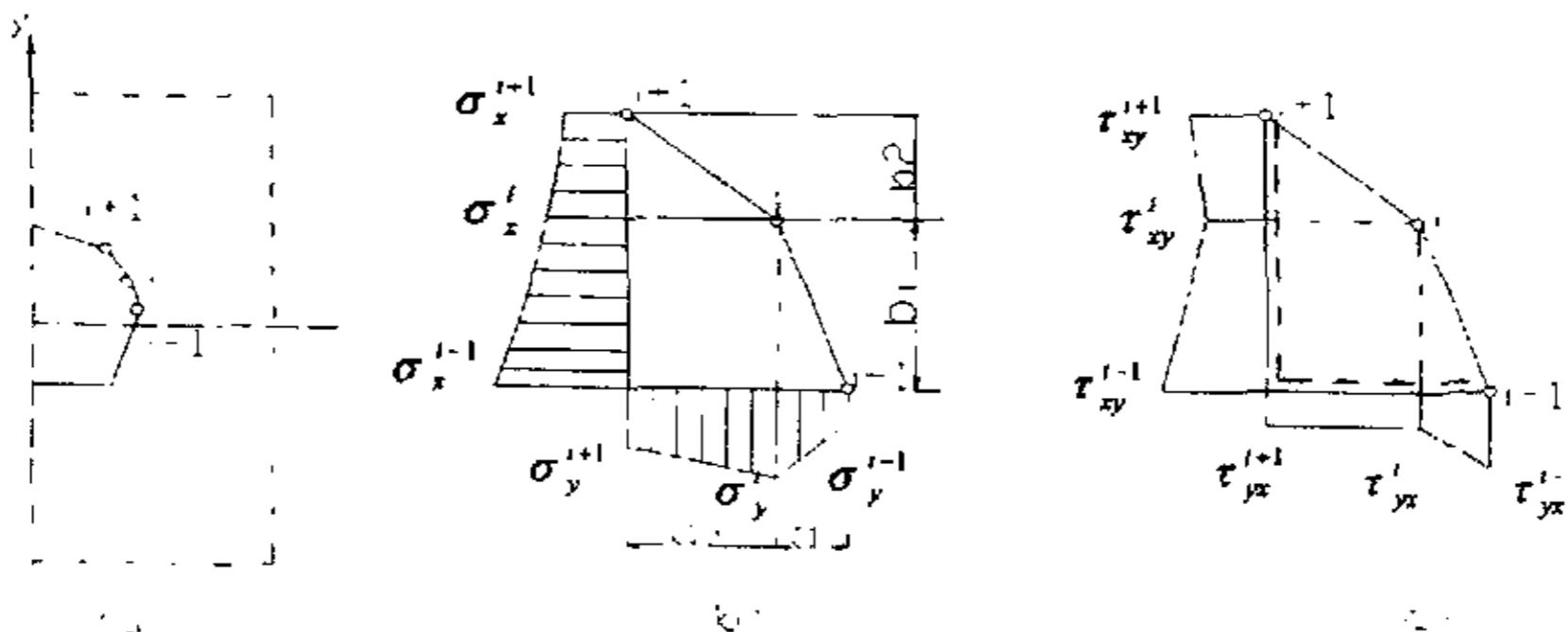


图 3-3 开挖边界线上应力及等效节点力计算图

(a) 洞形; (b) 初始正应力等效荷载; (c) 初始剪应力等效荷载

算出开挖等效节点荷载后, 反转方向施加于系统进行求解即可算得开挖引起的各节点应力增量 $\{\Delta \sigma\}$ 。考虑到存在一个初始应力场 $\{\sigma_0\}$ 的情况, 开挖后的实际应力常为初始应力场与开挖释放应力场之和, 即

$$\{\sigma\} = \{\sigma\}_0 + \{\Delta \sigma\} \quad (3-13)$$

对工程有实际意义的变形是开挖后围岩变形，故计算的位移场即实际的围岩位移。

3) “反转应力释放法”模拟开挖卸载的步骤

综上所述，可把“反转应力释放法”模拟开挖卸载的步骤归纳如下：

- I. 采用外边界加载并考虑体力计算各单元的初始应力。
- II. 导出开挖边界各节点上的初始应力，反向后根据式(3-12)将其转化为等效的释放荷载(节点力)。
- III. 固定模型边界，并令本次挖去的部分岩土体单元为空单元，即弹性模量E趋于0(或称“生死单元法”)。
- IV. 在“释放荷载”作用下，解有限元方程，从而得到模型所产生的位移和应力。这个位移就是因开挖卸载而引起的新的围岩位移。模型最终的应力场是初始应力场与开挖引起应力场叠加的结果(式3-13)^[36]。

(2) 初始应力读入法

随着电子计算机技术的飞速发展，通用有限元计算软件不断的涌现出来，使得利用计算软件读入初始应力的方法模拟隧道开挖成为可能。这种方法的主要步骤是：

- 1) 利用有限元计算软件在仅作用体力(重力)的情况下，模拟未开挖的模型，并导出各个单元的应力文件。
- 2) 读入Ⅰ步中导出的初始应力文件，将此时的应力状态作为开挖模拟的初始应力。再施加体力，“杀死”开挖的单元，进行开挖的模拟。

这种方法的优点是利用计算机技术，不用等效计算各节点的等效力，因而操作简单。但是，现实中未开挖的围岩内部具有初始地应力场，但是是没有位移场的。利用读入初始应力的方法会造成初始位移场，这个位移场是多余的。所以开挖后的各节点应力场及位移场应该为^[37]

$$\{\mu\} = \{\mu\}_{\text{计算}} - \{\mu\}_0 \quad (3-14)$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma\}_{\text{计算}}$$

3、结构施作与拆除模拟

结构施作的效应体现在整体刚度的增加及新增结构自重对计算系统的影响，其计算表达式为

$$[K + \Delta K]\{\Delta \delta\} = \{\Delta F_g^s\} \quad (3-15)$$

式中: $[K]$ ——结构施作前系统的刚度矩阵;

$[\Delta K]$ ——新增结构的刚度;

$\{\Delta F_g^s\}$ ——施作结构的等效节点荷载。

结构拆除的效应包含整体刚度的减小和支撑内力的释放的影响, 其中支撑内力的释放可通过施加一个反向内力实现, 其计算表达式为

$$[K - \Delta K]\{\Delta \delta\} = -\{\Delta F\} \quad (3-16)$$

式中: $[K]$ ——结构拆除前系统的刚度矩阵;

$[\Delta K]$ ——拆除结构的刚度;

$\{\Delta F\}$ ——拆除结构内力的等效节点力。

3.3 背景工程介绍

沪蓉高速公路湖北西殷家岩隧道位于宜昌市宜都县红花套镇渔洋村殷家岩屋东南, 为双连拱结构四车道单向行驶的高速公路隧道。隧道位于 $R=\infty$ 平曲线上, 竖曲线半径 $R=8000m$, 全长 186m(起讫桩号为 K3+576—K3+762)。设计纵坡为 +3.4% 和 -0.385% 的人字坡, 变坡点桩号为 K3+680。隧道衬砌内轮廓采用 $R=540cm$ 单心圆曲墙形式, 中隔墙二衬采用整体全环向模筑混凝土。隧道建筑界限为 9.75 m(宽) \times 5.0m(高)。隧道最大埋深为 60m, 最大开挖宽度为 25m^[38]。

殷家岩隧道通过山体属构造削蚀深切丘陵地区。根据野外调查及钻探、物探资料, 隧道区内基本上为基岩出露。局部上覆薄层残坡积碎石土, 其中基岩为白垩系中统罗镜滩组 (K_{21}) 的一套厚层—巨厚层状砾岩。残坡积层分布于山体表层, 厚度一般小于 0.5m; 强风化砾岩沿山坡地带分布, 厚度 5—10m; 弱风化砾岩在整个隧道段稳定分布, 厚度 5—10m^[39]。

本隧道围岩以 III、IV 类为主交替变化(其中III类岩 70m, IV类岩 116m)。

根据公路隧道勘查规范及设计规范有关标准, 结合岩石物理力学参数、岩体结构、结构面特征等各项定性、定量指标综合评定该隧道所处的围岩等级见表 3-1。

表 3-1 隧道围岩类别划分一览表

里程桩号	长度 (m)	围岩类别
K3+576-K3+596	20	III
K3+596-K3+645	49	IV
K3+645-K3+675	30	III
K3+675-K3+742	67	IV
K3+742-K3+762	20	III

隧道按照新奥法原则设计、施工，采用复合衬砌，以锚杆、喷射混凝土或钢筋网喷射混凝土，钢拱架为初期支护，模筑素混凝土或钢筋混凝土为二次衬砌，在初期支护和二次衬砌之间设复合防水板作为防水层。隧道采用的辅助施工措施主要有：超前长管棚、超前小钢管及加固注浆等，具体参数见表 3-2。

表 3-2 复合式衬砌支护参数一览表

衬砌类型	围岩类别	初期支护				二次衬砌	仰拱	辅助施工
		系统锚杆	钢筋网	喷射砼	钢拱架			
S0	明洞	无	无	无	无	C25 模筑混凝土厚 60cm	C25 模筑混凝土厚 50cm	无
S3	III	20MnSi ϕ 22 早强砂浆 $L=3.5m$ $\Theta=1.0m$ $\Delta=1.0m$	单层 ϕ 6 钢筋网 $20 \times 20cm$	C25 喷射混凝土 $厚 20cm$	U25 型钢拱架 $\Delta=1.0m$	C25 模筑混凝土 $厚 40cm$	C25 模筑混凝土 $厚 40cm$	超前钢管 $\phi 42$
S4	IV	20MnSi ϕ 22 早强砂浆 $L=3.0m$ $\Theta=1.2m$ $\Delta=1.2m$	单层 ϕ 6 钢筋网 $25 \times 25cm$	C25 喷射混凝土 $厚 15cm$	无	C25 模筑混凝土 $厚 40cm$	无	无

3.4 殷家岩隧道围岩稳定性 ANSYS 模拟实例

3.4.1 计算假定

本次计算选用通用有限元计算软件 ANSYS6.1，计算假定

- 所有材料为均质、连续、各向同性；

- 2) 初始应力场只考虑自重应力;
- 3) 不考虑空间效应, 按平面应变问题处理。
- 4) 不考虑变形的时效性, 即认为所有的变形一步到位^[40]。

3.4.2 单元的选用

根据分析问题的不同, ANSYS 有超过 150 多种单元可供选用。本次计算采用二维结构实体单元 PLANE82。

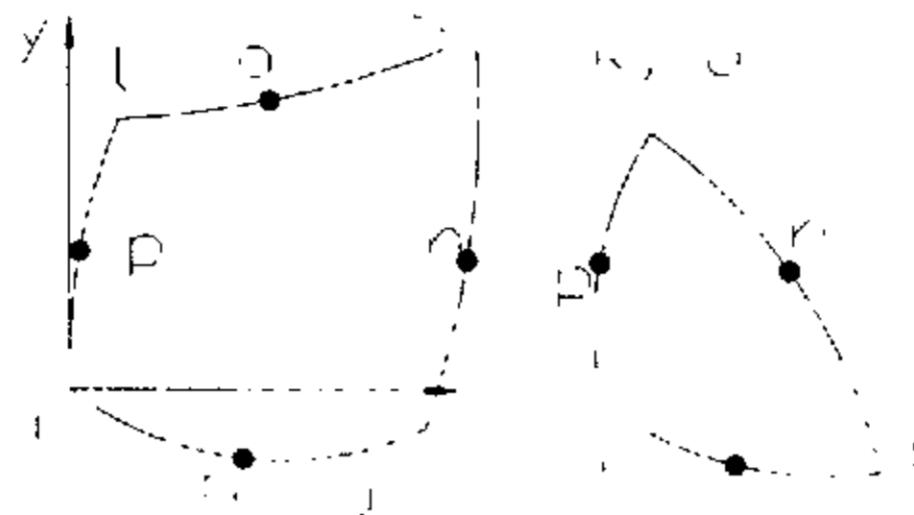


图 3-4 PLANE82 单元

PLANE82 是二维平面单元 PLANE42 的高阶单元。它为四边形—三角形混合自动划分网格提供了更精确的结果, 而且还在不损失精度的情况下, 允许不规则网格的存在。八节点单元有相容的位移模式, 非常适合模拟具有曲线边界的几何模型。该单元既能用于平面单元(平面应变或平面应力), 也能用于轴对称单元。该单元由四个节点定义每个节点由两个自由度: 节点坐标系列化 x、y 方向的平动; 当两个节点重合时该单元退化为三角形常应变单元。该单元有塑性、蠕变、膨胀、应力刚化、大应变和大变形功能^[41]。

3.4.3 材料参数选取

根据宜(昌)—长(阳)高速公路殷家岩隧道施工图纸及参考资料选取合适的材料参数。

在计算中, 对于锚杆的加固作用模拟, 采用的是提高锚杆加固层的内聚力和弹性模型, 并且把锚固力等效均匀施加于开挖面表面的方法。

对于回填导洞的回填土, 将其的弹模等参数取 C25 素混凝土的三分之一。

土层及支护材料参数见表 3-3:

表 3-3 土层及支护材料参数一览表^[21]

支护部件	材料	弹模/Gpa	内聚力/Mpa	摩擦角/°C	泊松比	密度/kg/m ³
III类岩层	弱风化砾岩	4.5	0.2	43	0.35	2200
IV类岩层	弱风化砾岩			60	0.25	2300
锚杆加强层	砾岩+锚杆	4.5	0.2 × 1.1	43+5	0.35	2200
二衬及仰拱	C25 钢筋混凝土	28			0.167	2750
导洞喷层	C20 素砼	20			0.167	2550
正洞喷层	C25 素砼	30			0.167	2750
中隔墙	C25 砼+钢筋	30			0.167	2600
回填土		10			0.24	800

3.4.4 计算模型及载荷确定

综合各方面考虑，计算选取 k3+657 断面做研究。其原因有：

- 1、该断面位于III类岩层（由湖北省交通规划勘察设计院给出的资料显示，IV类岩比III类岩的稳定性要好，这与规范相反），所以，该断面是具有代表性的岩层。
- 2、该断面隧道埋深最深，所以与深度有关的地应力在该断面处应该最大。
- 3、该断面的中隔墙埋设有压力盒（2#）（见图 3-5），有现场监测中隔墙压力数据；并且该断面有锚杆应变测试光纤传感器。

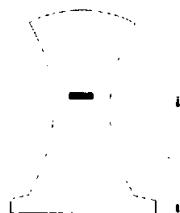


图 3-5 中隔墙压力盒埋设示意图

计算范围分别为上取至地表和左右以及向下取 3 倍洞径左右的范围，具体为：竖直方向取 95m，水平方向取 144m。左右边界水平约束，地表面取自由表面，底部设竖直约束。

计算仅考虑由土层自重引起的竖直地应力，忽略构造地应力的影响。开挖卸载的模拟采用初始应力读入法来实现。

3.5 模拟计算的结果分析

根据以上所述，建立 ANSYS 计算模型，总共划分 6002 单元见图 3-6，进行弹塑性非线性分析。

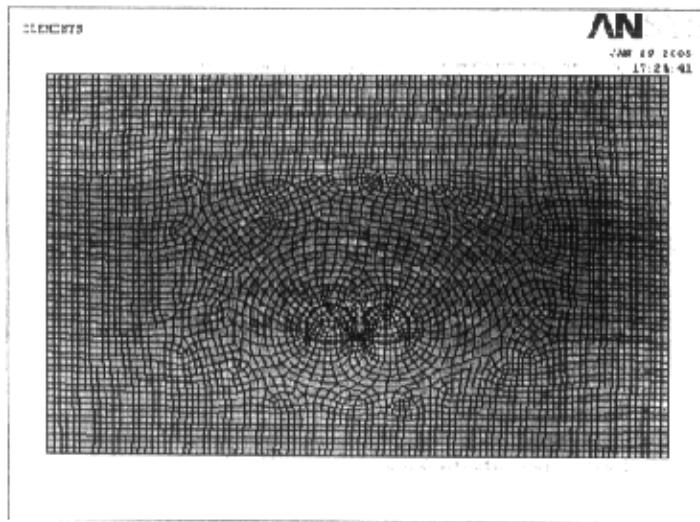


图 3-6 ANSYS 模型

由于本次计算的目的是找出围岩开挖后的危险点及最终收敛位移，为围岩稳定性判断提供参考。故根据计算分以下几个阶段：

- 1、导洞开挖卸载后，导洞喷射砼，中隔墙建成；；
- 2、左洞开挖卸载后；
- 3、左洞系统锚杆和喷射混凝土支护后；
- 4、右洞开挖卸载后；
- 5、右洞系统锚杆和喷射混凝土支护后；
- 6、左洞施作仰拱及二衬；
- 7、右洞施作仰拱及二衬^[42]。

3.5.1 计算的可靠性检验

为了检验计算参数及计算结果的可靠性，取计算断面上埋设的2#压力盒数据与计算模型中的540号节点应力状况作对比，其结果见表3-4、图3-7所示。

表3-4 中隔墙应力计算值与测试值比较

序号	工况	计算应力值/Mpa	测试应力值/Mpa	差值
1	道洞开挖,中隔墙浇注	0.032694	0.12	-0.08731
2	左洞开挖	2.4411	2.4	0.0411
3	左洞初期支护	2.4514	3.04	-0.5886
4	右洞开挖	5.3856	4.69	0.6956
5	右洞初期支护	5.3911	4.7	0.6911
6	左洞二次支护	5.3978	4.85	0.5478
7	右洞二次支护	5.4001	4.94	0.4601

从上表的数据表明，本次计算结果与实际现场监测监控所取得的数据基本

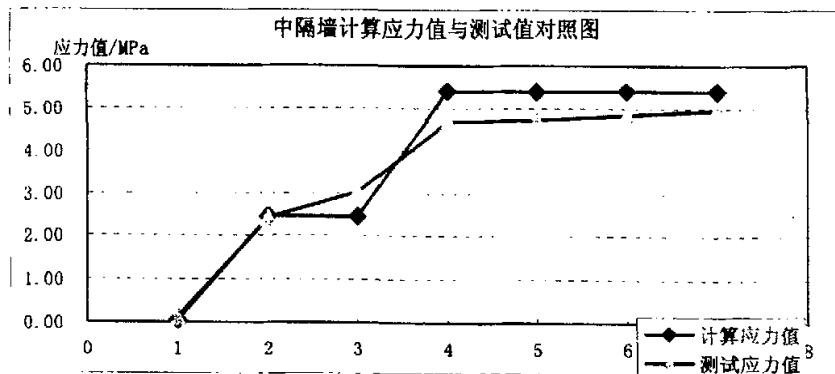


图3-7 中隔墙应力计算值与测试值对照图

吻合。这充分说明，本次计算所采取的等效简化手段、参数的选取是符合实际的，本次计算的其它数据可以作为稳定性判断的依据。

3.5.2 断面危险点的确定

计算显示，在隧道开挖后，隧道开挖边界两侧的应力明显大于隧道顶部的应力，另外中隔墙及其顶部围岩的应力也较大，见图3-8、3-9所示。

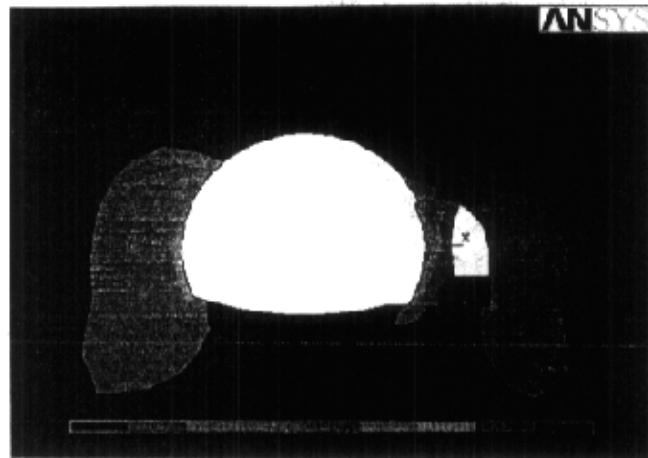


图 3-8 左洞开挖后围岩应力 VonMises 云图

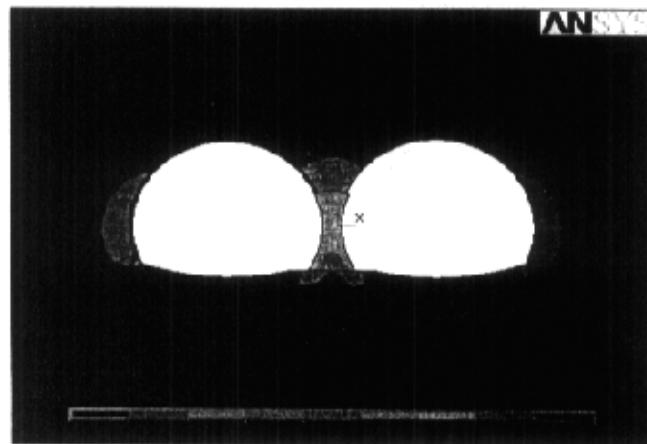


图 3-9 右洞开挖后围岩应力 VonMises 云图

这充分表明，隧道开挖边界的两侧、中隔墙及其顶部围岩是隧道开挖过程中的危险点和敏感点，这几个点的应力状态相对于整个隧道围岩来说非常具有代表性，监视这几个点的围岩稳定情况对判定隧道围岩的稳定性具有非常重要的意义。

纵观整个过程，中隔墙上的最大压应力达到 12MP，中隔墙在维持整个隧道稳定性方面扮演着极为重要的角色。

3.5.3 最终收敛位移的模拟

隧道开挖后，洞周位移的变化最能直接反映围岩的稳定性。本次计算全面的模拟了 7 个工况下，洞周围岩的收敛位移。但是，对于设计施工和围岩稳定判断最有参考意义的应该是隧道壁喷射混凝土后的最后位移（即对于左洞来说的第 3 计算阶段，右洞来说是第 5 计算阶段）。先以右洞施加柔性支护（喷射混凝土）后的计算结果为例，分析其位移情况。

计算出的该阶段位移场云图见图 3-10、图 3-11。但是该图仅能反映出从无地应力状态到施加地应力和开挖卸载状态这样一个跳跃式的位移场。而实际上，在隧道开挖之前地应力已经存在，部分位移已经在漫长的地应力形成历程中产生。所以由于开挖所造成实际位移量不能由图 3-10、3-11 反映出，这两幅图只能粗略地反映不同位置上的位移的相对大小，这对寻找最大位移点已经足够了。

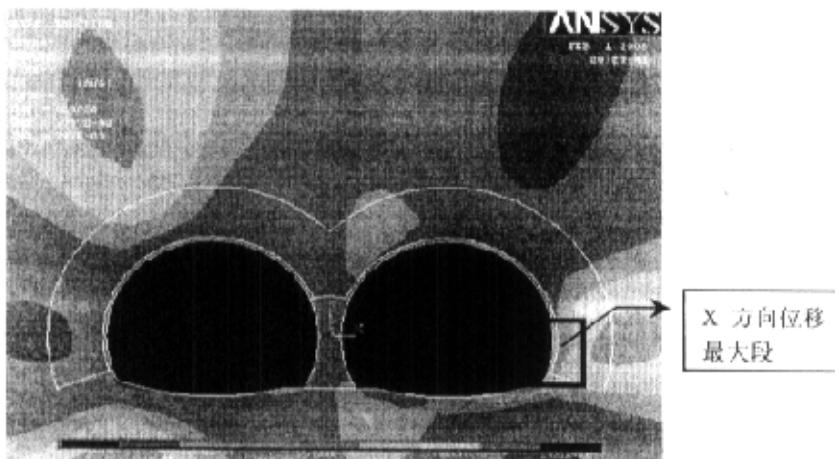


图 3-10 右洞喷砼后围岩 X 方向位移

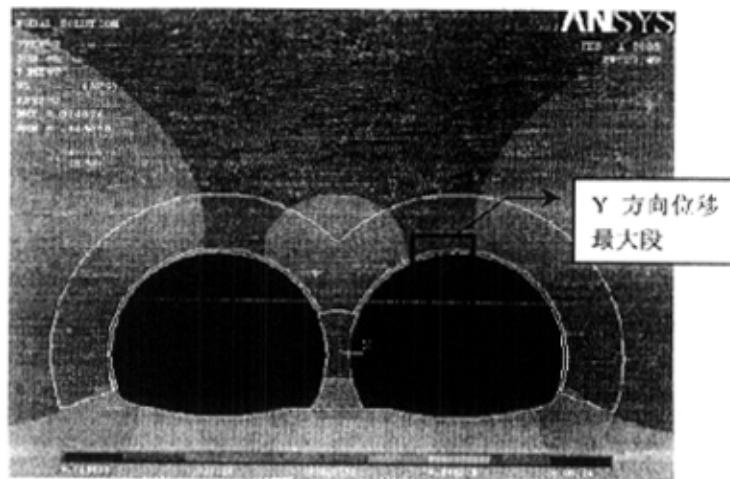


图 3-11 右洞喷砼后围岩 Y 方向位移场

从位移场云图上可以清楚地看出, X 方向地最大位移出现在洞壁的一侧, 而 Y 方向上的最大位移出现在洞顶部。

为了定量的计算隧道开挖边界上节点的位移, 选取了部分洞周节点, 见图 3-12。

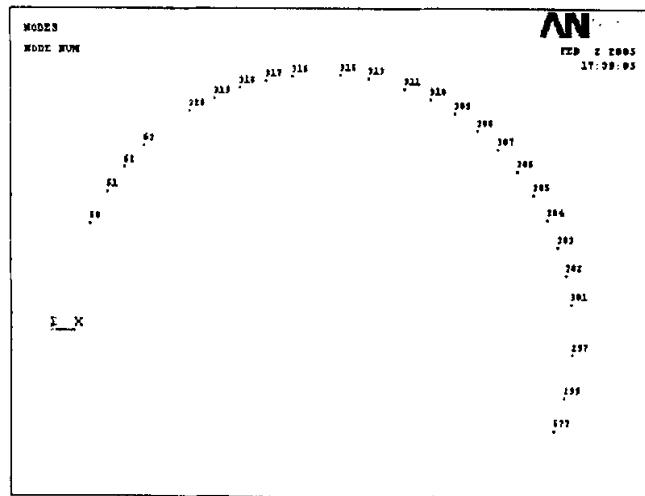


图 3-12 洞周位移监视节点

右洞喷射混凝土后各监视节点的绝对位移（计算出的位移值减去由于初始地应力造成的并不存在的初始位移场）见表 3—5

表 3—5 各监视节点的绝对位移一览表

节点号	X 方向位移/mm	Y 方向位移/mm	节点号	X 方向位移/mm	Y 方向位移/mm
61	1.437	-17.221	309	-2.499	-14.754
62	2.971	-17.707	308	-2.956	-14.427
63	3.901	-18.103	307	-4.917	-14.073
320	3.183	-15.594	306	-4.884	-13.679
319	2.653	-15.736	305	-4.804	-13.259
318	1.730	-15.820	304	-4.804	-12.816
317	1.121	-15.849	303	-4.777	-12.351
316	0.904	-15.833	302	-4.797	-11.861
315	0.971	-15.891	301	-4.818	-11.366
313	-1.028	-15.541	297	-5.049	-13.482
311	-1.029	-15.284	299	-5.628	-9.675
310	-2.016	-15.037	577	-5.340	-8.926

由表 3—5 可以清楚的看到，竖向最大位移出现在洞顶节点 315，其值达到 15.891mm。而 X 向最大位移出现在节点 577，其值达到 5.340mm。水平方向上的两点相对位移最大值出现在节点 63 和节点 307 之间，其值达到 8.818mm。

这种位移分布状况，表明拱顶及节点 63 和节点 307 之间也应该成为稳定性判断的关键点。

3.6 结论

本次计算充分表明，殷家岩隧道施工过程中，稳定性判断的敏感点应该在开挖边界的左右竖墙及拱顶部位。应该依据这些关键点来埋设传感仪器，进行现场监测监控。

本次计算为寻找合理的传感器埋设点提供了必要的参考，对隧道施工的监测监控具有非常重要的意义。

第4章 隧道稳定性的现场应变测试

隧道开挖后，围岩向洞内方向的位移是围岩动态的最显著表现，最能反映出围岩（或围岩加支护）的稳定性。同样，应该说应变是造成位移的最直接原因，所以在现场监控中利用精密仪器（光线光栅传感器）动态的监视围岩应变的变化，再从应变反演出洞周收敛位移，也是围岩稳定性判别的一种方法。

4.1 概论

4.1.1 隧道围岩稳定性判定方法

现行的隧道围岩稳定性判定方法是通过量测隧道净空相对位移，分析出隧道净空相对位移的收敛趋势来判断围岩的稳定情况。通常情况下，需要测量出如图 4-1 所示的 1"、2" 测线和 3" 测点下沉的相对位移值。按照我国的《锚杆喷射混凝土支护技术规范》（GB86-85），这 3 条线上的实测隧道净空收敛位移及其收敛速度满足^[28]：

- 1) 隧道洞周位移收敛速度明显下降；
- 2) 位移收敛量已达总收敛量的 80%-90%；
- 3) 水平相对位移应该处于允许的收敛率范围内，允许收敛率见表 4-1。

表 4-1 水平相对位移允许收敛率 (%)

埋深(m) 围岩类别	<50	50-300	301-500
II	0.2-0.8	0.6-1.6	1.0-3.0
III	0.15-0.5	0.4-1.2	0.8-2.0
IV	0.1-0.3	0.2-0.5	0.4-1.2

注：收敛率指两测点的水平收敛位移与该两测点间距离之比
脆性围岩的隧道取表中较小值，塑性则取较大值

- 4) 收敛速度小于 0.15mm/d，或拱顶位移速度小于 0.1mm/d。

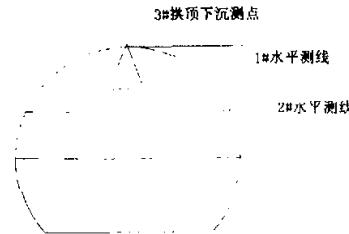


图 4-1 隧道位移收敛所需测试位移示意图

那么，就可以判定隧道围岩基本稳定，进而才可以进行隧道的后期支护。

4.1.2 洞周收敛位移测量手段及其缺点

目前，隧道净空相对位移的量测主要是利用收敛计或测杆等仪器来实现的。由加拿大生产的两种类型的收敛计分别如图 4-2 和图 4-3 所示，其中图 4-2 所示的伸缩式收敛计在国内隧道施工中被广泛采用。但是，从现场量测实践来看，收敛计暴露出不少问题，测量结果误差太大，影响了围岩稳定性判断的准确性。主要表现在^[43]：

- 1) 在相对位移的测量过程中，周围环境往往存在着比较大的扰动（比方说风力、温度、粉尘、施工机械的震动等），这些扰动不可避免的对收敛计的测试结果产生影响；



图 4-2 CONVEX 型收敛计



图 4-3 DISTOMATIC 型收敛计

- 2) 收敛计使用不便。大多数情况下，由于待测隧道的测线比较长(7-10m)，每次测量时收敛计固定端的安装非常烦琐和困难，重复性差，并且会影响正常的施工机械的通行；
- 3) 施工污染使收敛计精度降低。收敛计是由几部分（两个固定点和钢卷尺等）通过球型铰或挂钩接在一起的，而隧道施工的条件相对恶劣，水、灰、沙子等都可能污染接头。
- 4) 无法捕获相对位移的最佳测量时机。

4.2 围岩稳定性判定的应变测试技术

4.2.1 位移反演的基本方法

在隧道的净空收敛位移量测中，现行方法是通过量测仪器直接测量位移，其测量误差较大。若把整个岩体看成是一无限大连续体，当开挖出一个半径为 a 的圆洞时，由于结构的改变，在自重作用下，相当于一圆筒内壁受均布拉力作用（其径向应变分布如图 4-4 所示）。根据弹性理论，那么有

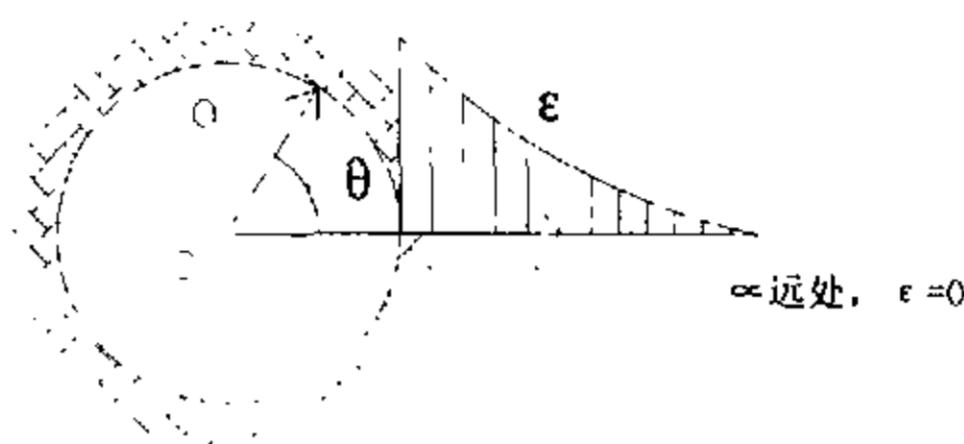


图 4-4 隧道均匀受拉围岩应变示意图

$$\int_a^{\infty} \varepsilon_r dr = u_a \quad (4-1)$$

式中： u_a ——为隧道净空径向位移， r ——为隧道径向坐标变量。显然， u_a 是围岩沿径向所有点上应变积分的结果。因此，可以通过测试出围岩内相应几个点上的应变，利用式 (4-1) 得到隧道净空收敛位移 u_a ，计算出收敛速度，然后再参照规范来判定围岩的稳定性。

4.2.2 公式推导

在一无限大连续体内开挖出一个半径为 a 的圆洞，相当于圆洞内壁受一均布拉力作用，隧道围岩体内各点的应变为^[44]

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{E} [\sigma_r - \mu(\sigma_\theta + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_\theta)] \end{aligned} \quad (4-2)$$

式中： ε_r ， σ_r ——分别为沿圆洞径向方向的应变和应力， ε_z ， σ_z ——分别为圆洞轴向方向的应变和应力， σ_θ ——为圆洞周向方向上的应力。对于平面应变问题， $\varepsilon_z=0$ ，所以，由式 (4-2) 得

$$\sigma_z = \mu(\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (4-3)$$

对于厚壁圆筒有

$$\begin{aligned}\sigma_r &= A/r^2 + B \\ \sigma_\theta &= -A/r^2 + B\end{aligned} \quad (4-4)$$

式(4-4)中A、B是待定系数。将式(4-3)和式(4-4)分别代入式(4-2)得

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \frac{(1-\mu^2)}{E} \left[\frac{A}{r^2} + B + \frac{\mu}{1-\mu} \left(\frac{A}{r^2} - B \right) \right] \\ &= \frac{C}{r^2} + D\end{aligned} \quad (4-5)$$

式(4-5)中C、D是待定系数。当 $r \rightarrow \infty$ 时, $\varepsilon_r = 0$, 所以D=0, 从而有

$$\varepsilon_r = \frac{C}{r^2} \quad (4-6)$$

将式(4-6)代入式(4-1)

$$\begin{aligned}u_a &= \int_a^\infty \varepsilon_r dr \\ &= -\frac{C}{r} \Big|_a^\infty \\ &= \frac{C}{a}\end{aligned} \quad (4-7)$$

由式(4-7)可知, 只要求出待定系数C, 即可得到洞周径向相对收敛位移。

假设沿径向锚杆上布设有n个应变传感器, 则可同时获得的n个应变数据 ε_i ($i=1,2,3\dots n$)。则由式(4-6)得

$$\varepsilon_i = \frac{C}{r_i^2} \quad (4-8)$$

理论上只要有一对数据(ε_i , r_i)就可以求出C值, 但是由于测试误差、岩土体性质的复杂等因素, C可利用最小二乘原理得到。即令

$$J = \sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \frac{C}{r_i^2})^2 \quad (4-9)$$

当 $J=\min$ 时, C 值才有最优解, 故有令

$$\frac{\partial J}{\partial C} = 0$$

展开得

$$\frac{1}{r_1^2}(\varepsilon_1 - \frac{C}{r_1^2}) + \frac{1}{r_2^2}(\varepsilon_2 - \frac{C}{r_2^2}) + \frac{1}{r_3^2}(\varepsilon_3 - \frac{C}{r_3^2}) + \dots + \frac{1}{r_n^2}(\varepsilon_n - \frac{C}{r_n^2}) = 0 \quad (4-10)$$

则有

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_i}{r_i^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{r_i^4}} \quad (4-11)$$

那么, 隧道净空收敛位移为

$$u_a = \frac{1}{a} \times \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_i}{r_i^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{r_i^4}} \quad (4-12)$$

当锚杆与水平方向成 θ 角度, 则隧道周边任意点的收敛位移为

$$u_a(\theta) = \frac{1}{a} \times \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_i}{r_i^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{r_i^4}} \times \cos \theta \quad (4-13)$$

由式 (4-13) 可以看到, 隧道净空收敛位移的精度与所测试的应变个数有紧密联系。理论上看, 所测试的应变数据个数越多, 隧道净空收敛位移的误差就会越小。

4.3 隧道围岩应变的测试

4.3.1 测试方案

围岩的应变测试的方法很多，通常采用在锚杆上粘贴电阻应变片或光纤光栅应变传感器来实现。要测出图 4-1 所示的三个收敛值，需要布置 5 根锚杆（如图 4-5 所示）。

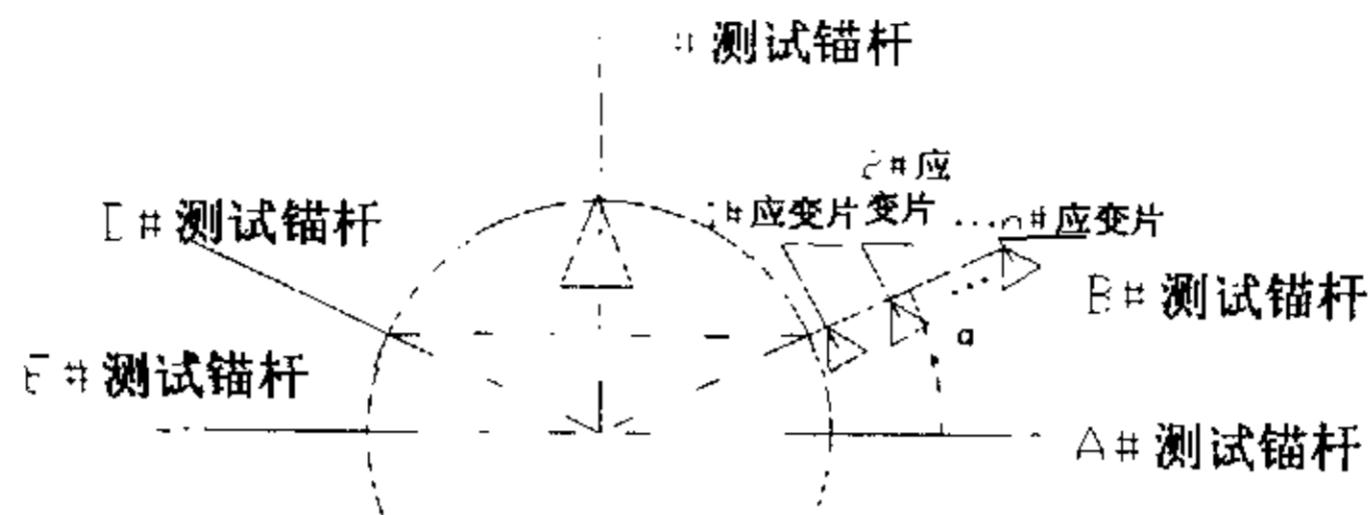


图 4-5 隧道位移收敛应变测试锚杆埋设示意图

在现场殷家岩隧道现场监测监控过程中，根据隧道岩质实际情况与施工需要，量测控制断面在 III 类围岩段约 10m 选取一个断面，IV 类围岩段约 20m 选取一个断面。各段围岩位移收敛量测断面分布示意图见图 4-6 所示。

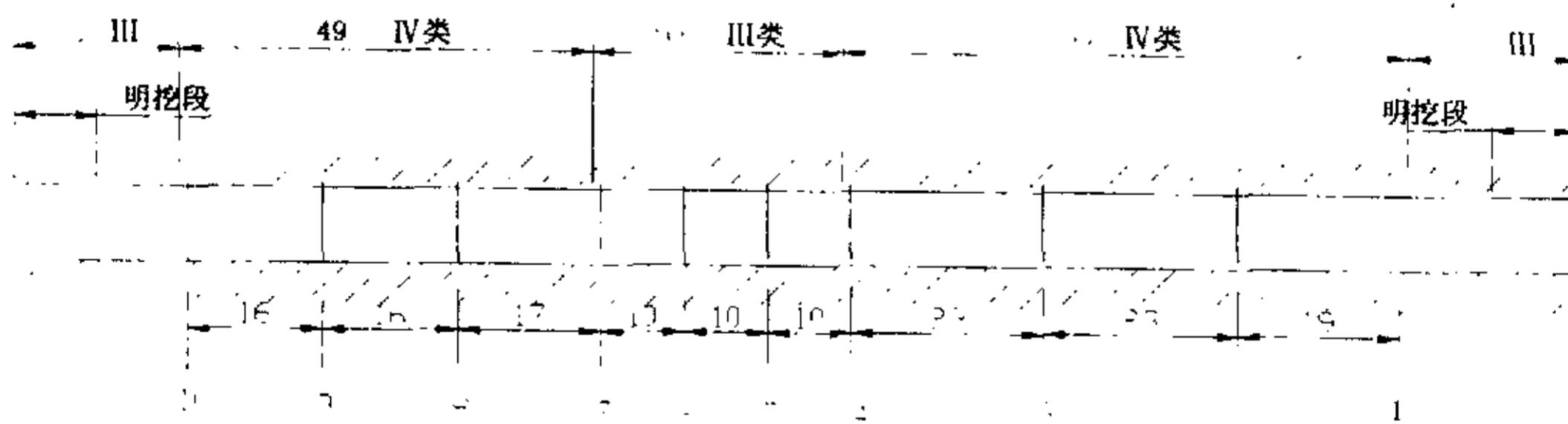


表 4-2 收敛和拱顶位移量测频率

位移速度 (mm/d)	距工作面距离 (D 为隧道宽度)	频率
>10	(0~1)D	1~2 次/日
5~10	(1~2)D	1 次/日
1~5	(2~5)D	1 次/2 日
<1	>5D	1 次/周

4.3.2 光线光栅传感器

(1) 光纤光栅传感器的特点及工作原理

光纤传感器能够以高分辨率地测量很多物理参数，与传统的机电类传感器相比具有很大优势，如：抗电磁干扰、抗腐蚀、耐高温、体积小、质量轻等，因此其应用范围非常广泛。

但是传统的光纤传感器绝大部分都是“光强型”和“干涉型”的。前者的信息读取是测量光强的大小，因此光源起伏、光纤弯曲损耗、连接损耗等都会影响其精度。后者的信息读取是观察干涉条纹的变化，这也也就要求干涉条纹清晰，而干涉条纹清晰就要求两路干涉光的光强相等，这使光纤光路的灵活和连接的方便等优点大打折扣。光纤光栅传感器是近二十年来发展起来的新传感器，它具备传统光纤传感器的许多优点，这种传感器的好处在于^[45]：

- 1) 小巧紧凑，易于埋入材料内部；
- 2) 制作时对光纤无机械损伤，是一种本征传感器，可靠性好；
- 3) 不受光强度影响，对于环境干扰不敏感；
- 4) 具有波长自参考特点，能实现绝对测量；
- 5) 能方便地使用波分复用技术，在一根光纤中串连多个光栅进行分布式测量。

光纤光栅是一种沿利用光纤长度方向折射率的周期扰动形成的元件。光纤光栅的制造源于光纤的光敏特性，自从 1987 年，MeltzG 等人实现了光纤光栅的 UV 光侧面写入技术以后，这种传感器才得以大规模推广。其工作的基本原理是^[46]：当光栅周围的温度、应变、应力或者其它待测物理量发生变化时，将导致光栅周期或纤芯折射率的变化，从而产生光栅信号的波长位移，通过监测波长位移的情况，即可获得待测物理量的变化情况（如图 4-7）。光栅工作波长 λ_0 由

下式决定：

$$\lambda_B = 2n\Lambda \quad (4-14)$$

式中：n——芯模有效折射率；

Λ ——光栅周期或间隔。

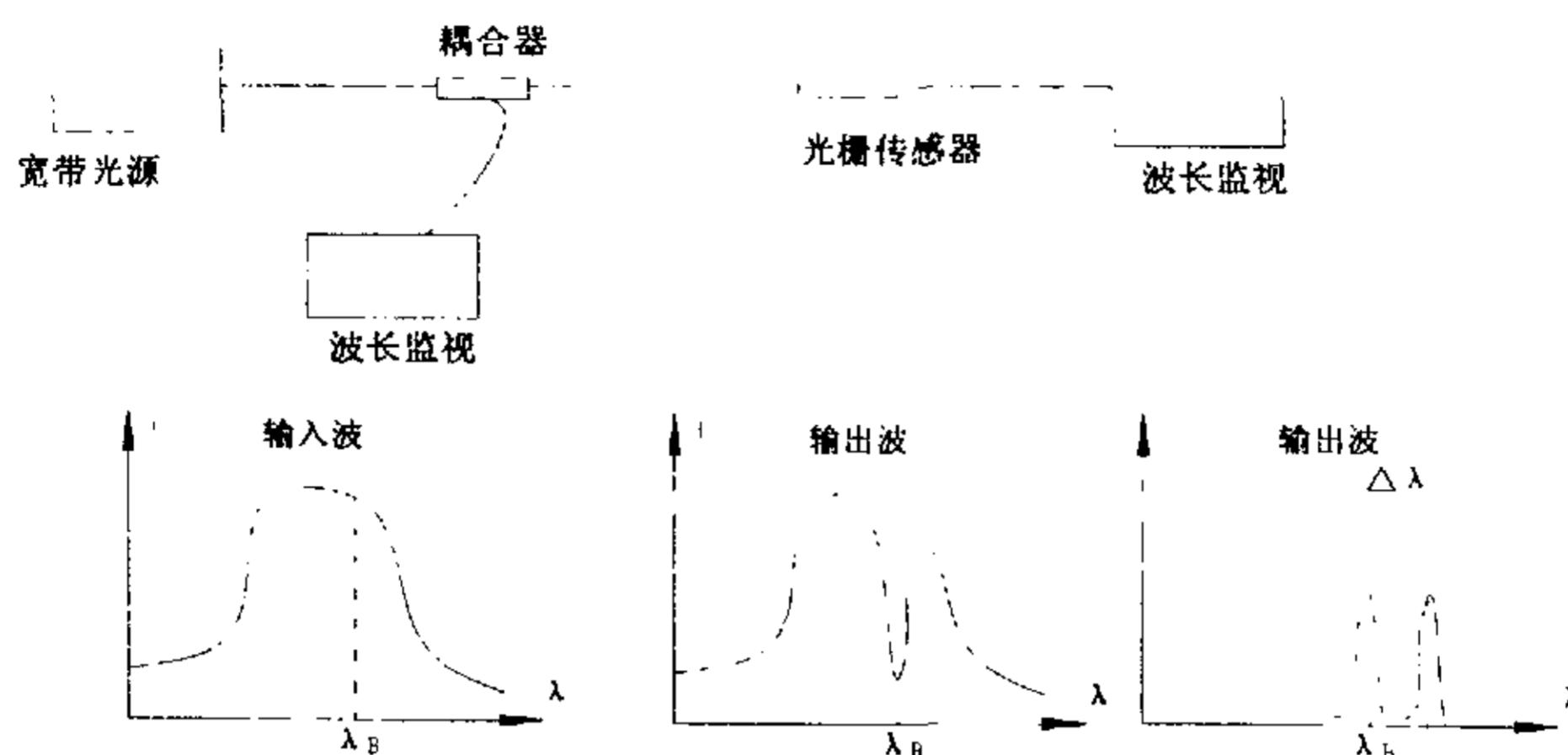


图 4-7 光线光栅传感器工作原理

当宽光谱光源照射光纤时，由于光栅的作用，在光栅的工作波长附近的一个窄带光谱源部分被反射。但是，由于待测物理量变化的影响，使光栅反射回的波长产生一个位移，其关系式为^[47]

$$\Delta\lambda_B = 2n\Lambda \{ \{ 1 - (n^2 / 2)[P_{12} - \nu(P_{11} + P_{12})] \} \varepsilon + [\alpha + (dn/dt)/n] \Delta T \} \quad (4-15)$$

式中： P_{ij} ——光弹性张量的普克尔压电系数；
 ε ——外加应变；
 α ——光纤材料的热膨胀系数；
 μ ——泊松比；
 ΔT ——外界温度变化。

利用式(4-15)可以很方便的测试出待测物的待测物理量,如应变、温度等。

(2) 光纤光栅传感器的应用

在殷家岩隧道的现场监测监控项目种，选取隧道右洞 k3+657 断面为研究对象。该断面位于III类岩层，为测试出断面的净空收敛位移，参照第三章数值模

拟中找到的稳定性关键点，安装了 3 根贴有光纤光栅传感器的锚杆，(如图 4—8 所示)。

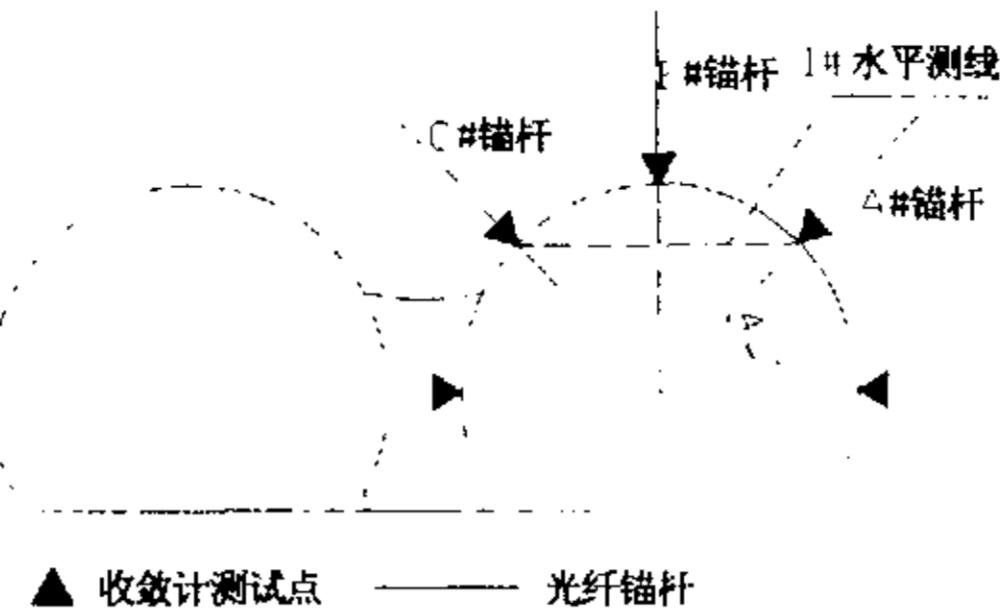


图 4—8 隧道洞周收敛位移测点和应变传感布置示意图

在每根锚杆上贴有 2 个光纤光栅传感器，如图 4—9 所示。

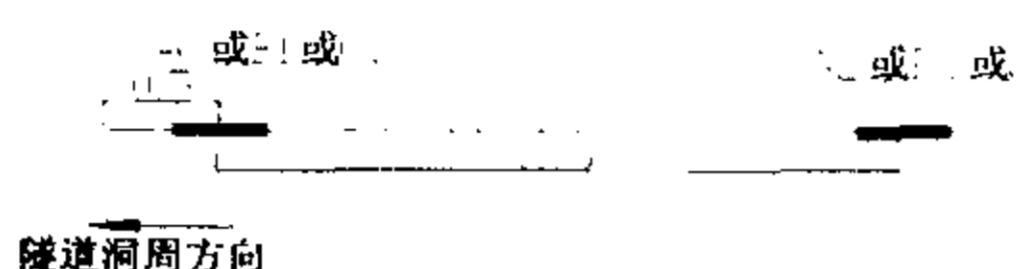


图 4—9 光纤光栅应变传感仪器布置图

在殷家岩隧道现场施工监测监控中，自隧道右洞 k3+657 断面开挖起，对该断面的净空收敛情况连续测试了 46 天应变变化值。光纤光栅传感器测试的数据见表 4—3。

表 4—3 测试断面上光纤光栅传感器测试出的围岩应变数据

累计时间/d	各锚杆上光纤光栅传感器测试出的应变值/ $\mu\epsilon$					
	A1	A2	B1	B2	C1	C3
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	90.909	119.122	239.812	103.448	125.392	173.981
2	156.740	164.577	456.113	184.953	200.627	252.351
3	169.279	231.975	575.235	216.301	293.103	280.564
4	228.840	252.508	824.451	343.260	351.097	346.395
5	267.712	261.912	802.508	474.922	357.367	376.176
6	304.075	252.351	882.445	547.022	470.219	434.169
7	344.828	282.132	942.006	601.881	490.596	465.517
8	371.473	327.586	998.433	625.392	503.135	478.056
10	385.580	384.013	1061.129	699.060	516.928	498.433
12	396.238	412.226	1105.016	755.486	520.376	506.270
14	418.495	435.737	1152.038	796.238	525.235	520.846

16	440.439	479.624	1233.542	808.777	496.865	531.818
18	459.091	523.511	1307.210	811.912	512.539	534.483
20	473.354	548.589	1286.834	824.451	552.821	536.050
22	473.354	572.727	1289.969	843.260	564.263	587.774
25	482.759	583.542	1302.508	894.984	567.398	603.448
27	542.320	594.357	1336.207	880.878	594.201	614.420
30	618.966	605.016	1377.743	929.467	627.900	628.527
32	628.370	601.881	1398.119	937.304	669.279	626.959
38	642.633	606.583	1460.815	943.574	675.549	631.661
40	664.577	594.044	1467.085	942.006	686.520	644.201
42	688.088	615.987	1540.752	952.978	702.194	652.038
46	697.492	614.420	1578.370	943.574	714.734	656.740

4.4 结果分析

根据式 4—13 及从应变到位移的反算方法, 得到的洞周位移分别见表 4—4、图 4-10 和图 4-11。

表 4—4 各测线反算收敛位移值

累计 时间 /d	各测点处反算出的径向位移值/mm			各测线收敛位移值			
	A 测点	B 测点 (拱顶)	C 测点	拱顶		1#号测线	
				竖直位 移/mm	收敛率 /mm/d	水平位 移/mm	收敛率 /mm/d
0	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	
1	0.824	1.587	0.798	1.587	1.147	1.147	1.147
2	1.307	2.986	1.788	2.986	1.399	2.188	0.784
3	1.562	3.718	2.368	3.718	0.733	2.779	0.590
4	1.942	5.422	2.865	5.422	1.703	3.399	0.620
5	2.178	5.668	2.982	5.668	0.247	3.649	0.250
6	2.349	6.302	3.754	6.302	0.633	4.316	0.667
7	2.652	6.777	3.952	6.777	0.475	4.670	0.354
8	2.923	7.148	4.055	7.148	0.371	4.934	0.264
10	3.156	7.693	4.186	7.693	0.272	5.192	0.129
12	3.292	8.087	4.226	8.087	0.197	5.317	0.062
14	3.478	8.455	4.293	8.455	0.184	5.495	0.089
16	3.719	8.932	4.170	8.932	0.238	5.578	0.042
18	3.942	9.340	4.262	9.340	0.204	5.801	0.111
20	4.089	9.264	4.485	9.264	-0.038	6.063	0.131

22	4.156	9.333	4.691	9.333	0.035	6.256	0.096
25	4.237	9.545	4.751	9.545	0.071	6.356	0.033
27	4.590	9.688	4.927	9.688	0.072	6.729	0.187
30	5.035	10.048	5.149	10.048	0.120	7.201	0.157
32	5.077	10.181	5.369	10.181	0.066	7.386	0.093
38	5.168	10.538	5.416	10.538	0.060	7.484	0.016
40	5.252	10.567	5.510	10.567	0.015	7.610	0.063
42	5.440	10.997	5.617	10.997	0.215	7.818	0.104
46	5.487	11.175	5.698	11.175	0.044	7.909	0.023

注：以上数据均以向洞轴收敛为正，被向洞轴扩张为负

1#测线的水平收敛位移为A测点和C测点径向位移的水平分量之和

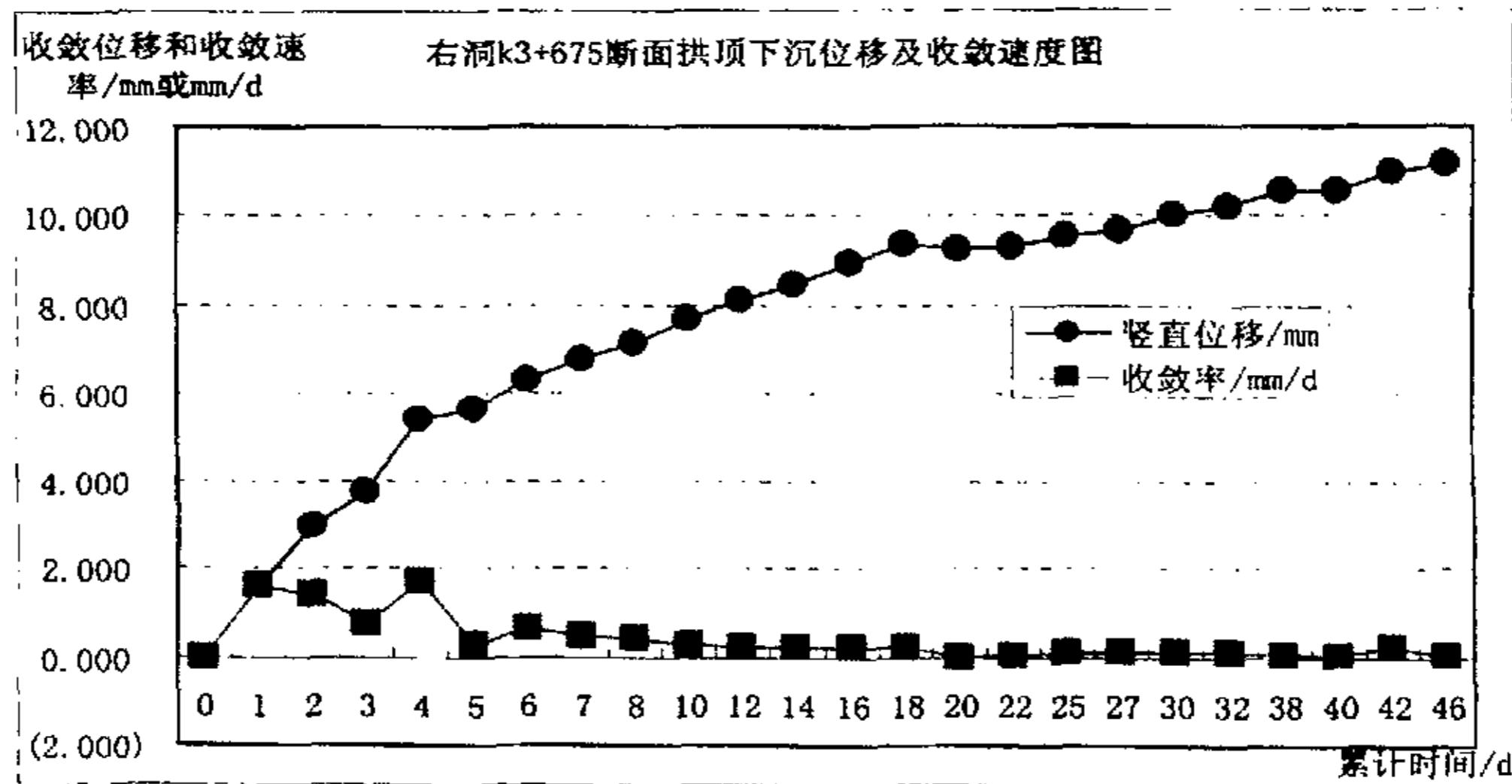


图 4-10 拱顶下沉测试位移及收敛速度变化图

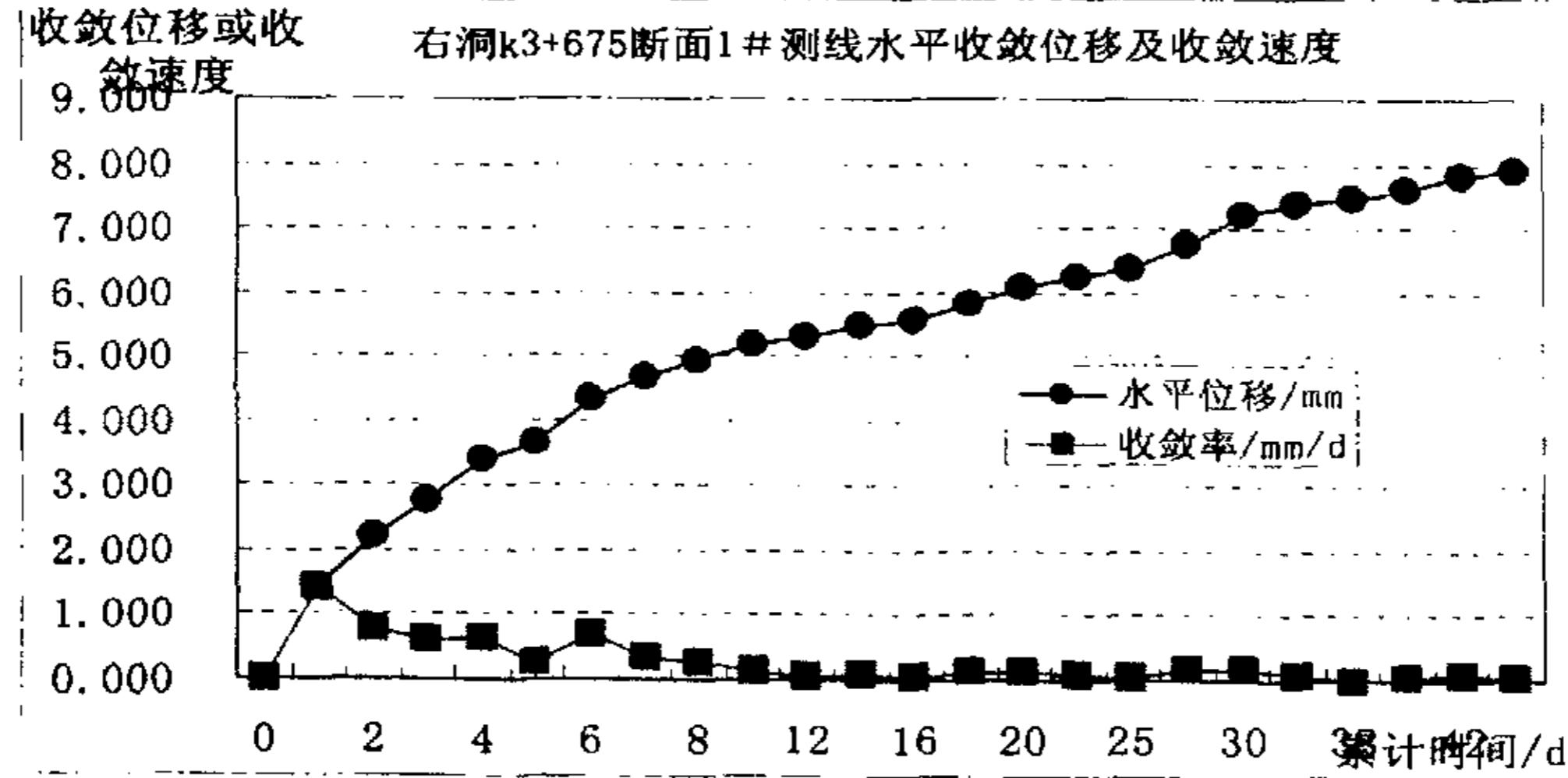


图 4-11 1# 水平测线测试位移及收敛速度变化图

根据规范^[26]收敛速度小于 0.15mm/d,或拱顶位移速度小于 0.1mm/d 时, 可以断定隧道已基本稳定。从表 1 和表 2 的数据知, 当隧道开挖 40 天以后, 拱顶下沉位移速度为 0.044mm/d,^{1#}水平收敛线收敛速度为 0.023mm/d, 这表明, 该隧道在开挖 40 天以后围岩已经基本稳定。

第5章 基于灰色理论的围岩收敛最终位移量的确定

5.1 灰色理论概述

控制论学者艾什比用黑箱(BlackBox)形容内部信息缺乏的对象和系统。用“黑”表示信息缺乏，“白”表示信息完全。信息不充分、不完全称为“灰”。信息不完全的系统，称为灰色系统或简称灰系统(Grey System)。与之相应的理论称为灰色理论。

灰色系统理论是用来解决信息不完备系统的数学方法,它的理论方法已渗透到自然科学、社会经济、农业、气象、军事等众多领域。近年来,灰色系统理论在工程技术方面的应用也掀起了热潮,并取得了一定的研究成果,而且越来越在工程技术领域中受到青睐,为解决工程技术实际问题提供了有效方法和手段。下面运用灰色理论比较成熟的 GM (1.1) 模型建立预测地下工程开挖位移的模型,预测成洞后长期的开挖稳定位移^[48]。

5.2 灰色理论 GM (1.1) 模型

5.2.1 GM(1.1)模型

地下工程也是一个灰色系统,通过观测的较少信息,建立所需的微分方程的动态模型。在此基础上,进一步预测地下工程开挖位移的变化趋势,并将其用于施工监控及围岩稳定性判定。

GM(1,1)是由一个只包含单变量的一阶微分方程构成的模型。用 $x^{(0)}(k)$ 表示实测洞周围岩变形的原始数据序列

$$x^{(0)}(k) = \{x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), x^{(0)}(3), \dots, x^{(0)}(n)\} \quad (5-1)$$

用 AGO 累加生成方法将变形原始数据序列生成一阶累加生成变形模块用 $x^{(1)}(k)$ 表示,则有^[49]

$$\begin{aligned} x^{(1)}(m) &= \sum_{i=0}^m x^{(0)}(i) \\ x^{(1)}(k) &= \{x^{(1)}(1), x^{(1)}(2), x^{(1)}(3), \dots, x^{(1)}(n)\} \end{aligned} \quad (5-2)$$

则累加生成的变形数据其变量 $x^{(1)}(k)$ 对时间求导得微分方程 (白化方程) 为

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = u \quad (5-3)$$

则由于 $\frac{dx^{(1)}}{dt} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{x^{(1)}(t + \Delta t) - x^{(1)}(t)}{\Delta t}$ ，离散化为

$$\begin{aligned} \frac{\Delta x^{(1)}}{\Delta t} &= \frac{x^{(1)}(k+1) - x^{(1)}(k)}{k+1 - k} \\ &= x^{(1)}(k+1) - x^{(1)}(k) \\ &= x^{(0)}(k+1) \end{aligned} \quad (5-4)$$

取 x 为 $x^{(1)}(k)$ 和 $x^{(1)}(k+1)$ 的平均值，即

$$x^{(1)} = \frac{1}{2}[x^{(1)}(k) + x^{(1)}(k+1)] \quad (5-5)$$

则对式 (5-3) 就有

$$\begin{aligned} \text{当 } k=1 \text{ 时, } x^{(0)}(2) &= -\frac{a}{2}[x^{(1)}(1) + x^{(1)}(2)] + u \\ \text{当 } k=2 \text{ 时, } x^{(0)}(3) &= -\frac{a}{2}[x^{(1)}(2) + x^{(1)}(3)] + u \\ \text{当 } k=n \text{ 时, } x^{(0)}(n) &= -\frac{a}{2}[x^{(1)}(n) + x^{(1)}(n+1)] + u \end{aligned}$$

将上述公式矩阵处理得

$$\begin{bmatrix} x^{(0)}(2) \\ x^{(0)}(2) \\ \vdots \\ x^{(0)}(2) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[x^{(1)}(1) + x^{(1)}(2)] & 1 \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(2) + x^{(1)}(3)] & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(n) + x^{(1)}(n+1)] & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a \\ u \end{bmatrix} \quad (5-6)$$

令 $Y = \hat{B}a$ ，则

$$Y = \begin{bmatrix} x^{(0)}(2) \\ x^{(0)}(2) \\ \vdots \\ x^{(0)}(2) \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[x^{(1)}(1) + x^{(1)}(2)] & 1 \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(2) + x^{(1)}(3)] & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(n) + x^{(1)}(n+1)] & 1 \end{bmatrix}$$

$$\hat{a} = \begin{bmatrix} a \\ u \end{bmatrix}$$

则有

$$Y = \hat{B}\hat{a} \quad (5-7)$$

要使预测误差达到最小,根据最小二乘法, 则有:

$$\hat{a} = \begin{bmatrix} a \\ u \end{bmatrix} = (B^T B)^{-1} (B^T Y) \quad (5-8)$$

由式 (5-8) 可以解的 a 和 u 得值。而 GM (1.1) 白化方程式 (5-1) 的解

$$x(t) = [x^{(0)}(1) - \frac{u}{a}]e^{-at} + \frac{u}{a}$$

则围岩收敛位移的预测模型的离散形式为

$$\hat{x}(k+1) = [x^{(0)}(1) - \frac{u}{a}]e^{-ak} + \frac{u}{a} \quad (5-9)$$

令式 (5-10) 中, $k \rightarrow \infty$, 则有最终收敛位移预测值

$$x_{\max} = \lim_{k \rightarrow \infty} \hat{x}(k+1) = \frac{u}{a} \quad (5-10)$$

5.2.2 模型的精度

变形预测模型得到的变形预测值 $\hat{x}^0(k)$ 必须经过统计检验, 才能确定其预测精度等级。本论文采用后误差比值 c 大小来确定, 其表达式为^[50]:

$$c = \frac{s_1}{s_2} \quad (5-11)$$

其中, s_1 为残差方差, s_2 为数据方差。

$$s_1^2 = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n [e(k) - \bar{e}]^2 \quad (5-12)$$

$$s_2^2 = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n [x^0(k) - \bar{x}]^2$$

式中, $e(k) = x^0(k) - \hat{x}(k)$;

\bar{e} —— $e(k)$ 的平均值;

\bar{x} —— 原始数据的平均值。

表 5-1 c 值的精度等级

预测精度等级	后误差比 (c) 的大小
好	<0.35
合格	<0.45
勉强合格	<0.5
不合格	>0.65

5.3 隧道最终收敛位移量计算

5.3.1 GM-TUNNEL 程序

根据以上灰色理论 GM (1.1) 模型的原理, 用 C 语言编写灰色理论预测程序 GM-TUNNEL, 其运行界面与结果文件格式见图 5-1 和 5-2。

```

E:\GM-TUNNEL.EXE
*****
* The GM(1,1)Model of The Convergence Displacements *
* Wu Han University of Technology *
* Editor: Xue.Guangqiao 2004 *
*****
1.Run
0.Exit
Please Enter your choice:
i
Input the Inputfile name:gjgd.txt
Input the outdat file's name(*.dat):outgd.dat
u(t)=-9.918e^(-t.451(t-1))+11.505
The lastest Displacement is : 11.5049

```

图 5-1 程序 GM-TUNNEL 运行界面

```

D:\DOUT\ - 记事本
文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)
=====
基于灰系统隧道洞周位移收敛预测程序
Copyright©2004
编者：武汉理工大学 赵光华
=====
殷家岩隧道#3+675断面拱顶下沉最终位移量预测
预测方程: U(t)=-9.1786 (-1.451t-1)+11.505
最终的位移值: 11.5049
数据比较如下
累积时间 累积收敛值/mm 预测值/mm 差值/mm
1 1.5870 1.5870 0.0000
2 2.9860 2.7620 0.2240
3 3.7190 3.7977 -0.0787
4 5.4220 4.7196 0.7112
5 5.6690 5.5157 0.1533
6 6.3820 6.2252 0.1768
7 6.7770 6.8587 -0.0737
8 7.1480 7.4020 -0.2540
10 7.6020 7.8881 -0.1961
12 8.0870 8.3166 -0.2290
14 8.4550 8.6940 -0.2390
16 8.9320 9.0275 -0.0953
18 9.3400 9.3298 0.0192
20 9.2640 9.5755 -0.3155
22 9.3930 9.8026 -0.4746
25 9.5450 10.0067 -0.4637
27 9.6880 10.1659 -0.4979
30 10.0400 10.3422 -0.2942
32 10.1800 10.4766 -0.2900
38 10.5370 10.6013 -0.0643
40 10.5670 10.7064 -0.1414
42 10.6070 10.8027 0.1943
46 11.1750 10.8859 0.2891
后误差比: 0.3266
预测精度评价: 好

```

图 5-2 GM-TUNNEL 程序结构文件格式

5.3.2 殷家岩隧道计算结果

依据表 4-4 的位移数据对其最终收敛位移最终量进行了预测和计算。并与第三章的有限元模拟分析中的最终位移作比较，其结果如表 5-2 及图 5-3、5-3 所示。

表 5-2 围岩收敛最终量的测试值与预测值比较

累积时间/d	拱顶下沉位移/mm		1# 测线收敛位移/mm	
	收敛测试值	预测值	收敛测试值	预测值
1	1.587	1.587	1.147	1.147
2	2.986	2.762	2.189	1.8601
3	3.719	3.798	2.779	2.504
4	5.422	4.711	3.399	3.0855
5	5.669	5.516	3.649	3.6107

6	6.302	6.225	4.316	4.0849
7	6.777	6.851	4.67	4.5131
8	7.148	7.402	4.934	4.8999
10	7.692	7.888	5.192	5.2491
12	8.087	8.317	5.317	5.5645
14	8.455	8.694	5.496	5.8493
16	8.932	9.027	5.579	6.1066
18	9.34	9.321	5.802	6.3388
20	9.264	9.58	6.063	6.5486
22	9.333	9.808	6.256	6.738
25	9.545	10.01	6.356	6.9091
27	9.688	10.19	6.73	7.0635
30	10.048	10.34	7.201	7.203
32	10.18	10.48	7.386	7.329
38	10.537	10.6	7.483	7.4428
40	10.567	10.71	7.609	7.5455
42	10.997	10.8	7.818	7.6383
46	11.175	10.89	7.908	7.7221
后误差比	0.3286		0.2943	

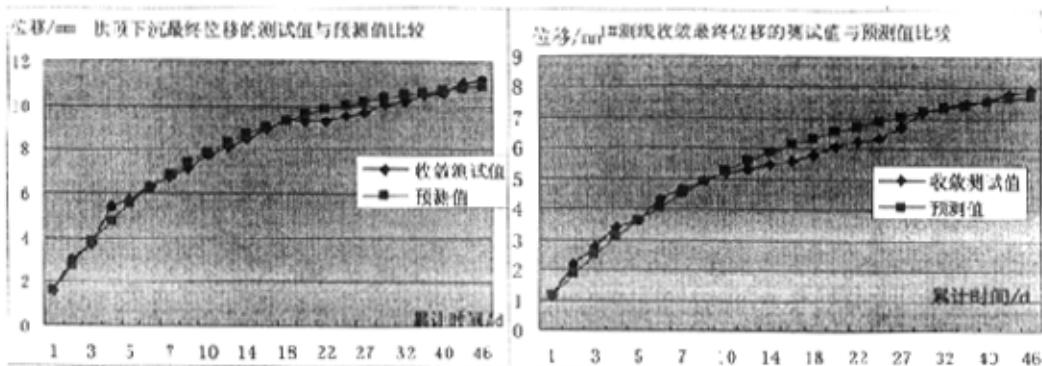


图 5-2 拱顶下沉最终位移的测试值与预测值比较 图 5-3#测线收敛最终位移的测试值与预测值比较

由 GM-TUNNEL 程序分析得出拱顶下沉及 1#测线的水平收敛位移的预测方程分别为：

$$u_{gd}(k) = -9.918e^{-1.451(k-1)} + 11.505$$

$$u_{lcr}(k) = -7.356e^{-0.867(k-1)} + 8.503$$

根据上述预测方程, $k \rightarrow \infty$ 时, 预测得该隧道拱顶下沉的最终位移为 11.505, 1#测线的水平收敛最终位移为: 8.503。由于隧道的数值模拟计算并未考虑其变形的动态性, 模拟分析时采用的是围岩变形一次性形成的假设, 故各个状态模拟计时产生的位移也就是各状态时的最终位移。所以, 最后一个状态的模拟计算产生的位移与该隧道不加二次支护所预测的最终位移具有可比较性, 具体见表 5-3。差值产生的原因是由于计算值并未考虑位移产生的时间效应, 是假设变形一步到位的结果。

表 5-3 最终位移预测值与计算值的比较

测线	预测最终位移/mm	数值计算最终位移/mm	差值/mm
拱顶下沉	11.505	15.891	-4.386
1#测线水平收敛	8.503	8.818	-0.315

则在该隧道监测监控过程中, 所测试的围岩最后收敛比见表 5-4。

表 5-4 开挖后 46 天时各点的收敛率

测线	测试的最后位移/mm	预测最终位移/mm	收敛比
拱顶下沉	11.175	11.505	97.13%
1#测线水平收敛	7.908	8.503	93.00%

5.3.3 结论

根据规范^[26]中判断围岩稳定性条件之一——位移收敛量已达总收敛量的 80%~90% 时, 可以断定隧道基本稳定。由表 5-4 值, 殷家岩隧道在开挖 46 天后, 其围岩的收敛位移已经占到最终收敛位移的 93%~97.13%, 满足断定该隧道基本稳定的条件。

第6章 结论与展望

6.1 结论

本文结合实际隧道工程，围绕围岩稳定性的位移判定法，从理论数值模拟和现场监测监控两个层面进行了深入的研究，其主要研究内容和结论为：

1) 将数值计算和施工监测监控巧妙的结合在一起，通过对隧道中隔墙中压 力传感器实测数据与计算结果的对比，不断地修改简化模型，找到最佳的计算参数，并利用计算出的应力场和位移场寻找合适的监测监控传感器埋设点。实践检验，该方法能够正确的修正计算参数，确保计算结果的准确性。

2) 在隧道施工监测监控中，成功地将光纤光栅传感器运用于工程实际。光纤光栅传感器很强的耐腐蚀性和抗干扰性在现场测试中得到了表现，并且一次性安装，不妨碍正常施工作业和长期应变在线监测，其在隧道监测监控中具有很广阔的应用前景。

3) 本文创新性地利用测试的围岩应变测试值反演出隧道周边的收敛位移值，从而根据围岩稳定性的位移判据，判定围岩的稳定性。该方法简单可行、测试数据准确可靠，是一种全新的围岩稳定性监测手段。

4) 利用自编的灰色理论预测 GM-TUNNLL 程序和光纤光栅传感器测试的隧道洞周收敛应变，预测了隧道洞周的最终收敛位移，从而利用“释放率”来判断围岩的稳定程度。该方法预测的最终收敛位移与数值模拟的计算值比较吻合，对判别隧道围岩的稳定性有非常重要的参考价值。

论文将数值模拟和现场的监测监控两种方法结合在一起，对隧道开挖后的围岩收敛位移进行了数值计算、测试、预测三种综合技术手段，从隧道围岩的收敛速度、最终收敛量、收敛比三个方面对围岩的稳定性进行了判定。现场的工程实际证实，该方法能准确的判定隧道的稳定性情况，对选择隧道二次支护的时机和支护参数起到了重要的作用。

本文对殷家岩隧道的计算模型和计算方法，所采用的程序及研究结论对以后其它的双联拱隧道的设计与施工有一定的借鉴作用。特别是采用灰色理论的预测理论和方法以及利用测试围岩应变反演隧道洞周收敛位移的全新方法，为

类似的双联拱隧道的施工过程中的围岩稳定性判断提出了一种全新的思路和方法。

6.2 本论文研究展望

双联拱隧道施工是一项十分复杂的系统工程，涉及面相当广泛，施工中影响围岩稳定性的因素很多且复杂，不可能完全分析清楚。利用数值计算软件模拟其应力状态受到多方面的限制，尽管本文利用测试数据调整计算参数的方法取得了一定的效果，但是要想直接利用数值计算取得定量的分析，还有很多方面包括岩土理论方面的需要作不懈的探索。

利用光纤光栅传感器给隧道的监测监控注入了新的元素，但是隧道施工的环境非常恶劣，岩土爆破产生的破坏力极大，这对保护光纤带来巨大的难度，而光导纤维的联接又十分专业和复杂，如何更有效的保护光纤也是将来可以进一步探索的问题。另外，目前判定围岩的稳定性基本都是根据规范上的位移判据或收敛率判据等，这些均是经验式的判断方式，建议利用应变测试直接进行围岩稳定性的应变判定法，将更直接和更准确。

此外，利用监测监控中的围岩稳定性判定，优化隧道的二次衬砌结构，更好的做到动态地信息化施工，也是今后研究的重点之一。

参考文献

- [1]张庆贺,朱合华.土木工程专业毕业设计指南隧道及地下工程分册.北京:中国水利水电出版社,1999
- [2]韩选江.应用在地下工程施工中的新技术.南京建筑工程学院学报,2002年第3期
- [3]王旋等.城市地下空间开发与基础设施建设.地下空间,1994年12月第14卷第4期
- [4]于书翰.隧道施工.北京:人民交通出版社,1999
- [5]李晓红.隧道新奥法及其量测技术.北京:科学出版社,2001年1月
- [6]陈建平,朱首军.新奥法的实质与存在的问题.河港工程,2002年第一期
- [7]朱乐辉,郑金科,伊雪辉.旦架哨隧道监控量测与信息化施工.公路,2002年6月第6期
- [8]吉小明,赵中旺.隧道监测和信息反馈中的计算模型优化问题.地下空间,1997年6月第17卷第2期
- [9]吴梦军,陈彭贵,许锡宾等.公路隧道围岩稳定性研究现状与展望.重庆交通学院学报,2003年六月第22卷第2期
- [10]陈建平,吴立.地下建筑工程设计与施工.武汉:中国地质大学出版社,2000年9月
- [11]黄宏伟.城市隧道与地下工程的发展与展望.地下空间,2001年12月第21卷第4期
- [12]Muller,L.Removing misconception on the New Austrian Tunnelling Method,tunnels & tunneling,1978,October
- [13]文献江.四联拱隧道施工技术.西部探矿工程,2000年第3期
- [14]徐万鹏.隧道位移监测新方法的可行性探索.铁道工程学报,2000年6月第2期(总第66期)
- [15]关宝树.隧道工程设计要点集.北京:人民交通出版社,2003年12月
- [16]孙均主编.地下工程设计理论与实践.上海:上海科学技术出版社,1991
- [17]易萍丽主编.现代隧道设计与施工.北京:中国铁道出版社,1986
- [18]王毅才主编.隧道工程(上、下册).北京:人民交通出版社,1987(上册),1993(下册)
- [19]王明年.三车道隧道模型实验研究及有限元分析.公路,1995年5月
- [20]K.Kamemure,H.Kimuta,A numerical analysis of tunneling in soft rocks,proceeding of international ayposium on weak rock,Vol, II A.A.balkema, Rotterdam, Nethelands, 1981

- [21]Ching S Chang,Numerical and analytical modeling for granulates, Yuan Jian Xin , Proceedings of the 9th International Conference for Computer Method and Advances in Geomechanics , Rotterdam, Netherlands, A A Balkema,1997,105~114
- [22]刘佑荣, 唐辉明.岩体力学.武汉:中国地质大学出版社, 1999 年 9 月
- [23]李世辉.隧道围岩稳定系统分析.北京:中国铁道出版社, 1991 年
- [24]朱永全.隧道稳定性位移判别准则.中国铁道科学, 2001 年 12 月第 2 卷第 6 期
- [25]张勇, 张子新, 华安增.高速公路隧道的围岩变形特征.中南公路工程, 2001 年 9 月第 26 卷第 3 期
- [26]中华人民共和国行业标准.公路隧道施工技术规范 (JTJ024-94) .人民交通出版社, 1994
- [27]朱沛富,王莹军.围岩稳定性预测在隧道(洞)施工中的应用.铁道建筑技术,1999 年第 6 期
- [28]唐辉明, 窦鄂川, 胡新丽.工程地质数值模拟的理论与方法.中国地质大学出版社, 2001 年 10 月
- [29]陈少华, 李勇.联拱隧道的结构分析.中国公路学报, 2001 年 1 月, 第 13 卷第 1 期
- [30] Shi.G.H, Discontinuous deformation analysis -a new numerical model for the static and dynamics of block systems,Ph D Dissertation, department of Civil Engineering, University of California,Berkeley,1988
- [31]张世飙, 陈建平.襄十高速公路双联拱隧道安全方案探讨.安全与环境, 2002 年 9 月
- [32]关宝树.隧道力学概论.成都:西南交通大学出版社,1993
- [33]中华人民共和国行业标准, 公路隧道设计规范 (JTJ026-90), 人民交通出版社, 1990 年
- [34]钟桂彤主编.铁路隧道.北京:中国铁道出版社,1990
- [35]施成华, 彭立敏.地表锚杆预加固浅埋隧道的空间数值分析.长沙铁道学院学报, 2001 年 9 月第 19 卷第三期
- [36]王士天, 黄润秋.澜沧江小湾水电站大跨度地下洞室群围岩稳定性研究.成都理工学院工程地质研究所, 1995 年 5 月
- [37]李泳昆.隧道结构安全性的数值分析.西南交通大学优秀论文.2001
- [38]沪蓉国道主干线湖北宜昌至长阳段高速公路第一合同段殷家岩隧道施工图, 湖北省交通规划设计院
- [39]宜昌(长江大桥)至长阳(白氏坪)公参考资料(第一合同段), 宜昌市宜长高速公路有限公司, 2003 年 1 月
- [40]谢康和.周键岩土工程有限元分析理论与应用[M].北京:科学出版社, 2002
- [41]ANSYS 非线性分析指南. 美国 ANSYS 公司中国代表处
- [42]孙井林.利用 ANSYS 软件模拟施工隧道开挖.甘肃科技, 2003 年 6 月第 19 卷第 6 期

- [43]王忠勋.隧道围岩变形监控量测的实践.铁道建筑, 2000 年第 2 期
- [44]徐芝纶 弹性力学.85-90 页.北京: 高等教育出版社, 1990
- [45]江毅,李建蜀,陈伟民等. 光纤布喇格光栅应变传感器.压电与声光,1995 年 4 月第 17 卷第 2 期
- [46]R.S.Sinha,Underground Structures Design and Instrumentation. Lakewood, Colorado U.S.A,1989
- [47]鲍吉龙,章献民,陈抗生等. 光纤光栅传感器及其应用.激光技术,2000 年 6 月第 24 卷第 3 期
- [48]吴国平, 王振波.下工程开挖位移的灰色理论预测模型.京建筑工程学院学报, 2000 年第 2 期
- [49]何浏,赵金,杨延华.模糊灰色理论在围岩类别评定中的应用.武汉水利水电大学(宜昌)学报,2002 年 12 月第 22 卷第 4 期
- [50]S.Sakurai et al.Displacements Back ANlysis Method and it's Application.Rock mechanics and Rock Engineering,(16)34~39
- [51]Barton,N.,Bandis,S.C.,Strength,deformation and conductivity coupling of rock joints,Int.J.Rock Mech.Min.Sci.& Geomech. Abstr.,1985,22(3)[52]Cundall,P.,A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems,Proc.Symp.On Rock Fracture ISRM NANCY,1971
- [53]Gioda,G.,Sakurai, S. , Back Analysis Procedures for the Interpretation of Field Measurements in Geomechanics, Int. J.for Num. and Analy.Methods in Geomech.,1987,11
- [54]g,L.,Tsang,C.F.,DECOVALEX-An international co-operative research project on mathematical models of coupled THM processes for safety analysis of radioactive waste repositories, Int. J. Rock Mech. Min. Dsci . & Geomech. Abstr, 1995,32(5)
- [55]谢盖尔耶夫 E.M.主编,孔德坊等译,1990,工程岩土学.北京:地质出版社
- [56]Yan Tongzhen and Tang Huiming,1993,Global Environmental Changes and Engineering Geology,Wuhan:China University of Geosciences Press
- [57]山口梅太郎,西松裕一.岩石力学入门],1977,东京大学出版会
- [58]R.Pack and T.Paulay.Reinforced Concrete Structures.A Wiley-Interscience Publication,John Wiley&Sons,1975
- [59]ACI committee 318.Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI318-83),1993
- [60]D.S.Hatcher,Tests of a Reinforced Conrete Flat Slab,Proc,ASCE(ST6),1969.6
- [61]Brow,E.T.,(ED),1987,Analytical and computational methods in engineering rock mechanics,London,Allen & Unwin Press

- [62]E.Hoek,E.T.Brown 著,岩石地下工程.北京:冶金工业出版社
- [63]Goetze,M.J.,et al.FLAC basics.ITASCA Consulting Group,inc.1993
- [64]Cundall,P.,A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems,Proc.symp.On Rock Fracture ISRM NANCY,1971

致 谢

本论文是在导师张开银教授的悉心指导下完成的，值此论文完成之际，谨向尊敬的导师致以衷心的谢意。四年来，导师对我学习上的指导和启发，生活上的关心和照顾，工作上的理解和支持，使我获益很多、终身难忘，导师严谨的治学态度、踏实的工作作风和不断开拓的精神是我学习的动力。

在撰写论文期间，得到了殷家岩隧道施工监测监控课题组的支持和帮助，特别是沈成武教授、李之达教授、张少雄副教授对论文提出了许多宝贵的意见和建议，对我的各种疑惑耐心解答，使我获得了很多知识和经验；在此，向他们及所有支持和帮助我的老师、同学、及家人表示衷心的感谢。

攻读硕士学位期间发表的论文及科研成果

1. 薛光桥, 第一作者. 光纤光栅传感器在隧道稳定判定中的应用. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2005-6 (已录用)
2. 2002 年 12 月至 2003 年 1 月参加襄樊四桥监测监控项目
3. 2003 年 10 月到 2004 年 5 月参加湖北省交通科技项目, 在宜长(宜昌—长阳)高速公路殷家岩双连隧道进行监控量测工作
4. 2003 年 6 月到 2004 年 8 月参加荆东高速公路虎渡河大桥和松西河大桥监控量测工作