

分类号 密级

UDC 编号

中南大學

CENTRAL SOUTH UNIVERSITY

硕士学位论文

论文题目 基于反演理论的深部巷道
支护方案优化研究

学科、专业 采矿工程

研究生姓名 丁鹏

导师姓名及
专业技术职务 李夕兵 教授

摘要

本文结合国家自然科学基金重大项目“深部岩体力学基础研究与应用”子课题：“深部多相多场耦合作用及其灾害发生机理与防治”，以及贵州开阳磷矿深部开采巷道支护优化方案研究，对深部岩体力学参数及地应力进行研究，并将研究成果应用于深井巷道支护方案优化研究的分析当中。

首先，对破坏的马路坪矿巷道进行了现场调查，记录各段巷道破坏的具体地段、破坏程度及破坏特征，分析巷道支护出现问题的各方面原因。

在现场采集典型岩体的岩块并加工成岩石试样，在实验室进行了岩石试样的物理力学性质分析，对矿体下盘布置巷道的页岩的应力-应变曲线做了详细分析。同时，在矿山进行现场调查，对贵州开阳磷矿产生破坏的典型巷道进行现场收敛位移观测，并对观测记录进行分析。

综合应用神经网络理论、混沌优化方法以及反演理论，通过记录的位移值反分析出了该水平面的原岩初始地应力及相关的力学参数。将反分析得出的初始地应力与用经验公式计算的地应力值进行比较，结果显示两者有显著不同，从而说明经验公式有其局限性，要在工程中针对具体情况计算出地应力。

用经验公式和工程类比方法确定马路坪矿运输巷道的支护参数，在此基础上提出对现有支护方案的改进方案。将分析出的该水平面的原岩初始地应力及相关的力学参数应用于巷道支护方案的优选研究中，用 FLAC^{3D}有限差分程序对巷道原来的支护方案、改进后的一种支护方案进行比较计算，得出改进的支护方式的显著优点。每种模拟都计算了巷道开挖后围岩的应力分布、位移和变形情况。把提出的四种改进支护方案进行数值模拟比较，推荐出两个方案进行现场试验，根据现场效果并考虑支护的成本后从中可选出最优方案作为最终方案。

通过对巷道的数值模拟和计算可知，深部岩体承受较高的地应力，其支护参数的不同将会产生不同的效果。针对数值计算和现场试验各自存在的不足，把两者结合起来考虑，以选出最有利的支护方法。

本文结合具体工程开展研究。首先进行现场调查、现场监测和室内试验，再对调查和试验结果进行理论分析。针对分析结果，有针对性地提出技术解决方案以指导现场施工。本文的研究成果对工程实践

有理论指导意义和工程实用价值。

关键词: 深部巷道, 位移反分析, 人工神经网络, 混沌优化, 支护,
数值模拟

ABSTRACT

Combining the key project of National Natural Science Fund “The basic research and application of Rock Mechanics in Depth”, and “the research on technique of surrounding rock control and optimizing method in Kaiyang Phosphorite Mine in Guizhou Province”, the mechanical parameters in the deep earth are analyzed in the thesis, and then the result is used to find the optimized method.

First of all, comprisive field investigation on roof fall at heavy section drift is carried out. According to this, the reason why the accident happende is found out.

Rock samples of each kind are selected in-situ, and they are made into rock models to test. The mechanical parameters gained from the test are analysed, especially the complete curve of stress-strain of shale is analysed carefully. Meanwhile, the deformed and destructed roadway is investigated and the deformations of the roadway are measured precisely.

In-situ stress and mechanical parameters of rock mass are analyzed by the recorded roadway's displacements. The theory of artificial neural network, chaotic optimization and back analysis of mechanical parameters are used for mechanical parameters analysis. The results calculated by back analysis of mechanical parameters and empirical formula are compared, and they are different.

In-situ stress and mechanical parameters of rock mass are used to choose the optimized project by numerical simulation. The software FLAC^{3D} is used to compare the optimized supporting method and the customary one. And the optimized one has its prominent advantages. After that, the four adopted to be optimal supporting methods are analyzed and the only one is found. Each analysis is revealed its stress and its displacement.

At last, it is concluded that very high geostress is loaded on the rock mass after the analysis, and different supporting parameters have different effects on the rock. In response to the limitation of numerical simulation for stability and optimal design of underground rock mass engineering with high geostress and the drawbacks of conventional in-situ underground engineering, two measures-numerical simulation and conventional in-situ underground

engineering are combined to find the optimizing method.

Combining the engineering practice, the field information is gathered and the investigation work is carried out. The mechanical parameters gained from the test are analyzed. In light of causes of the failure of the support, some effective methods are advanced. The findings could be used to guide the engineering practice, and they have an important theoretical guidance and engineering application value.

KEY WORDS: deep roadway; back analysis of mechanical parameters; artificial neural network; chaotic optimization; supporting; numerical simulation

目 录

摘要	I
ABSTRACT	III
目录	V
第一章 绪论	1
1.1 引言	1
1.2 国内外对软岩工程的研究状况	1
1.3 课题来源及研究意义	5
第二章 工程概况	7
2.1 工程概况	7
2.2 马路坪巷道破坏的主客观原因	11
2.2.1 巷道破坏的客观原因	11
2.2.2 巷道破坏的主观原因	12
第三章 矿岩力学性质测试及巷道位移观测	14
3.1 矿岩实验室物理力学性质参数测定	14
3.1.1 现场取样及试件加工简介	14
3.1.2 测试内容	14
3.1.3 矿岩试件测试	14
3.1.4 矿岩试件测试结果	16
3.1.5 小结	19
3.2 地下硐室位移测定	20
3.2.1 地下硐室位移量测方法	20
3.2.2 巷道断面收敛位移监测方案	20
3.2.3 巷道表面位移监测结果及分析	22
3.3 本章小结	25
第四章 地应力混沌优化反分析	27
4.1 地应力位移反分析方法概述	27
4.1.1 反演方法简介	27
4.1.2 地应力位移反分析方法国内外应用状况	28
4.2 神经网络方法简介及应用	30
4.2.1 神经网络系统理论简介	30
4.2.2 神经网络算法的学习过程	31
4.3 混沌理论简介及应用	33
4.3.1 混沌理论简介	33
4.3.2 混沌理论在自然科学中的应用简介	35
4.4 岩体力学参数混沌优化反分析	38
4.4.1 神经网络映射模型与混沌优化	38
4.4.1.1 神经网络与有限元计算结果的映射模型	38

4.4.1.2 神经网络映射模型权值与阀值的混沌优化.....	39
4.4.2 巷道岩体力学参数混沌优化反分析.....	40
4.4.3 开磷马路坪矿位移反分析结果.....	41
4.5 本章小结.....	44
第五章 巷道支护方案选择及数值模拟	45
6.1 巷道支护方案选择.....	45
5.1.1 巷道围岩控制原则及主要途径.....	45
5.1.2 锚杆支护参数的选择.....	45
5.1.3 混凝土参数的选择.....	49
5.1.4 钢筋网参数的选择.....	50
5.1.5 支护方案参数的确定.....	50
5.2 数值模拟软件选择及应用现状.....	51
5.2.1 数值模拟软件国内外研究概况.....	51
5.2.2 数值模拟方法评价.....	51
5.2.3 数值模拟方法的选择.....	52
5.3 马路坪矿巷道支护数值模拟方案.....	53
5.3.1 数值模拟模型的选择.....	53
5.3.1.1 数值模拟模型的形状选择及网格划分.....	53
5.3.1.2 屈服强度准则的选择.....	55
5.3.1.3 模拟参数的选取.....	56
5.3.2 巷道开挖后围岩应力与变形分析.....	57
5.3.2.1 巷道开挖后围岩应力分布.....	57
5.3.2.2 巷道开挖后围岩位移分布.....	59
5.3.2.3 巷道开挖后围岩塑性区分布.....	63
5.4 本章小结.....	65
第六章 全文总结及展望	67
6.1 全文总结.....	67
6.2 本文主要创新点.....	68
6.2 本文的不足之处和以后需要深入研究的工作.....	68
参考文献	69
附录	73
致谢	77
攻读硕士学位期间主要研究成果	78

第一章 绪论

1.1 引言

岩石力学作为一门独立的学科始于 20 世纪 30 年代，广泛应用于冶金、水电、煤炭、土木、交通、地铁、石油等工程^[1]。随着国民经济的快速发展和西部大开发战略的实施，我国的矿山工程和岩土工程建设正大规模的展开，如图 1-1 所示为西部某隧道。

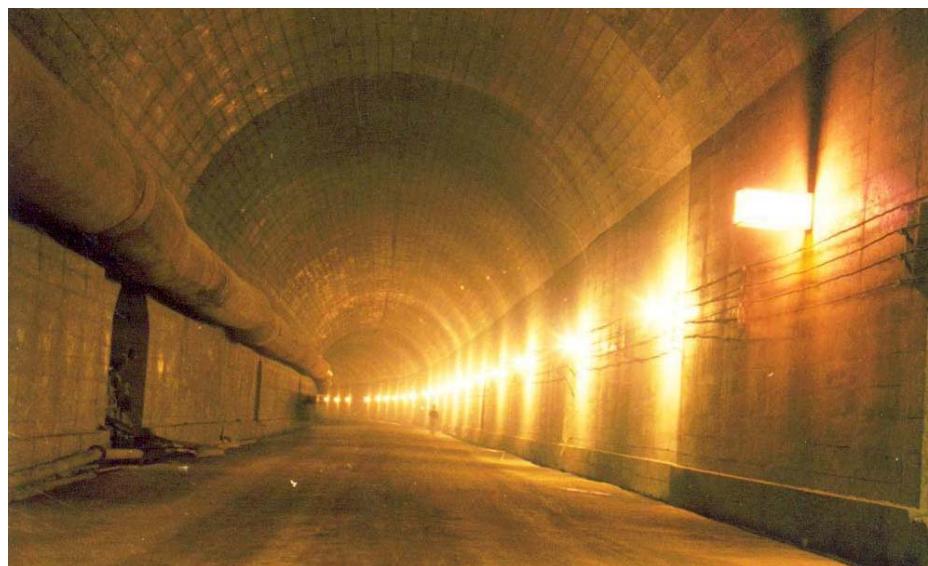


图 1-1 某西部工程中的一段隧道

伴随工程的展开，许多工程都遇到软岩问题，由于矿床赋存条件复杂和开采系统庞大，采矿工程是目前人类开挖最深也是最为复杂的岩石工程，从而带来一系列的地压问题。软岩矿山中出现的地压问题成为各软岩矿山开采过程遇到的最大难题，也是相关科研院校研究的重点和难点。

1.2 国内外对软岩工程的研究状况

软岩，也称松软岩层，对其定义一直存在着争议。从 20 世纪 60 年代到 90 年代初，产生的软岩定义多达几十种。在近几年的文献中，关于软岩的概念总括起来，大概分为以下几种^[3]：

(1) 描述性定义

1) 原煤炭工业部矿山压力情报中心站副站长、软岩分站站长、长春煤炭研究所总工程师陆嘉良提出：松软岩层系指松散、软弱的岩层，它是相对于坚硬岩层而言的。松软岩层由于成岩的时间短、结构疏松、胶结程度差，故自身强度低。

2) 原煤炭工业部软岩分站副站长郑雨天、王明恕、何修仁教授等认为软岩是指软弱、破碎、膨胀、流变、强风化及高应力岩体的总称。

3) 淮南矿业学院朱效嘉教授提出：松软、破碎、软弱、膨胀及风化等岩层称为松软岩层，简称软岩。

4) 原东煤公司的曾小泉高级工程师认为：松软岩层系松散破碎、软弱、强风化和膨胀性岩层的总称。

5) 1984年12月，在昆明市举行的“煤矿矿山压力名词讨论会”上提出的定义是：松软岩层是指强度低、孔隙度大、胶结程度差、受构造面切割及风化影响显著或含有大量膨胀性黏土矿物的松、散、软、弱岩层。

(2) 指标性定义

1) ISRM（国际岩石力学学会1990年，1993年）定义：软岩是指单轴抗压强度在0.5~25MPa的一类岩石。

2) G.Russo(1994年)定义：软岩是指单轴抗压强度小于17MPa的岩石。

3) 抗压强度(σ_c)小于20MPa的岩层称为软岩。

4) $\sigma_c/\gamma h < 2$ 的岩层称为软岩。

其中： σ_c — 单轴抗压强度； γ — 岩石容重； h — 深度。

(3) 工程性定义

1) 中国矿业大学董方庭教授提出：围岩松动圈大于1.5m的围岩称为软岩。

2) 中国矿业大学鹿守敏教授提出：围岩松动圈大于1.5m，并且用常规支护不能适应的围岩称为软岩。

3) 松软岩层是指“难支护的围岩”或“多次支护，需要重复翻修的围岩”。

此外，对于软岩的概念还进行过研究的国外学者有Coates、Deer和Miller、Brock和Franklin、Jennings、Bieniakwski、Eigenbrod、Morgenstern、Barla、Sciotti、Cerici、E.Holk。

上述各种定义各有优缺点，在工程实践中都或多或少的存在局限性。何满潮教授通过近10年的工程实践检验，抽象出软岩的本质特征，提出了新的软岩概念，将软岩分为地质软岩和工程软岩。

地质软岩是指强度低、孔隙度大、胶结程度差、受构造面切割及风化影响显著或含有大量膨胀性黏土矿物的松、散、软、弱岩层，该类岩石多为泥岩、页岩、粉砂岩和泥质矿岩，是天然形成的复杂的地质介质。而工程软岩是指在工程力作用下能够产生显著塑性变形和流变特性的工程岩体。其中工程力指的是作用在巷

道工程岩体上力的总和，它可以是重力、构造残余应力、水的作用力和工程扰动力及膨胀应力等。显著塑性变形是指以塑性变形为主体的变形量超过了工程设计的允许变形值，并影响了工程的正常使用。显著塑性变形包含显著的弹塑性变形、粘弹性变形、连续性变形和非连续性变形等。当工程力一定时，不同岩石，可能表现为硬岩，也可以表现为软岩，而对于同一种岩石，在较低工程力的作用下可表现为硬岩的变形特性，而在较高工程力的作用下则可能表现为软岩的变形特性。因此，工程软岩要满足下面的条件：

$$\begin{cases} \sigma \geq [\sigma] \\ U \geq [U] \end{cases}$$

式中： σ ——工程荷载， MPa；

$[\sigma]$ ——工程岩体强度， MPa；

U ——巷道变形， mm；

$[U]$ ——巷道允许变形， mm。

地质软岩和工程软岩的关系：当工程载荷相对于地质软岩（如泥页岩等）的强度足够小时，地质软岩不产生软岩显著塑性变形的特征，即不作为工程软岩，只有在工程力作用下发生显著变形的地质软岩，才作为工程软岩，在高深度高应力作用下，部分地质硬岩（如泥质胶结砂岩等）也呈现了显著的变形特征，也应视为工程软岩。

软岩工程是一个相对的概念，不同的空间位置（如埋深等），不同的环境条件下，都会使软岩工程所表现出来的特性发生改变，甚至使软岩工程发生根本性的变化。^[1]软岩工程系指与塑性大变形工程岩体有关的岩土工程，如软岩边坡工程、软岩隧道及软岩巷道工程等。

支护理论是实施地下工程支护设计的理论根据。^[3]古典压力理论认为，作用在支护结构上的压力是其上覆岩层的重量 γH ，只是侧压力系数不同而已，所采用的支护方式都是被动式支架支护。坍落拱理论认为坍落拱的高度与地下工程跨度和围岩性质有关，该理论的最大贡献是提出巷道围岩具有自承能力。20世纪50年代以来，人们开始用弹塑性力学来解决巷道支护问题。20世纪60年代，奥地利工程师在总结前人经验的基础上，提出了一种新的隧道设计施工方法，称为新奥地利隧道施工方法 (New Austrian Tunneling Method)，即著名的新奥法。新奥法是目前地下工程的主要设计施工方法之一。新奥法的核心是利用围岩的自承作用来支撑隧道，促使围岩本身变为支护结构的重要组成部分，使围岩与构筑的支护结构共同形成坚固的支承环。

三十多年来，国内外岩石力学对软岩工程问题进行了广泛的研究工作。中国岩石力学与工程学会于1995年专门成立了软岩工程专业委员会，经许多学者的共同努力，使得我国在软岩支护技术和支护理论方面取得了较大的进展，特别是

在软岩支护技术方面发展较快,形成了钢架支护系列技术、料石碹支护系列技术、锚、喷、网支护系列技术、注浆加固系列、预应力锚索支护系列技术以及以上各种支护组合的联合支护系列等。

与软岩的支护技术研究相比,支护理论研究相对较弱,从而制约了支护技术的进一步发展,给工程支护带来了很大的盲目性。因此,必须反思现有的支护理论,探索适合于软岩的支护理论。

目前,对软岩工程的研究,主要是通过观测、模拟试验、类比法以及结合工程实践。

我国采矿手册规定,开采深度大于 $600\sim900m$ 为深部开采^[4]。依据该标准,目前我国的大部分矿山已经进入深部开采。^[37]进入深部开采以后,仅重力引起的垂直原岩应力通常就超过工程岩体的抗压强度,而由于工程开挖所引起的应力集中水平则更是远大于工程岩体的强度($>40MPa$)。同时,根据现有的资料显示,深部岩体形成历史久远,留有远古构造运动的痕迹,其中存有构造应力场或残余构造应力场。自重应力和构造应力二者的叠合累积为高应力,在深部岩体中形成了异常的地应力场。在此应力场中进行采矿作业存在诸多力学问题,也为安全生产埋下隐患。因此弄清工程区域的应力场成为工程人员首先要解决的问题之一。

锚喷支护是巷道支护的发展方向,在软岩巷道支护中占有最重要的地位。随着矿山开采向纵深发展,软岩巷道的支护暴露出越来越多的问题。目前,采用锚喷支护形式存在着以下问题有待进一步研究和解决,主要有:

(1) 对于深部软岩巷道地压显现规律的认识不够深入

由于对深井软岩巷道围岩应力场分布的时空观缺乏系统的研究。在围岩变形、破坏随时间的推移而局部发展的复杂过程中,哪些是影响围岩变形、破坏的关键因素,现在仍然没有比较准确的描述,致使锚喷支护在施作过程中,盲目性大,影响了锚喷支护在深井软岩巷道支护的推广应用。同时,井下的岩体是复杂的介质,多相多场耦合作用更增加了认识地压规律的难度。

(2) 对深部软岩巷道支护的理论不够完善

定性的支护理论虽具可操作性,但缺乏针对性和灵活性:传统的支护理论把顶板和两帮松动围岩的自重作为支护外载;而现代的弹性理论是在理想的假设条件下研究支护对象问题;目前国际上流行的新奥法(New Austrian Tunneling Method)也只是一种方法,没有确切的回答支护对象是什么的问题;松动圈支护理论所考虑的松动圈是围岩变形与破坏的最终产物,忽略了软岩中出现的各种较为复杂的情况和影响因素,其理论不够严密。定量的支护理论研究水平目前难以变成实用的可操作性的支护理论,但是它考虑各种因素的本构关系、涉及各种参数,如果确定支护力的大小,再加上强度理论或稳定准则,可将力学模型用于支

护力的大小设计。这种方法如果参数过多，计算工程量就过大；但是如果参数过少，又难考虑支护过程和围岩变形过程。所以在保证工程需要的前提下，建立合适的模型显得非常重要。

(3) 支护参数确定不尽合理

由于以前工程人员缺乏对现场地质条件的考察和研究，在巷道支护设计中，仅仅根据工程类比来选定支护参数，凭工程经验的成分居多。由此导致巷道支护不久就出现变形破坏严重。分析支护的作用机理时，锚杆的间距和排距影响着锚杆和围岩共同形成的支护体的强度，因此须通过试验取得符合特定矿山的数值。混凝土的喷层厚度也是影响支护体稳定性的另外一个因素，根据工程实际，采用工程类比法和经验公式才能选取恰当的参数。

(4) 施工工艺不甚恰当

在现场，不严格按照设计要求施工，为了图施工方便而改变施工作业时间，颠倒了施工工序，错过了对巷道围岩控制的最佳时间。

最后参考国内外的相似工程，通过现场实验可确定最终的方案。

1.3 课题来源及研究意义

本论文即在此背景下，依托国家自然科学基金重大项目和校企合作项目“贵州开阳磷矿深部开采巷道支护优化方案研究”，展开一系列的科学的研究。

目前，贵州开磷集团在矿山开采中出现了一系列地压问题，如图 1-2 和图 1-3 就是由于矿山开采造成的地表和地下出现的破坏。

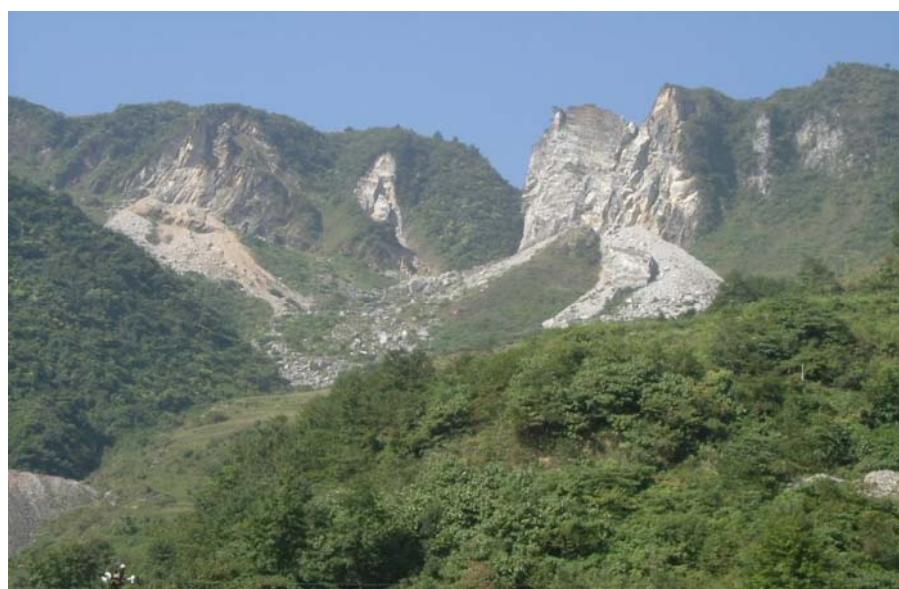


图 1-2 贵州开磷集团矿山开采后地表破坏图



图 1-3 贵州开磷集团矿山由于开采后地下破坏图

第二章 工程概况

2.1 工程概况

贵州开磷集团是集科研、采矿、化工、经贸、建筑安装于一体的大型国有化工企业集团，是我国三大磷矿石生产基地之一，也是我国西部边陲贵州的重点骨干企业。随着矿山浅部矿床开采完毕，公司下属矿山中已有多个矿山的开拓、采准工作进入到+600m~+800 水平，距地表深度达 600m~700m，矿床地压显现严重，因而带来的问题是：矿山主要开拓及采准巷道支护困难，原有的支护技术与措施失效，巷道返修率高，永久性巷道支护后存在经常性冒顶、片帮、底鼓等现象，需要多次维护与加固，维护工作量大，支护成本高；新建的采准巷道虽然支护时间短，但维护量大，作业不安全，给矿山的正常安全开采带来了严重影响。

马路坪矿一期延深开采工程系国家“八五”重点项目之一，建设规模 100 万吨/年生产能力。马路坪矿段位于洋水背斜东翼，为一单斜构造，地层倾向 $120^{\circ}\sim130^{\circ}$ ，倾角 $30^{\circ}\sim35^{\circ}$ 。马路坪北区目前开采现状是：现在 +820m 中段以上已回采完毕，+750m 中段下盘矿开拓运输系统已经全部形成，主斜坡道已经施工到 +700m 标高，正在施工 +700m 中段运输平巷。

调查马路坪矿现在已经开拓和使用的巷道发现具有典型破坏特征的巷道及地点如下：

- (1) +860m 主斜坡道底部 Y 型交叉点附近，工程长度 60 m。
 - ① 岩性：红页岩。
 - ② 施工时间：1994 年。
 - ③ 原来支护：钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆（交叉点拱部有钢筋网）。
 - ④ 破坏情况：两帮开裂剥落、片帮、有大裂缝，拱部局部开裂剥落。
 - ⑤ 破坏情况照片，见图 2-1。
- (2) +860m 主斜坡道底部 T 型交叉点以南，工程全长 60m。
 - ① 岩性：红页岩与砂岩交界。
 - ② 施工时间：1994 年。
 - ③ 支护方式：钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆。
 - ④ 破坏形式：水沟帮及拱部严重开裂剥落、片帮，对帮局部开裂剥落。
 - ⑤ 曾经整改措施：去除开裂剥落层，拱部钢筋砂浆锚杆、两帮管缝式锚杆打钢筋网，喷浆（厚度 100mm）。



图 2-1 +860 m 主斜坡道变形情况

(3) +820m 运输大巷 E18+1 线冒顶处，工程全长 70m。

- ① 岩性：红页岩。
- ② 施工时间：1996 年。
- ③ 原来支护情况：钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆支护。
- ④ 破坏情况：喷层部分面积开裂，片帮，顶板局部剥落，底鼓。C5 交叉点，冒顶支撑，石灰石与水泥混凝土砌支护。
- ⑤ 破坏情况照片，见图 2-2 和图 2-3。



图 2-2 +820 m 中段运输巷片帮情况
况



图 2-3 +820 m 中段大巷鼓出坍塌情

(4) +750m 主斜坡道，工程合计总长 100m。

其一：3#调车硐室上口起向上 20~50 m 段，长 30m。

① 岩性：红页岩。

② 施工时间：1999~2000 年。

③ 原来支护情况：钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆。

④ 破坏情况：喷层部分面积开裂，局部剥落。

其二：3#调车硐室上口起向下 110m 段，折合长度 70m。

① 岩性：红页岩。

② 施工时间：1999 年-2000 年。

③ 原来支护情况：钢筋砂浆锚杆（长 2 m）、喷浆。

④ 破坏情况：喷层大面积开裂剥落；局部片帮、冒顶，左帮下部变形较严重。



图 2-4 750 m 中段斜坡道顶板冒落情况

(5) +750m 中段运输平巷和主斜坡道

工程段长度分别为 90m、50m、40m、750 斜坡道底~C7 段 160m，合计 340m。

其一：C7~C8 段。C7 交叉点 S 口起到 S90m 段，长 90m。

① 岩性：红页岩。

② 施工时间：2001 年。

③ 原来支护情况：钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆。

④ 破坏情况：喷层大面积的开裂剥落；局部片帮冒顶。

其二：C7~C8 段。C8 交叉点 N 口起以 N50m 段，长 50m。

① 岩性：红页岩。

② 施工时间：2001 年。

③ 原来支护情况：钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆。

④ 破坏情况：大面积的冒顶，冒顶高度达 1.5—3m。地坪因底鼓严重倾斜破坏。多次进行过素喷整改，效果不佳。

其三：C8—泄水井段工程长度 40m。

① 岩性：红页岩。

② 施工时间：2001 年。

③ 原来支护情况：钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆。

④ 破坏情况：大面积的冒顶，冒顶高度达 1.5—3m。地坪因底鼓严重倾斜破坏。多次进行过素喷整改，效果不佳。

其四：+750m 斜坡道底～C7 段工程长度 160m。

① 岩性：红页岩。

② 施工时间：2000～2001 年。

③ 原来支护情况：拱部钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆。

④ 破坏情况：喷层大面积开裂剥落，局部片帮冒顶。

其破坏情况如图 2-5 和图 2-6 所示。



图 2-5 +700m 斜坡道片帮情况



图 2-6 +700m 斜坡道侧帮鼓出情况

其五：+750m～3#盘区斜坡道，所报方案工程内容，局部整改 100m。

① 岩性：红页岩。

② 施工时间：2001～2003 年。

③ 原来支护情况：管缝式锚杆打铁丝网（拱部）、喷浆。其中+750～765 分层段为拱部钢筋砂浆锚杆（长 2m）、喷浆支护。

④ 破坏情况：内弯帮普遍开裂剥落，局部片帮；拱部及外弯帮局部开裂剥落，片帮；部分地段有冒顶。其中 765m 分层附近 70 m 段帮顶破坏较严重，775m 交叉点 20 m 段已于 2004 年进行过全断面锚喷网（钢筋网）整改。

(6) +700m 中段运输平巷

- ① 岩性：紫红色页岩。
 - ② 施工时间：2003 年。
 - ③ 原来支护情况：拱部钢筋砂浆锚杆（长 1.5 m）、喷浆支护，支护材料主筋采用 6# 钢筋，锚网尺寸为 2×2 m，锚杆长 1.5 m，网度为 15 mm×15 mm，锚杆排距 1 m，间距 800 mm~1000 mm，喷射厚度 120 mm。
 - ④ 破坏情况：喷层局部开裂剥落，局部片帮冒顶。
- 典型的巷道底鼓情况如图 2-7 所示。



图 2-7 巷道的底鼓情况

2.2 马路坪巷道破坏的主观原因

2.2.1 巷道破坏的客观原因

1、受采动压力影响的巷道破坏特点

+820m 中段大巷是马路坪矿受采动压力影响的最具有代表性的巷道，+820m 中段大巷承担着运输、排水等重要工作，巷道布置于磷矿层底板红色页岩中，随着巷道周边的开采，巷道大面积变形破坏，其变形破坏具有以下四个特点：

(1) 巷道破坏速度快。当巷道支护体承载能力达到极限时，在采动压力的影响下，数月内巷道无法正常运输，甚至行人困难。

(2) 巷道破坏严重。当受采动压力影响时，巷道的破坏是全断面的，有时很难分清以顶、帮、底哪个部分先破坏。

(3) 破坏区域大。巷道破坏可能发生在几米甚至几十米的范围内。

(4) 巷道破坏区域相对位于工作面下部。由于软岩在宏观上具有一定的流变特性,对于工作面下部的巷道受采动压力影响更严重,巷道破坏区域总体偏下。

2、受断层构造影响的巷道破坏特点

马路坪矿断层带破碎严重,观察时发现,穿过断层的巷道在开掘时压力大,变形大,难以维护。经卸压后,在一段时间内巷道相对稳定,但一旦支护体破坏后,巷道变形很快,且在断层下盘容易发生局部冒顶。沿断层掘进的巷道靠断层侧巷帮变形严重,锚喷支护巷道的锚杆往往不受拉力,现场调查中看出,破开巷帮后会发现许多锚杆是弯曲的。

3、受水影响的巷道破坏特点

在淋水段巷道,围岩泥化严重,在现场调查中发现,在巷道顶和两帮,紫红色页岩的泥渣清晰可见,尤其是巷道两帮,因受水的长期侵蚀,锚杆会慢慢失效,巷道两帮发生近似整体向内平移的变形,巷道两帮的移近量大于顶板下沉。水是巷道底鼓的因素,但并不意味着水越多底鼓越严重。通过观察发现,时干时湿的巷道远比长期积水的巷道底鼓严重,局部向底板滴水的巷道比积水巷道底鼓严重。

4、受围岩静压力因素影响的巷道破坏特点

巷道所处地层越深,巷道所受围岩静压就越大,且巷道如果不受其他因素的影响,其四周围岩静压力是均匀的,因此巷道支护体的破坏是在最薄弱的地方开始的(如直墙拱顶断面的直墙底角处,喷厚最薄处等)。由于马路坪矿页岩本身的承载能力差,一旦巷道支护体破坏失效,巷道变形急剧加速。可以看出,要控制巷道的严重破坏,必须防止巷道变形的急剧加速。及时修复巷道支护体,对锚喷巷道、喷体开裂后应及时修复补喷。

2.2.2 巷道破坏的主观原因

1、施工质量因素引起的巷道破坏

(1) 爆破掘进中的错误操作。爆破参数的选择不尽合理,施工中炮眼布置及深度不符合设计标准,达不到光面爆破的技术要求;多打眼少装药原则在施工中没有得到实施,并且由于缺少准确实验数据,以致施工措施中的爆破图表难以在现场实现。结果巷道围岩破坏,围岩自身的承载能力大大降低。

(2) 锚喷工序紊乱。在马路坪矿的生产实际中,为图施工方便,先打锚杆挂网后喷浆是普遍做法,然而这种做法极不合理。第一是围岩风化破碎,使围岩自身承载力降低;第二是打锚杆时,围岩容易片落,金属网不能紧贴岩面,使锚杆初期支护作用极大降低,围岩初期变形加大,锚喷支护体有效支护期缩短;第三

是软岩极易风化，如果喷浆时间太晚，外层围岩已经破碎片落，围岩破坏向里层层传递，最终使锚杆随岩体一起移动，失去锚固作用。

(3) 喷厚不均。局部的喷体太薄，现场调查中，发现巷道多数地方岩体裸露，致使巷道支护最薄弱处成为应力集中的关键部位，首先变形破坏，导致巷道支护的失效，从而使巷道失修。

(4) 巷道成形不好。在公司下属的几个矿井，发现巷道由于成形不好，巷道许多地方出现或平顶或某一部分凸出，这样巷道平顶的中部或凸起的部位就将会成为受力状态最差点而成为关键部位首先发生破坏。

(5) 锚杆角度偏小。观察时发现有些巷道的锚杆打得太斜，造成锚杆对围岩的实际锚固长度减少，同时，锚杆与岩面不垂直致使悬吊作用降低，形成不了有效的组合拱，另外，如果锚杆角度太小，使锚杆受剪力作用，试验表明，锚固力越大，剪力越大，最终锚杆被剪断，从而使巷道破坏失修。

(6) 偷工减料。在实际生产中主要表现在两个方面：一是锚杆间距过大，喷厚不足，造成支护能力达不到设计要求；二是以次充好，或减少水泥配比，或搅拌不均匀。使喷体的刚度及柔韧度都减弱，使支护体既不能承受设计要求的载荷，又不能承受设计要求的变形，巷道过早地破坏。

2、支护设计不合理造成的巷道破坏

(1) 巷道支护形式单一。没有根据围岩地质条件、巷道服务年限、巷道用途来选择支护形式。

(2) 轻视底板支护。由于底板无支护，使压力沿底板释放，造成严重底鼓并使两帮底角向内收敛，造成两帮的破坏失修。

本文即是针对上述问题的主要方面采取措施加以解决。由于马路坪矿+700m 中段运输大巷正在施工，因此主要研究的对象是+700m 中段运输大巷。

第三章 矿岩力学性质测试及巷道位移观测

3.1 矿岩实验室物理力学性质参数测定

3.1.1 现场取样及试件加工简介

为判断马路坪矿巷道的安全性,了解矿体及围岩的稳固情况,以便为支护方法设计、选择和改进提供依据,中南大学与开磷集团协作对马路坪矿矿体及其上下盘具有代表性的矿岩进行了现场岩石取样。岩样运输至长沙中南大学资源与安全工程学院,由其对岩样进行试件加工,并由中南大学力学测试中心在试验室对马路坪矿试件进行了多项物理力学试验。

试验所用设备英国 INSTRON 公司的电液伺服材料控制机准确先进,符合国家岩石力学试验标准,试验过程正确,试验数据真实可靠,其测量出矿岩的主要性能指标可真实地反映出所提供矿岩试件的力学性能。



图 3-1 Instron 试验机系统



图 3-2 研究人员正在测试中

3.1.2 测试内容

测试内容:基本物理力学参数,如尺寸大小、试件重量、质量密度、矿岩抗压强度,抗剪参数,变形参数,物理参数测定。

3.1.3 矿岩试件测试

所有岩样均取自矿段同一条矿脉及其上下盘具有代表性的四种主要矿岩类型,其分别是上盘白云岩、磷矿石、下盘砂岩和页岩,四种矿岩试样贯穿矿体及其上下盘,可以获取试验所需的矿体及其上下盘矿岩的物理力学性质。

(1) 岩样数量、规格及岩石性质特征

① 底板岩样，共 8 块。编号分别为底 1/8～底 8/8，规格为长×宽×高=200 mm×200 mm×200 mm～500 mm×300 mm×300 mm 不等。其中底板砂岩为青灰色，有轻微破碎，节理不发育。底板页岩为紫红色，层理明显，岩石易风化，遇水易泥化。

② 矿石岩样，共 4 块。编号分别为矿 1/4～矿 4/4，规格为 200 mm×200 mm×200 mm～400 mm×300 mm×300 mm 不等；矿石岩性为黑色磷矿石，较为致密坚硬。取自开挖的+750 m 中段矿体内。

③ 顶板岩样，共 4 块。编号分别为顶 1/4～顶 4/4，规格为 200 mm×300 mm×200 mm～300 mm×500 mm×300 mm 不等；岩性为白云岩，有轻微破碎，节理不太发育。取自+750 m 中段矿体顶板中。

(2) 岩石试件的数量和编号

对采自矿山的岩样进行岩石标准试件制作，共获得标准实验试件 72 块，其中顶板白云岩试件 18 块，编号分别为 T1-1～T1-6(用于拉伸试验)，T2-1～T2-6(用于剪切试验)，T3-1～T3-6(用于单轴压缩试验)；底板页岩和砂岩试件 36 块，砂岩编号为：Ba1-1～Ba1-6(用于拉伸试验)，Ba2-1～Ba2-6(用于剪切试验)，Ba3-1～Ba3-6(用于单轴压缩试验)，页岩 Bb1-1～Bb1-6(用于拉伸试验)，Bb2-1～Bb2-6(用于剪切试验)，Bb3-1～Bb3-6(用于单轴压缩试验)；磷矿石试件 18 块，编号为：O1-1～O1-6(用于拉伸试验)，O2-1～O2-6(用于剪切试验)，O3-1～O3-6(用于单轴压缩试验)。

(3) 试验内容与试验过程

① 劈裂拉伸试验

实验目的：测量顶板、底板及矿石的抗拉强度。

试件编号与规格：T1-1～T1-6，Ba1-1～Ba1-6，Bb1-1～Bb1-6，O1-1～O1-6，
规格：直径×高度=50 mm×50 mm。

实验设备：英国 INSTRON 公司的电液伺服材料控制机 1342 型，最大载荷为 250kN。

加载速度：5 mm/50s。

② 抗压试验

实验目的：测量顶板、底板及矿石的抗压强度、弹性模量和泊松比。

试件编号与规格：T3-1～T3-6，Ba3-1～Ba3-6，Bb3-1～Bb3-6，O3-1～O3-6。
规格为：直径×高度=50 mm×100 mm。

实验设备：英国 INSTRON 公司的电液伺服材料控制机 1346 型，最大载荷为 2000 kN。

加载速度：4 mm/800s。

载荷参数：采用5 KN/格的载荷参数。

位移参数：0.02 mm/格。

注：由于底板页岩的试件本身节理、层理较发育，致使试验过程中常发生局部沿节理或层理破坏，使得数据抗压强度比实际值稍偏小，工程应用时，须注意这一点，采用适当的修正值。

③ 剪切试验

实验目的：测量顶、底板及矿石的抗剪强度、剪切模量、内聚力和内摩擦角。

实验设备：英国 INSTRON 公司的电液伺服材料控制机 1346 型，最大载荷为 2000 kN（同上）。

加载速度：5 mm/50s。

载荷参数：5 kN/格。

3.1.4 矿岩试件测试结果

(1) 顶板岩性为白云岩，有轻微破碎，节理不太发育。试块质量密度为 2.66 t/m³；抗拉强度为 5.21 MPa；单轴压缩强度为 105.74 MPa，弹性模量为 22.53 GPa，泊松比为 0.28，内聚力（抗剪强度）为 28 MPa，内摩擦角为 32.27°，岩石较稳定。

(2) 矿石岩性为褐色磷矿石，较为致密坚硬。试块质量密度为 2.76 t/m³；抗拉强度为 7.88 MPa；单轴压缩强度为 48.78 MPa，弹性模量为 14.71 GPa，泊松比为 0.32；内聚力（抗剪强度）为 20 MPa，内摩擦角为 42.18°，岩石较稳定。

(3) 底板 a 砂岩，青灰色，有轻微破碎，节理不发育。试块质量密度为 2.52 t/m³；抗拉强度为 3.02 MPa；单轴压缩强度为 112.93 MPa，弹性模量为 26.61 GPa，泊松比为 0.23；内聚力（抗剪强度）为 25.5 MPa，内摩擦角为 42.56°，岩石较稳定。

(4) 底板 b 页岩，紫红色，层理明显、节理发育，岩石易风化，遇水易泥化。试块质量密度为 2.75 t/m³；抗拉强度（平行层理）为 2.67 MPa；单轴压缩强度（垂直层理）为 30.71 MPa，弹性模量为 9.47 GPa，泊松比为 0.22；内聚力（抗剪强度）为 14.09 MPa，内摩擦角为 38.87°。岩石不稳定，且各向异性，垂直层理与平行层理测得的各参数有较大变化。

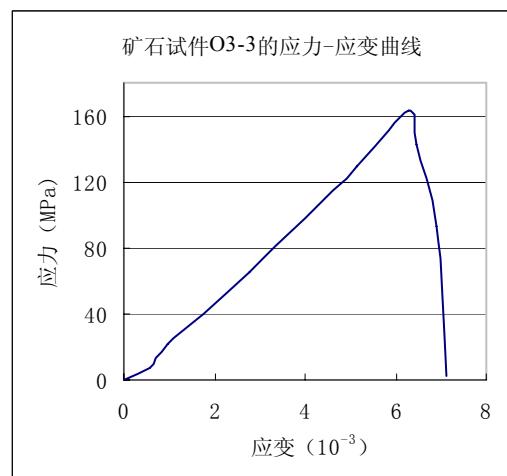
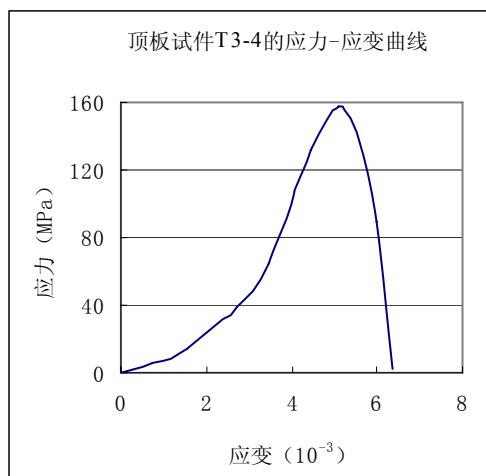
(5) 矿岩主要物理力学性质如表 3-1 和表 3-2 所示。顶、底板岩层岩石的几个典型试件应力-应变全过程曲线详见图 3-3。图 3-4~图 3-7 为试验后岩石试件的形态。

表 3-1 矿岩主要力学性质一览表

类 别		抗压强度 (MPa)	弹性模量 (GPa)	泊松比	抗拉强度 (MPa)	抗剪强度 (MPa)	内摩擦角 (°)
顶板	白云岩	105.74	22.53	0.28	5.21	28	32.27
矿石	磷矿石	48.78	14.71	0.32	7.88	20	42.18
底板	页岩	30.71	9.47	0.22	2.67	14.09	38.87
	砂岩	112.93	26.61	0.23	3.02	25.5	42.56

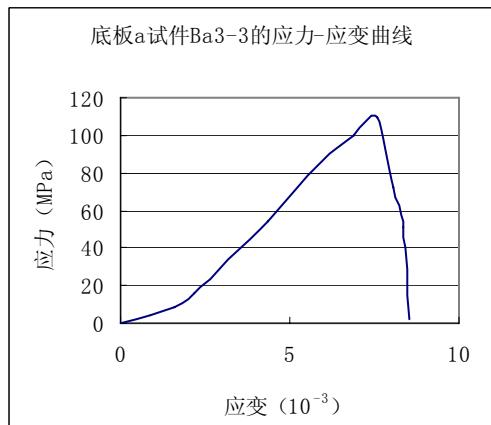
表 3-2 矿岩的主要物理性质一览表

岩石名称	湿度(%)	松散系数 K	比重 t/m ³	吸水性(%)	孔隙度(%)	安息角(°)
白云岩		1.5-1.7	2.66	0.73-4.78	2.65-3.45	36
磷块岩	1-2.25	1.27-1.6	2.76	0.8-6.43	2.23-16.48	37.5
砂岩		1.5-1.6	2.52	0.63—3.37	4.92—6.27	38
页岩		1.3—1.4	2.75		1.03—3.18	38

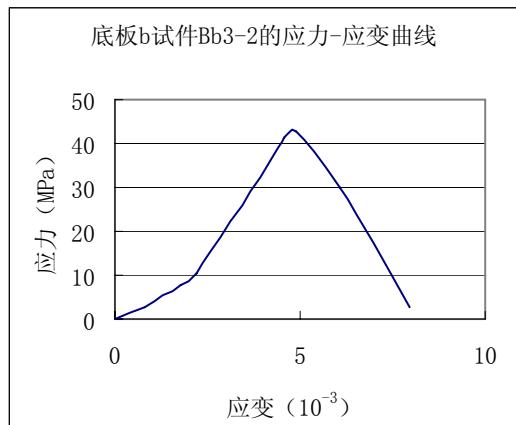


(a) T3-4 试件应力—应变曲线

(b) O3-3 试件应力—应变曲线



(c) Ba3-3 试件应力—应变曲线



(d) Bb3-2 试件应力—应变曲线

图 3-3 典型试件应力-应变曲线图



图 3-4 岩石剪切后试件形态



图 3-5 岩石劈裂拉伸后试件形态 1



图 3-6 岩石劈裂拉伸后试件形态 2



图 3-7 岩石压缩破坏后试件形态

矿山的主要巷道均布置在下盘的页岩中，因此本文对底板页岩其中一个岩石试样的应力-应变曲线做详细讨论。由图 3-3 (d) 可以看出页岩的应力-应变曲线可分为 4 个阶段：压密阶段、线弹性变形阶段、应变硬化（塑性）阶段、应变软化阶段。

化（破裂）阶段。

第1阶段，在开始施加轴向压力时，试件体应变增加，体积缩小，这是由于岩石试件被压密，部分裂隙闭合，应力应变曲线略向上弯曲。微裂隙压密极限为9.5Mpa。

第2阶段，体应变继续增加，岩石表现出较明显的线弹性。这是由于晶粒和孔隙所构成的岩石在这个应力状态下所产生的均是弹性变形，未达到屈服极限，基本符合虎克定律，也是可逆的。

第3阶段内体应变有一个极值，这个极值对应的应力就是屈服应力，屈服点以前试件的体应变都在增大，试件体积不断缩小，过了屈服点之后，试件的横向变形迅速增加，体应变开始减小，试件体积增大，到峰值时体应变趋于0，试件又恢复原来的体积。这个阶段岩石内部开始产生微裂隙，且裂隙随加载荷载增加加速扩展，最终裂隙汇合贯通使岩石破裂。

第4阶段岩石破裂后，岩石的承载能力没有完全丧失，还具有一定的承载能力，强度减弱到残余强度，页岩的残余强度为2.4Mpa。

3.1.5 小结

通过取自矿段同一条矿脉及其上下盘具有代表性的四种主要矿岩的所有岩样进行测试，可得出以下结论：

(1) 顶板岩性为白云岩，有轻微破碎，节理不太发育。试块抗拉强度为5.21MPa；单轴压缩强度为105.74MPa，弹性模量为22.53 GPa，泊松比为0.28，内聚力（抗剪强度）为28MPa，内摩擦角为32.27°，吸水性不强，岩石较稳定，为弹塑性岩石材料。

(2) 矿石岩性为褐色磷矿石，较为致密坚硬。试块抗拉强度为7.88MPa；单轴压缩强度为48.78MPa，弹性模量为14.71 GPa，泊松比为0.32；内聚力（抗剪强度）为20MPa，内摩擦角为42.18°，吸水性不强，岩石较稳定，为弹塑性岩石材料。

(3) 底板砂岩，青灰色，有轻微破碎，节理不发育。试块抗拉强度为3.02MPa；单轴压缩强度为112.93MPa，弹性模量为26.61 GPa，泊松比为0.23；内聚力（抗剪强度）为25.5MPa，内摩擦角为42.56°，吸水性不强，岩石较稳定，为弹塑性岩石材料。

(4) 底板页岩，紫红色，层理明显、节理发育，岩石易风化，遇水易泥化。抗拉强度（平行层理）为2.67MPa；单轴压缩强度（垂直层理）为30.71MPa，弹性模量为9.47 GPa，泊松比为0.22；内聚力（抗剪强度）为14.09MPa，内摩擦角为38.87°。岩石不稳定，且各向异性，垂直层理与平行层理测得的各参数有

较大变化。页岩在单一方向可近似认为是弹塑性岩石材料，但需对相关的力学参数进行折减，然后采用弹塑性力学理论解释实验现象。但遇水泥化后，强度急剧下降，在地压控制中尤其要注意。

3.2 地下硐室位移测定

3.2.1 地下硐室位移量测方法

由硐室开挖引起的围岩位移可以分为在洞周表面各点发生的位移和在围岩内部发生的位移两类，前者称为收敛位移，后者称为域内位移或场位移。由于量测在围岩各点发生的位移量的绝对值比较困难，在工程实践中采集的位移量信息通常都是在测点之间的相对位移量。^[5,42]下面分别介绍收敛位移量测和场位移量测。

收敛位移一般采用收敛计量测。收敛计种类甚多，试验时可在综合考虑洞室尺寸、测线长度和测量精度要求等因素后选用。量测收敛位移时一般先在洞壁测点的所在位置上设置出露端带有弯钩的短锚杆，量测前先将卷尺两端分别在两个测点短锚杆的弯钩上临时固定，然后将卷尺拧紧，即可测取读数。测点和测线的布置方式与洞室形状及尺寸有关。收敛量测主要是量测围岩径向位移。应当指出的是，钢线尺、经纬仪和水准仪等测量仪器或器具也可以在收敛位移量测中采用；然而由于以这些仪器或器具进行测量时测试过程不够简便，且读数精度也常受限制，所以在工程实践中采用较少。

随着测量手段的提高，其他方向的场位移也受到了重视。场位移量测一般采用位移计量测。按由单个位移计可以测取的位移量的个数，位移计可以分为单点式和多点式两类。单点位移计构造简单，但仅能测取一个位移量；多点位移计的特点正好与之相反。单点位移计实际上是端部固定于钻孔底部的一根锚杆，靠在孔口临时安放百分表、千分表或游标卡尺测取读数。测读在锚杆头与围岩壁面间发生的相对变位量，使孔底面与围岩壁面间发生的相对变位量与之相等。多点位移计由于结构较复杂，较少使用。参考文献^[3,26,31]中均有介绍。

由于量测洞周表面的收敛位移较简单，所以矿山应用较多的是使用收敛计测量洞周的收敛位移值。

3.2.2 巷道断面收敛位移监测方案

为了更充分地了解深井软岩巷道开挖后围岩变形破坏的规律，为巷道支护参数的优化设计提供参考依据，本文选择马路坪矿+700m 中段主运输巷道作为试验巷道，对围岩的断面收敛位移进行了监测。

监测仪器：巷道断面收敛位移的量测采用铁科院西南分院研制的 SWJ-IV 隧道收敛计。

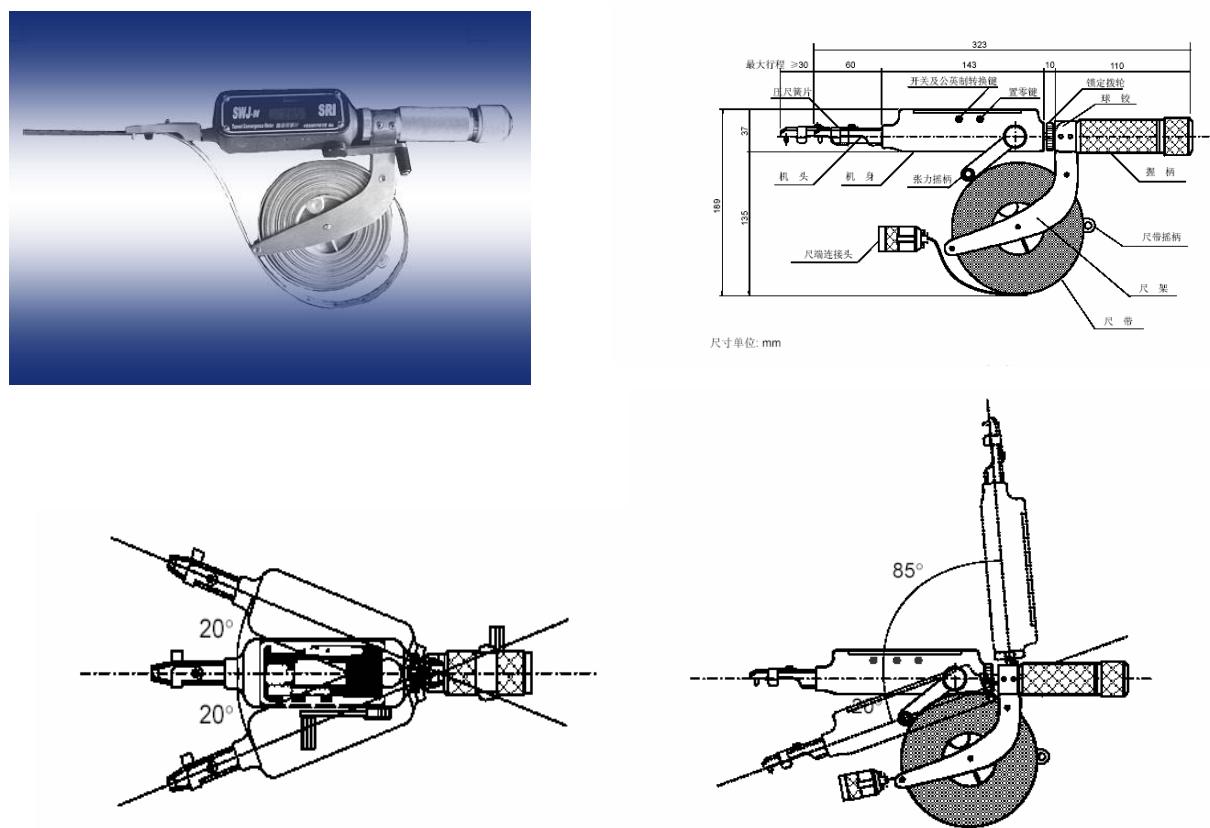


图 3-8 SWJ-IV 隧道收敛计

测站布置：在+700m 运输大巷共布置四个测站，第一个测站布置在巷道初喷处；第二个测站布置在 50m 外的巷道复喷处；另外，每隔 50m 的复喷较稳定处分别布设第三和第四两个测站。

测点布置：收敛计的布设为交叉三角形，每个断面安装四个测点：顶部中轴线上设测点 A，两侧帮上距巷道底部 1.5m 处各布设一个测点 (B、B')，其中一侧帮在距巷道底部 0.3m 处设一个测点 C (注：各断面布置方向和形式相同)。其具体布置形式如图 3-9 所示。

观测时间及频度：在巷道开挖或支护后第一个月内，每天观测 1 次；第二个月，两天观测 1 次；第三个月以后，每周观测 1 次，直到位移不变化或变化很小时停止观测。每个断面的测点均采用相同的量测频度。如遇突发事件，则应加大观测频度。

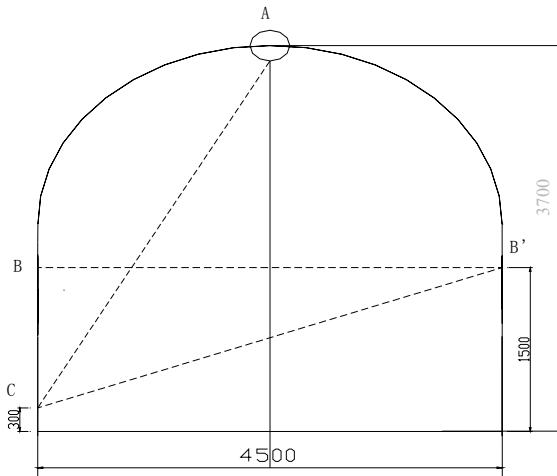


图 3-9 巷道变形测点布置图

3.2.3 巷道表面位移监测结果及分析

马路坪矿+700m 中段主运输巷道表面变形的观测结果见表 3-3，图 3-10~3-13 分别为各测站围岩变形与时间关系曲线。图 3-14 为粗略测量的底鼓量与时间关系曲线。图 3-15 为巷道底鼓的速率变化曲线。

表 3-3 +700m 中段主运输巷道围岩平均位移值

巷道开掘后的时间		第一个月	第二个月	第三个月
帮移	位移量 (mm) (当月/累计)	108/108	43/151	31/162
	位移速度 (mm/d)	3.60	1.43	1.03
顶沉	下沉量/mm(当月/累计)	59/59	35/94	29/103
	下沉速度 (mm/d)	1.97	1.17	0.97
底鼓	底鼓量 (mm) (当月/累计)	121/121	80/201	34/235
	底鼓速度 (mm/d)	4.03	2.67	1.13

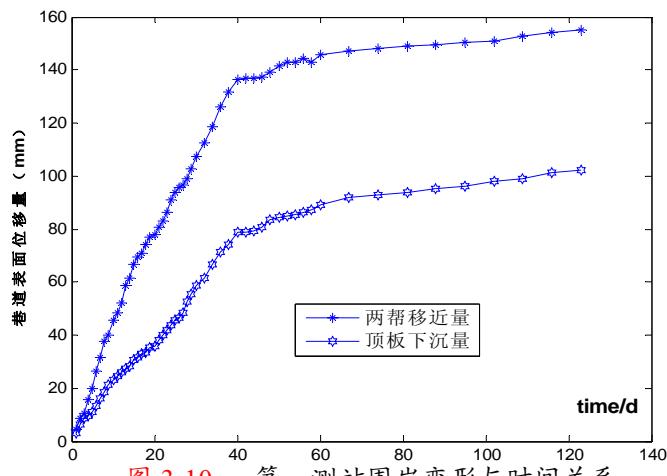


图 3-10 第一测站围岩变形与时间关系

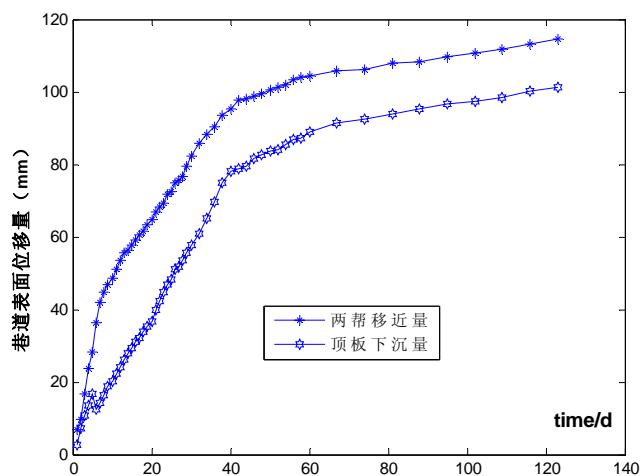


图 3-11 第二测站围岩变形与时间关系

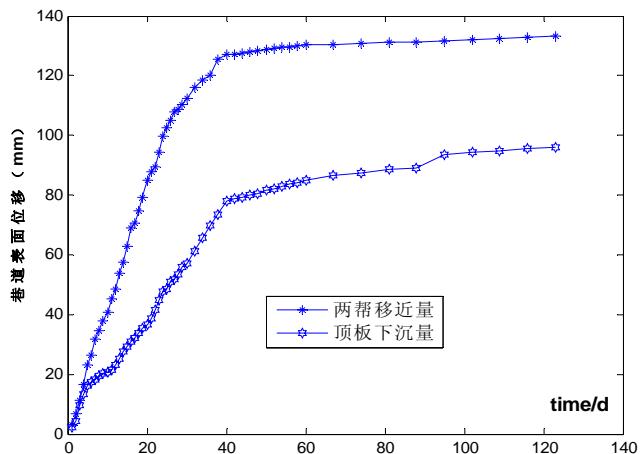


图 3-12 第三测站围岩变形与时间关系

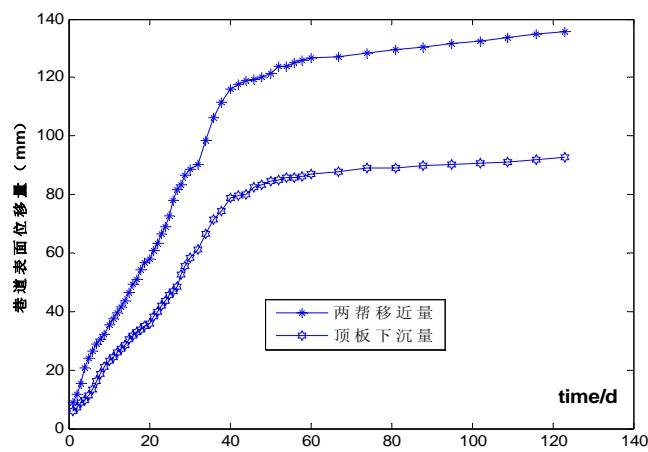


图 3-13 第四测站围岩变形与时间关系

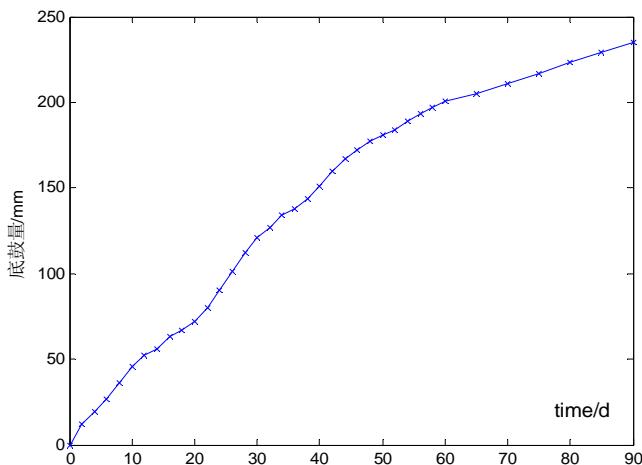


图 3-14 巷道开掘后巷道底鼓量与时间关系

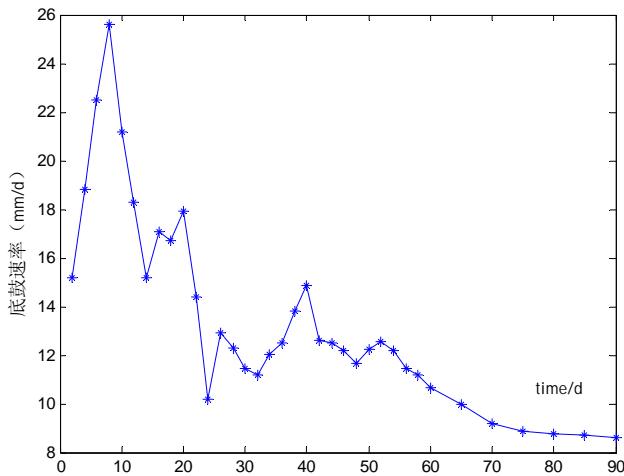


图 3-15 巷道开掘后巷道底鼓速率的变化

分析上述实测结果，可以得出如下规律：

(1) 从实测结果可以看出，四个测站的两帮移近量均大于顶板下沉量，围岩变形量最大的是第一测站，巷道受开挖影响，变形量大，两帮移近量 155.3mm，顶板下沉量 102.4mm。巷道围岩变形量最小的是第二测站，两帮移近量 114.6mm，顶板下沉量 101.2mm。但顶板下沉量均大于巷道单侧的平均移近量，巷道的变形以垂直方向为主。

(2) 巷道开掘后相对稳定期为 10 天左右，矿山采用目前简单的支护方式进行施工后，巷道变形居高不下。巷道顶板下沉量最大为 63mm，最小为 31mm，平均为 47mm。两帮移近量最大为 134mm，最小为 103mm，平均为 128mm。底鼓量最大为 272mm，最小为 215mm，平均为 243mm。从这些数值与支护过程的影响关系可以发现，在使用锚杆支护后，虽然改变了巷道围岩的受力状态，但围

岩的变形仍然没有得到有效地控制。

(3) 实测发现, 巷道在进行复喷后, 顶、底板最大移近速率为 38.3mm/d, 最小移近速率为 24.61mm/d, 平均移近速率为 31.45mm/d, 两帮最大移近速率为 15.27mm/d, 最小移近速率为 11.25mm/d, 平均移近速率为 13.26mm/d。巷道变形速率大, 围岩还没有稳定, 这说明在使用目前的锚喷网支护结构和所选择的支护参数是不尽合理的。

(4) 在深井软岩中, 两帮移近量和底鼓量是整个巷道变形量的主要部分, 试验巷道采用锚喷网支护, 在实测过程的前 3 个月中, 两帮内移和顶板下沉与底鼓量比例分别是: 两帮内移/底鼓=1/2.04, 1/2.07, 1/2.06; 顶板下沉/底鼓 =1/3.74, 1/2.54, 1/2.27。

(5) 不受采动影响的巷道底鼓可以分为三个阶段, 第一阶段为掘巷初期底鼓速率急剧增加阶段, 通常在第 7~8 天左右时达到最大值, 试验巷道的底鼓速率达到 25.6mm/d; 第二阶段为底鼓速率锯齿状下降阶段, 通常要经历 1 个月左右; 第三阶段为常速底鼓阶段, 如果控制不当, 底鼓仍以较高的速度在流变。如图 3-16 所示。巷道翻修时也将重复这三个阶段, 但只要措施得当, 其变形量将大大降低。

3.3 本章小结

本章以从矿山典型岩石试样的实验室物理力学性质和现场巷道位移观测两方面推测工程的岩体力学性质。

通过对从矿山取回的典型岩石进行实验室物理力学性质分析可得出, 矿体顶板白云岩、磷矿石和底板砂岩为弹塑性岩石材料, 页岩在单一方向可近似认为是弹塑性岩石材料, 但需对相关的力学参数进行折减, 然后采用弹塑性力学理论解释实验现象。其中顶板白云岩、磷矿石和底板砂岩强度较高、较稳定, 对于布置在其中的矿山工程的支护措施要求较低; 底板页岩强度较低, 遇水易泥化, 泥化后强度急剧下降, 在地压控制中尤其要注意。

对矿山巷道的收敛变形观测可得知, 布置在页岩中的巷道属软岩工程, 存在多相多场耦合的力学问题。既有因地应力过大引起的变形; 又存在地下水与岩体的作用, 引起岩体强度的降低而造成的破坏。从实测结果可以看出, 四个测站的两帮移近量均大于顶板下沉量, 巷道受开挖影响, 变形量很大, 矿山采用目前简单的支护方式进行施工后, 虽然改变了巷道围岩的受力状态, 但围岩的变形仍然没有得到有效地控制, 巷道变形居高不下。这说明目前在使用的锚喷支护结构和所选择的支护参数是不尽合理的。在深井软岩中, 两帮移近量和底鼓量是整个巷道变形量的主要部分, 试验巷道在实测过程的前 3 个月中, 两帮内移和顶板下沉

与底鼓量并不太大，但是从矿山的实际情况看，正在服务的几个水平的巷道的底鼓仍然是关键的问题。底鼓的问题不简单是地压的问题，尤其是页岩与水的作用，以及岩体的蠕变，本文结合短时间（3个月）的观测数据主要从地压角度考虑底鼓情况，采用对相关参数进行折减以满足工程计算的需要，这点在井巷工程设计和施工中需要注意。

第四章 地应力混沌优化反分析

4.1 地应力位移反分析方法概述

4.1.1 反演方法简介

如果把所讨论的对象作为一个系统的话，则正问题是已知描述系统的模型及输入，求输出，^[6]如图 4-1 所示。在这种情况下，不但模型结构是已知的，而且所有有关的参数也是已知的。



图 4-1 正问题的求解过程图

与之相对，反问题就是在模型结构已知的情形下，根据能够量测出来的输入和输出，来决定模型中的某些或全部参数。^[6]如图 4-2 所示。



图 4-2 反问题的求解过程图

根据参考文献^[6]，在数学领域，例如，在初等代数学中，若把已知方程求根称为正问题的话，那么由根求方程的系数就是代数方程的反问题；在矩阵中，由矩阵求特征值也对应着它的反问题——已知特征值反求矩阵。

固体力学的正问题是指在物体的几何形状、材料性质及外荷载已知的情形下，求解物体内部的应力分布与变形规律；而对应的反问题是把问题中的某些待求量通过实地量测或人为指定为已知量，而将某些已知量作为待求量。

对于矿山岩石力学问题，一般把易量测的位移作为系统的输出，巷道及支护的形状、尺寸作为输入，与模型结构有关的变形参数可作为模型参数，地应力既可以作为输入，也可以看作待识别的参数。

4.1.2 地应力位移反分析方法国内外应用状况

根据参考文献,^[5~7,70]大约 100 年以前,人们在从事地下工程建设的过程中开始逐步认识初始地应力。瑞士地质学家海姆 (Heim) 通过观察大断面越岭隧道的工作状态,首先提出了在岩层中存在初始地应力的概念。1905~1912 年,他对初始地应力的分布规律提出了静水应力场假设,认为在离地表的距离为 H 的地层深处,在各个方向上存在的初始地应力的量值都等于 γH (γ 为地层密度)。1925~1926 年,金尼克又对初始地应力场的分布提出了弹性理论计算法,认为地层中的初始垂直应力可取为自重 γH ,初始水平应力场则应为 $[\mu / (1-\mu)] \gamma H$ 。

1915 年,瑞典的哈斯特 (N.Hast) 在斯堪的纳维亚半岛首先开始量测初始地应力,由此开创了通过现场量测信息反演确定初始地应力的历史。继哈斯特之后,许多国家接着先后开展了这项工作。50 年代以后,我国和其他许多国家都已在结合矿山开采和重大工程建设进行的地质勘察工作中,积累有许多初始地应力的实测资料。将这些实测资料进行综合分析,可知虽然绝大部分地区的初始垂直应力大致相当于按平均密度 $\gamma=2.7 t/m^3$ 计算所得的上覆岩层的重量,但初始水平应力却常大于初始垂直应力,且都具有强烈的方向性,即两个初始水平主应力的量值常常相差较大。最大初始水平主应力的作用方向,一般取决于现代构造应力场的主要压缩方向。

岩土工程的反演理论的发展是伴随着新奥法(New Austrian Tunneling Method)的诞生和发展而发展起来的。新奥法非常重视对岩体变形的监测,其具体工作流程如图 4-3 所示。

由图 4-3 可见新奥法将围岩的变形观测作为重要的工作来做,由此得到的许多收敛位移值引起了岩石力学工作者的兴趣。伴随着有限单元法的诞生和计算机技术的快速发展,学者们将观测到的收敛位移值应用于计算工程区域的初始地应力及其他岩体力学参数。

目前工程上确定岩体的力学参数的方法主要有现场试验、经验公式以及反分析法等。但是由于现场试验法工程费用高,经验公式法又不够准确,促使人们采用位移反分析法的理论去计算并选取岩体的力学参数。

岩体工程位移反分析的基本思想是由 Karanagh 在 1971 年提出来的,基本方法是根据现场实测的位移,利用有限单元法来计算岩体的力学参数。

70 年代起,这类课题的研究开始受到重视,并逐渐取得了成果。其原因,首先是有限单元法等数值计算法的发展使研究人员增多了进行分析计算的手段;其次是新奥法施工技术的出现,使洞室围岩位移量的量测受到了极大的关注;再者是收敛限制法原理的研究,使人们对位移量发生了极大的兴趣。

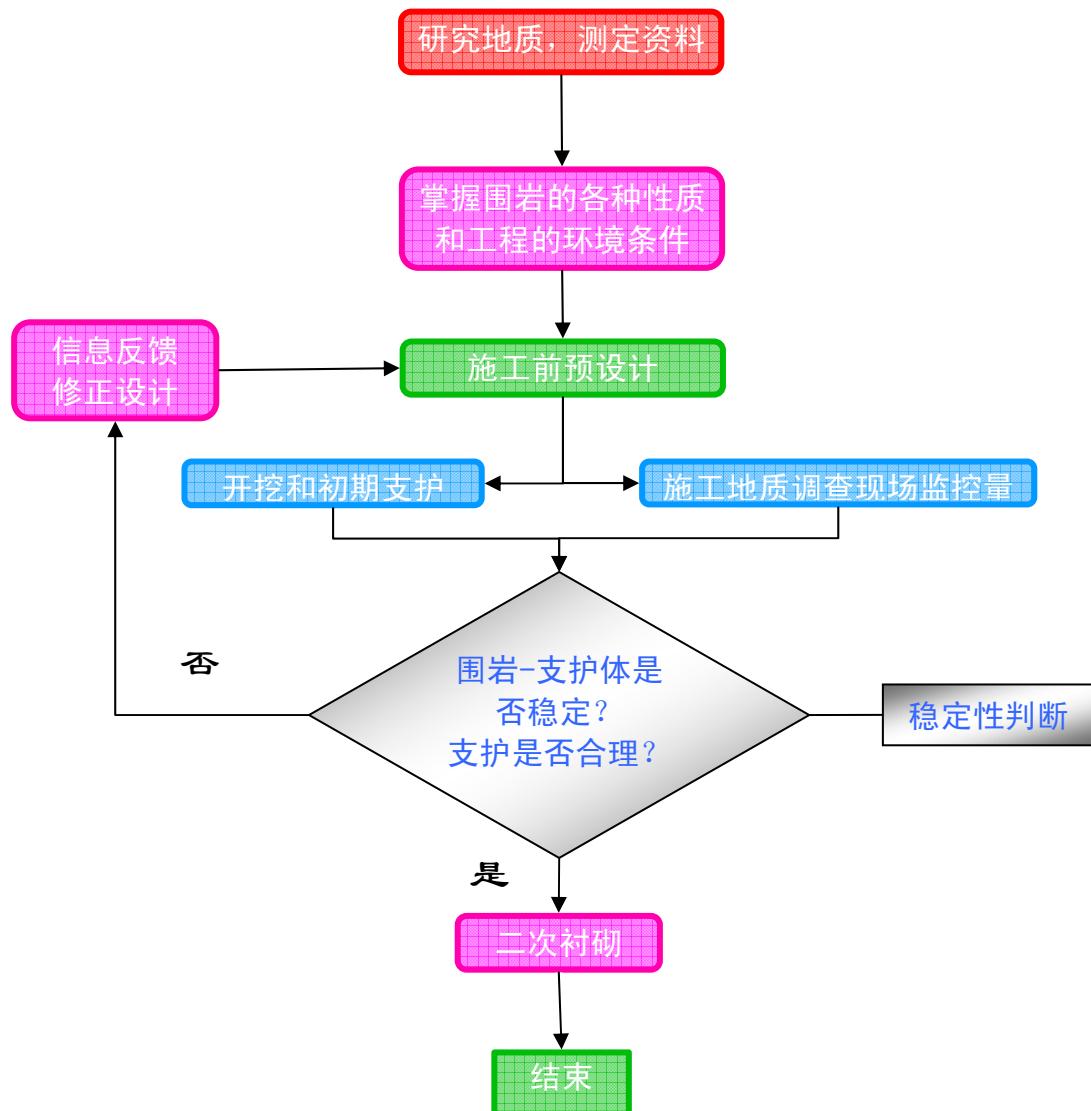


图 4-3 新奥法施工流程图

杨志法提出了初始地应力计算的位移图谱反分析法^[10,71]，根据由有限元计算所得的围岩应力分析结果编制了一系列图谱，使用中直接根据图谱由位移量测确定初始地应力或围岩参数，或同时确定二者。并且现在已经将成果开发成配套软件。冯紫良等提出了初始地应力位移反分析计算的有限单元法的计算原理，包括弹性问题计算的基本关系式，以及弹塑性问题计算的数值处理法等。杨林德等进行了初始地应力位移反分析计算的有限单元法研究，建立了平面应变弹性问题和弹塑性问题反演计算的有限单元法的具体计算法，给出了程序编制的框图和算例验证。提出了单独确定初始构造应力的方法，并可在任意开挖阶段进行反演计算。

日本学者 Sakurai 在 1974 年根据围岩的蠕变位移，使用解析方法计算了岩体的粘滞系数。Kirstem 使用有限元法求影响系数，然后代入到解析解中，按解析方法确定岩体的弹性模量。Sakurai 提出了一种实用的有限元分析方法，即依据

位移一应变反馈确定初始地应力与地层弹性参数值的有限单元法。美国学者 R. E. Goodman^[33]在 70 年代出版的岩石力学专著也曾提到可依据位移量反算初始地应力。意大利学者 G. Go ida 利用位移的实测值来计算岩体的粘聚力、内摩擦角和初始地应力，在这一过程中，使用了单纯形法和变量轮换法等多种优化法。Cividini 等提出了 Bayes 反分析，Gens 提出了极大似然估计法。^[6,66,67]Fujino&Suzuki (1991) 第一次在日本 Kumaushi 隧道施工中应用有限元反分析监控管理，将量测结果迅速高质量地反馈于施工方法。Sarkka et al (1984) 对采矿和土木工程中两个大跨度地下复杂工程进行了反分析，以便于设计。

4.2 神经网络方法简介及应用

4.2.1 神经网络系统理论简介

人工神经网络，全称人工神经元网络(Artificial Neural Networks, ANN)，它起源于 1943 年由心理学家 McCulloch 和数学家 Pitts 提出的神经元生物学模型(简称 M-P 模型)。人工神经网络采用物理学上可实现的器件或采用计算机来建立脑神经活动的数学模型，模拟生物体中的神经细胞网络，即把对信息的储存和计算同时储存在神经单元中，所以在一定程度上神经网络可以模拟动物神经系统的活动过程。它具有高度非线性、学习和自适应性、联想记忆、并行分布处理、数据融合多变量系统等特点，所以广泛应用于工程领域。

神经元模型具有多输入 x_i ， $i=1, 2, \dots, n$ 和输出 y ，模型的内部状态由输入信号的加权和给出。某时刻神经元的输出为：

$$y = f\left(\sum_{i=1}^n w_i x_i - \theta\right) \quad (4-1)$$

式中 x_i 代表神经元的输入信息； n 是输入的数目；权数 w_i 代表了该神经元与传递信息的第 i 个神经元的连接强度； θ 是神经元的阈值，当神经元内部状态超过某个阈值时神经元才被激活；函数 $y = f(x)$ 是非线性单调增函数，通常取 $f(x) = 1/(1+e^{-x})$ 。

一个神经网络系统中有许多神经处理单元，它们以层组合，每个神经单元的具体操作都是从其相邻的其他单元接受输入，然后产生输出送到其他相邻的单元中。一个神经网络实质上是一组输入单元列到输出单元列的高度非线性映射，若有 n 个输入单元， m 个输出单元，则网络可以实现从 n 维欧氏空间到 m 维欧氏空间的映射 $F: R^n \rightarrow R^m$ ， $y=F(x)$ 。若有样本输入 $x=x_1, x_2, \dots, x_n$ 和样本期望输出 $y=(y_1, y_2, \dots, y_m)$ ，可以认为存在某一映射关系 G ，使 $y=G(x)$ 。求解问题转化为通过对网络的训练得到映射 F ，使得在具体问题下(在误差范围内)， F 是 G 的

最佳逼近。

误差逆传播神经网络(Error back-propagation neural network), 简称 BP 网络^[75~80], 是目前在工程中应用比较广泛的一种人工网络, 它是具有三层或三层以上的阶层型神经网络。上、下层之间各神经元实现全连接, 即下层的每一个单元与上层的每个单元都实现权连接, 而每层各神经元之间无连接。网络按有老师示教方式进行学习, 当一学习模式提供给网络后, 神经元的激活值从输入层经各中间层向输出层传播, 在输出层的各神经元获得网络的输入响应。在这之后, 按减小希望输出与实际输出误差的方向, 从输出层经各中间层逐层修正各连接权, 最后回到输入层, 因而叫做“误差逆传播算法”。随着这种误差逆传播修正的不断进行, 网络对输入模式响应的正确率也不断上升。

典型的 BP 网络是三层有反馈的前向网络结构, 即: 输入层、隐含层(也称中间层)和输出层。各层之间为全连接。如图 4-4 所示。

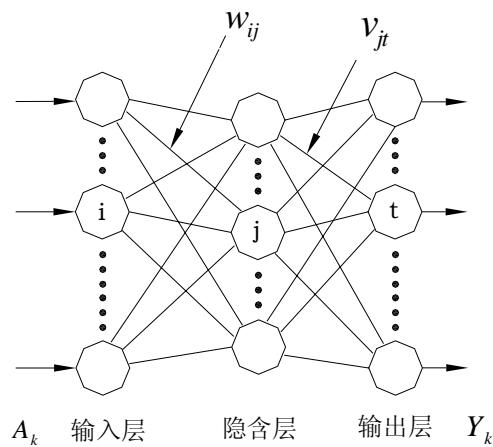


图 4-4 三层前馈阶层网络

网络学习由四个过程组成: 输入模式由输入层经中间层向输出层的“模式顺传播”过程, 网络的希望输出与网络实际输出之差的误差信号由输出层经中间层向输入层逐层修正连接权的“误差逆传播”过程, 由“模式顺传播”与“误差逆传播”的反复交替进行的网络“记忆训练”过程, 网络趋向收敛即网络的全局误差趋向极小值的“学习收敛”过程。归结为“模式顺传播” → “误差逆传播” → “记忆训练” → “学习收敛”四个过程。

4.2.2 神经网络算法的学习过程

参照图 4-4, 下面给出整个学习过程的具体步骤^[75,76]:

(1) 连接权 $\{w_{ij}\}$ 、 $\{v_{jt}\}$ 和阈值 $\{\theta_j\}$ 、 $\{\gamma_t\}$ 初始化，即给一个(-1, 1)区间内的随机值。

(2) 随机选取一模式对 $A_k = (a_1^k, a_2^k, \dots, a_n^k)$, $Y_k = (y_1^k, y_2^k, \dots, y_q^k)$ 提供给网络。其中 n 为输入层单元数, q 为输出层单元数。

(3) 用输入模式 $A_k = (a_1^k, a_2^k, \dots, a_n^k)$ 、连接权 $\{w_{ij}\}$ 和阈值 $\{\theta_j\}$ 计算中间层各单元的输入 $\{s_j\}$; 然后用 $\{s_j\}$ 通过 Sigmoid 函数计算中间层各单元的输出 $\{b_j\}$ 。

$$S_j = \sum_{i=1}^n w_{ij} a_i - \theta_j \quad (4-2)$$

$$b_j = f(s_j) \quad (4-3)$$

式中: $j=1, 2, \dots, p$, p 为中间层神经元单元数; f 为 Sigmoid 函数, $f(x)=1/(1+e^{-x})$ 。

(4) 用中间层输出 $\{b_j\}$ 、连接权 $\{v_{jt}\}$ 和阈值 $\{\gamma_t\}$ 计算输出层各单元的输入 $\{L_t\}$, 然后用 $\{L_t\}$ 通过 Sigmoid 函数计算输出层各单元的响应 $\{C_t\}$ 。

$$L_t = \sum_{j=1}^p v_{jt} b_j - \gamma_t \quad (4-4)$$

$$C_t = f(L_t) \quad (4-5)$$

式中: $t=1, 2, \dots, q$ 。

(5) 用希望输出模式 $Y_k = (y_1^k, y_2^k, \dots, y_q^k)$ 、网络的实际输出 $\{C_t\}$, 计算输出层的各单元的一般化误差 $\{d_t^k\}$ 。

$$d_t^k = (y_t^k - C_t) C_t (1 - C_t) \quad (4-6)$$

式中: $t=1, 2, \dots, q$ 。

(6) 用连接权 $\{v_{jt}\}$ 、输出层的一般化误差 $\{d_t^k\}$ 、中间层的输出 $\{b_j\}$ 计算中间层各单元的一般化误差 $\{e_j^k\}$

$$e_j^k = \left[\sum_{t=1}^q d_t v_{jt} \right] b_j (1 - b_j) \quad (4-7)$$

式中: $t=1, 2, \dots, p$ 。

(7) 用输出层各单元的一般化误差 $\{d_t^k\}$ 、中间层各单元的输出 $\{b_j\}$ 修正连

接权 $\{v_{jt}\}$ 和阈值 $\{\gamma_t\}$

$$v_{jt}^{(N+1)} = v_{jt}^{(N)} - \alpha d_t^k b_j \quad (4-8)$$

$$\gamma_t^{(N+1)} = \gamma_t^{(N)} - \alpha d_t^k \quad (4-9)$$

式中: $j=1, 2, \dots, p$; $t=1, 2, \dots, q$; α 为学习率。

(8) 用中间层各单元的一般化误差 $\{e_j^k\}$ 、输入层单元的输入 $A_k = (a_1^k, a_2^k, \dots, a_n^k)$ 修正连接权 $\{w_{ij}\}$ 和阈值 $\{\theta_j\}$

$$w_{ij}^{(N+1)} = w_{ij}^{(N)} - \beta e_j^k a_i^k \quad (4-10)$$

$$\theta_j^{(N+1)} = \theta_j^{(N)} - \beta e_j^k \quad (4-11)$$

式中: $i=1, 2, \dots, n$; $j=1, 2, \dots, p$; β 为学习率。

随机选取下一个学习模式对提供给网络, 返回到步骤③, 直至网络全局误差函数 E 小于预先设定的一个极小值, 即网络收敛; 或学习回数大于预先设定的值, 即网络无法收敛。

$$E = \sum_k E_k = \sum_k \sum_j (y_j^k - C_j)^2 / 2 \quad (4-12)$$

式中: k 输入输出模式对序列。

学习规则的流程如图 4-5 所示。

MATLAB 是一款强大的工程计算和仿真软件, 其中的神经网络功能提供了大量可调用的函数和命令, 它基本上囊括了目前应用比较成熟的神经网络设计方法。工程技术人员可直接应用 MATLAB 来编写各种网络设计与训练的子程序, 大大提高工作效率和解题质量。

4.3 混沌理论简介及应用

4.3.1 混沌理论简介

英文中的 chaos 一词是“杂乱无章、混乱无序”之意, 它源于古希腊, 意思就是指万物出现之前就存在一个虚无广袤的空间, 中文翻译成“混沌”, 演绎成“混沌”。^[13,17]

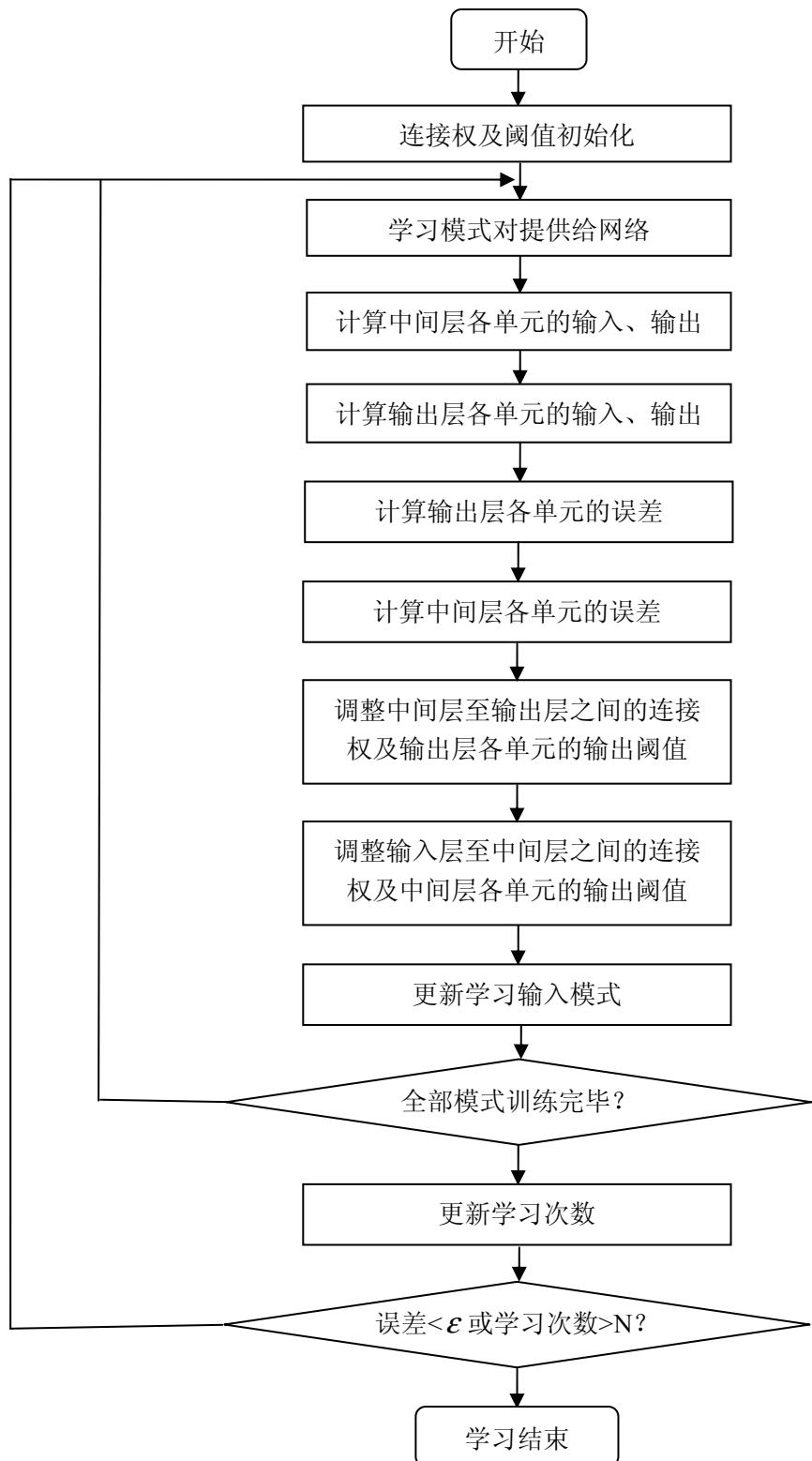


图 4-5 BP 网络学习规则流程图

所谓混沌是指在确定性系统中出现的一种貌似无规则、类似随机的普遍现象，比如缭绕的青烟、洋流的变化、经济的波动以及人口的增长等等。然而，混沌并不是一片混乱，而是有着精致内在结构的一类现象。在这些看似杂乱无章的

表面现象下却有着它惊人的运动规律。如上升的烟雾会突然卷起漩涡；海洋中的暖流和寒流交汇，使海水产生各种大小旋涡；个人的经济行为看似随机，但是对于整个宏观经济来讲每个个体的经济行为又构成了整体经济的变化；家庭人口的变化并无规律可循，倒是集中的人口变化可以改变国家的人口状况等等。

因此，混沌表示某种紊乱的、不清楚的或不规则的现象，表现了系统内部的复杂性、随机性和无序性。混沌运动是指在确定性系统中局限于有限相空间的高度不稳定的运动，是在确定性系统中出现的无规则性或随机性。混沌运动具有遍历性、随机性、“规律性”等特点，混沌运动能在一定范围内按其自身的“规律”不重复地遍历所有状态。因此，如果利用混沌变量进行优化搜索，无疑会比随机搜索更具优越性。

产生混沌的机制是简单的非线性，是丝毫不带随机因素的固定规则。由混沌所表示的无序和不规则状态指出了在确定性系统中的随机现象，由事物的混沌现象又揭示了在自然界和人类社会中普遍存在着确定性和随机性的统一、有序和无序的统一，正是这种在确定性和随机性之间的由此及彼的桥梁作用，使得混沌学被誉为二十世纪科学发展的第三个里程碑。著名物理学家 Ford.J 曾说：“相对论消除了关于绝对空间与时间的幻想；量子力学则消除了关于可控测量过程牛顿式的梦；而混沌则彻底消除了拉普拉斯关于决定论式可预测性的幻想”。

4.3.2 混沌理论在自然科学中的应用简介

在自然界和社会生活中，混沌几乎是无所不在，在许多场合，混沌可能是一种不期望的现象。它可能导致震荡或无规则运行，使系统彻底崩溃。机床在切削金属时产生的不规则振动、打印机由于打印机头的冲击引起的抖动、一些心脏病患者出现的称为心律不齐的心脏纤维性颤动、地球科学中的地震、洋流异常引起厄尔尼诺随机现象等等。因而有必要研究如何控制混沌。^[11,13,17,18]

虽然混沌有不利的一面，但是如果人们充分了解它的特性，对不同的混沌系统施加不同的控制，就有可能得到不同的系统动力学行为，并使其为人们服务。

混沌应用可分为混沌分析和混沌综合。前者是分析从复杂的人工和自然系统中获取的混沌信号并寻找隐藏的确定性规则，如时间序列数据的非线性确定性预测等。后者利用人工产生的混沌并从混沌动力学系统中获取可能的功能，如人工神经网络的联想记忆等。根据参考文献^[17]列举了以下混沌的应用：

- (1) 利用混沌的自相似结构可以逐步实现利用混沌现象进行智能信息处理。
- (2) 利用简单非线性系统的时间混沌，特别是时空混沌，可以作为系统的进化和信息源，文^[13]提出了一种采用多种混沌模型构造的随机开关，以此控制交叉操作以改进遗传算法的性能，日本科学家也正在研制一种超高容量的动态信

息存储器并已取得了初步的成效。

(3) 将混沌和神经网络相融合, 使混沌神经网络由最初的混沌状态逐渐退化为一般的神经网络, 可以形成一类具有学习过程的系统, 以解决注入搜索与学习的组合优化问题。

(4) 利用混沌的游动性搜索记忆模式和混沌中存在的大量不稳定周期轨道来记忆信息, 如用耦合混沌单元构造联想记忆网络可增强系统学习新模式的能力同时还成功地解决了联想记忆、组合优化等问题。

(5) 利用混沌跟踪控制法, 可以改善和提高激光器的性能和功率。例如美国海军研究实验室将此法用在激光装置上, 不仅使激光在很宽的功率范围内维持稳定运行, 而且把激光输出功率提高了十五倍。

(6) 利用混沌信号的编码和解码技术实现混沌信号的保密通讯。此研究已经列入了美国国防的研究计划并正在加紧研制中。

(7) 利用混沌变量进行搜索和寻优, 比随机搜索更具有优越性。搜索时, 可在变量的取值范围内依次遍历各状态, 并在一较小的范围内接受较好的状态作为当前的最优值, 再以此值为中心, 加上一小扰动, 进行细搜索寻找最优值。文^[5]提出了一种将二次载波方法引入混沌优化中, 并把混沌运动的遍历范围放大到优化变量的取值范围, 然后利用混沌变量进行搜索, 这样可以缩小最优解搜索范围, 该方法的效率比目前广泛使用的随机方法要高, 而且使用方便, 是解决连续对象优化问题方便而有效的途径。除此之外, 还有变尺度混沌优化方法, 混沌与共轭梯度混合算法, 混沌模拟退火法, 混沌遗传算法和混沌神经网络权值优化等寻优方法。

可见, 混沌理论和混沌工程学已经吸引了广大科学家的重视。事实上, 混沌学与许多工程领域相互结合还可以产生各种新颖的理论和技术, 例如: 混沌计算机图形学, 混沌生物工程学, 混沌图像处理技术, 混沌控制理论, 混沌噪声理论, 混沌经济学, 混沌函数论, 计算机非线性分析理论和技术(下一代人工智能)等。有些科学家认为还可以产生混沌艺术, 混沌音乐, 混沌医学等崭新的学科领域。

参考文献^[11,12,14,20~22,23~27]提出了一系列混沌优化方法。首先选择用于载波的混沌变量, 最基本的 Logistic 映射^[11,13]公式(4-13)如下所示:

$$x_{n+1} = ux_n(1-x_n) \quad n=0,1,\dots,N; \quad x_0 \in [0,1], \quad (4-13)$$

其中 u 为控制参量, 当 $u=4$ 时, Logistic 映射为 $[0,1]$ 区间的满映射, 并且系统处于完全混沌状态。利用混沌对初值敏感的特点, 赋给(4-13)式 i 个微小差异的初值即可得到 i 个混沌变量。其动力学行为图如图 4-6 所示, 计算程序参见附表一。

设一类连续对象的优化问题为

$$\min f(x_i), \quad i=1, \dots, n, \quad a_i \leq x_i \leq b_i \quad (4-14)$$

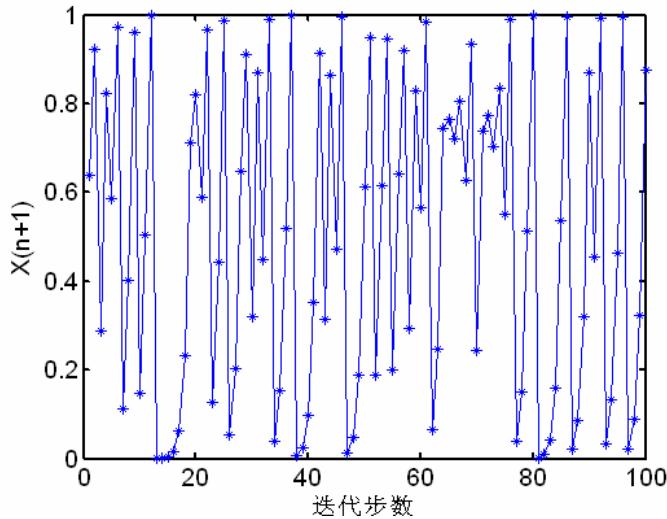


图 4-6 Logistic 动力学行为图

混沌优化方法的基本步骤如下：

步骤 1 算法初始化：置 $k = 1, k'=1$ ；对 (4-14) 式中的 x ，分别赋予 i 个具有微小差异的初值，则可得到 i 个轨迹不同的混沌变量 $x_{i,n+1}$ 。

步骤 2 通过 (4-15) 式用载波的方法将选定的 i 个混沌变量 $x_{i,n+1}$ ，分别引入到 (4-14) 式的 i 个优化变量中使其变成混沌变量 $\dot{x}_{i,n+1}$ ，并将混沌变量的变化范围分别“放大”到相应的优化变量的取值范围。

$$\dot{x}_{i,n+1} = c_i + d_i x_{i,n+1} \quad (4-15)$$

其中 c_i, d_i 为常数，相当于“放大”倍数，(4-15) 式为代数和。

步骤 3 用混沌变量进行迭代搜索。

令 $x_i(k) = \dot{x}_{i,n+1}$ ，计算相应的性能指标 $f_i(k)$ 。令 $x_i^* = x_i(0), f^* = f(0)$ 。

If $f_i(k) \leq f^*$ ，

then $f^* = f_i(k), x_i^* = x_i(k)$ ，

Else if $f_i(k) > f^*$ ，

then 放弃 $x_i(k)$ 。

$k = k + 1$ 。

步骤 4 如果经过步骤 3 的若干步搜索 f^* 都保持不变，则按 (4-16) 式进行第二次载波。

$$x_{i,n+1}^* = x_i^* + a_i x_{i,n+1} \quad (4-16)$$

其中 $a_i x_{i,n+1}$ 为遍历区间很小的混沌变量， a_i 为调节常数，可以小于 1。 x_i^* 为当

前最优解。反之，返回步骤 3。

步骤 5 用二次载波后的混沌变量继续迭代搜索。

令 $x_i(k') = x_{i,n+1}^*$ ，计算相应的性能指标 $f_i(k')$ 。

If $f_i(k') \leq f^*$ ，

then $f^* = f_i(k')$, $x_i^* = x_i(k')$,

Else if $f_i(k') > f^*$ ，

then 放弃 $x_i(k')$ 。

$k'_i = k' + 1$

步骤 6 如果满足终止判据则终止搜索，输出最优解 x_i^*, f^* 。反之返回步骤 5。

4.4 岩体力学参数混沌优化反分析

若要分析地下工程的稳定性，则须首先研究其所在岩体的力学参数。由于岩体是一种天然形成的复杂的地质介质，而非一种性质单一的工程材料，所以在岩体中修建或开掘地下工程要受到一系列自然的特别是地质条件的影响，同时也和工程本身的性质及特点有关。因此由实验室所测得的力学参数与地下工程岩体的力学参数是有差别的，应用反分析方法研究工程岩体的力学参数是一条有效且经济的途径。

在岩石力学计算中由于包含多种力学介质，采用一般数值反分析方法（如鲍威尔法、单纯形法和罚函数法等）必须建立复杂的数学模型，很难快速得出参数的最优反演值。神经网络是对人脑若干特性的抽象和模拟，在工程技术领域具有广阔的应用前景。混沌优化利用混沌具有初始值敏感性、内在随机性及遍历性等特性，采用混沌变量进行搜索，在全局寻优过程中有较高的搜索效率。无疑混沌优化与神经网络相结合为地下工程力学参数反分析提供了新的研究思路。

4.4.1 神经网络映射模型与混沌优化

4.4.1.1 神经网络与有限元计算结果的映射模型

对工程用事先设定的 M 组不同力学参数进行有限元计算，可得出工程中相应位置的 M 组不同位移（或应变）值。用力学参数为神经网络的输入，**有限元**计算结果为输出，训练神经网络，即得到了力学参数与**有限元**计算结果之间的神经网络映射模型。

$$R(E_i, \sigma_{Hi}, \sigma_{Vi}) \rightarrow \tilde{R}(\varepsilon_i) \quad (4-17)$$

式中， $E_i, \sigma_{Hi}, \sigma_{Vi}$ 为第 i 种支护方式的弹性模量、水平初始地应力与垂直初始地

应力; ε_i 为该支护方式的有限元计算的合位移。

4.4.1.2 神经网络映射模型权值与阀值的混沌优化

神经网络的训练过程采用梯度快速下降法, 能实现快速学习与误差反向传播, 但不可避免地会陷入局部极小、收敛慢等问题。用梯度下降法与混沌优化方法相结合, 可以使神经网络实现快速训练的同时, 避免陷入局部极小。

梯度下降法与混沌优化相结合的神经网络训练方法与步骤如下:

(1) 定义目标函数 F

$$F = \sum \sum e_{ij}^2 \quad (4-18)$$

式中 e_{ij}^2 为网络误差信号。

(2) 采用梯度下降法训练神经网络, 如果训练过程中网络收敛比较快, 目标函数: $F \leq F_{\min}$ (F_{\min} 为期望最小网络误差), 神经网络训练结束。如果训练时网络陷入局部极小或训练到规定的次数后, 仍达不到误差要求(即目标函数 $F < F_{\min}$), 记录下此时的权值 W、阀值 b 和目标函数值 F, 转入(3)步。

(3) 设神经网络权值参数有 m_1 个, 阀值参数有 m_2 个, 任意设定 m_1+m_2 个(0, 1)相异的初值, 将 Logistic 映射作为序列发生器, 代入式(4-13)迭代方程, 得到 m_1+m_2 个不同轨迹的混沌变量。将神经网络的权值与阀值左右移动一个微小的区间 ΔW 、 Δb , 分别用式(4-19)和式(4-20)将混沌变量映射到权值与阀值左右移动的取值空间, 转入(4)步。

$$W_{n+1}^* = W - \Delta W + 2\Delta W x_{i,n+1}, \quad (4-19)$$

$$b^* = b - \Delta b + 2\Delta b x_{n+1} \quad (4-20)$$

- (4) 采用混沌变量进行迭代搜索, 并计算每一步迭代的目标值 F^* 。
- (5) 如果 $F \leq F_{\min}$, 计算结束, 置 $W = W^*$, $b = b^*$, 当前权值与阀值对应神经网络的最优解; 如果 $F_{\min} < F^* < F$, 置 $F = F^*$, $W = W^*$, $b = b^*$, 返回(4)步, 继续迭代。
- (6) 进行若干步迭代后, 如果 F^* 保持不变, 采用梯度下降法继续训练神经网络。

4.4.2 巷道岩体力学参数混沌优化反分析

混沌优化与神经网络相结合的反分析方法^[71]是用有限元计算结果训练神经网络，形成巷道岩体力学参数、地应力初始值与有限元计算结果之间神经网络映射模型；而后以实测应变与神经网络的输出误差最小为目标函数，通过混沌优化，求出全局最优解即为巷道岩体力学参数和地应力的最佳反演值。混沌优化与神经网络相结合的巷道岩体力学参数反分析原理与计算步骤如下：

(1) 设有某段试验巷道，参照岩石力学参数确定所要进行反分析的每段巷道围岩力学参数和地应力的取值范围 $[a_i, d_i]$ ；

(2) 根据取值范围分别对每段巷道选取 M 组力学参数和地应力的组合 C ($C=[E_{li}, \sigma_{Hli}, \sigma_{Vli}, \dots, E_{li}, \sigma_{Hli}, \sigma_{Vli}], i=1, 2, \dots, M$)，采用有限元分别进行力学计算，得出不同力学参数在该测点位置的位移 ε ($\varepsilon=[\varepsilon_{1i}, \varepsilon_{2i}, \dots, \varepsilon_{ki}]^T$)；

(3) 对力学参数和地应力的组合 C 和 ε 进行归一化处理。以 C 为输入， ε 为输出，对神经网络进行训练。为了加速神经网络收敛速度及避免网络陷入局部极小，神经网络的训练过程采用梯度下降法与混沌优化相结合的方法；

(4) 设混沌优化的巷道围岩力学参数和地应力为 q 个 ($q=3$)，在 $[0, 1]$ 区间取 q 个不同的初值，分别代入 Logistic 映射式中，得到 q 个不同轨迹的混沌变量 G ($G=[B_1, B_2, \dots, B_q]=[E_1, \sigma_{H1}, \sigma_{V1}, \dots, E_1, \sigma_{H1}, \sigma_{V1}]$)。并将各混沌变量映射到其取值空间。

$$B_{i,n+1} = a_i + (d_i - a_i)x_{i,n+1}; \quad i=1, \dots, q \quad (4-21)$$

用 G^T 为神经网络输入，可得出各测点位置的位移 ε^* ，以神经网络输出位移 ε_j^* 与实测位移 ε_j 之差最小为目标函数 ψ 。

$$\psi = \min |\varepsilon_j^* - \varepsilon_j| \quad j=1, 2, \dots, K \quad (4-22)$$

(5) 采用混沌变量进行迭代搜索，并计算每一步迭代的目标值 ψ ，巷道围岩力学参数和地应力 G^* ；

(6) 如果 $\psi < \psi^*$ ，置 $\psi^* = \psi$ ， $G^* = G$ ，转 (5) 步，继续迭代；

(7) 经过若干次迭代搜索后，如果 ψ^* 保持不变，将 G^* 作为当前次优解，引入模拟退火策略，

$$B'_{i,n+1} = B_i^* + (d_i - a_i)z(K)\eta_i x_{i,n+1} \quad (4-23)$$

$$z(K+1) = (1 - \beta)z(K) \quad (4-24)$$

$$\eta_i = \eta_{i0} - \alpha \text{sign}(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}) \quad (4-25)$$

式中， β 为 $z(K)$ 的衰减因子； η_i 为调节参数； η_{i0} 、 a 为依赖取值范围的常数； $\text{sign}()$ 为符号函数；

(8) 与步骤(5)~(6)相同,采用混沌变量进行迭代,同时加入K循环,使混沌搜索按照与误差相反的方向,并逐步缩小搜索区域。找到系统误差的最小值即为围岩力学参数和地应力值的全局最优解;

(9) 根据反演参数用有限元对工程进行计算,比较计算应变与实测应变的误差。如果误差较大,根据反演计算结果,缩小充填体反演参数的估值空间,重复步骤(2)~(8),直到得到满意结果为止。^[72]

4.4.3 开磷马路坪矿位移反分析结果

在第三章中记录了相应的巷道断面的收敛位移值,根据工程实际情况,巷道的变形是由多种因素引起的,考虑到由地应力过大引起的巷道变形只是其中的一部分,水与岩石的作用、现场施工作业的动力扰动都是引起岩体变形的主要原因。因此,须对巷道的变形值进行折减,折减系数取为0.3(按权值平均,折减了1/3左右)。折减后巷道的收敛位移值(平均位移)见表4-1。

表4-1 +700m中段主运输巷道围岩实测位移及折减后位移

名称	水平位移量(mm)	垂直位移量(mm)	合位移(mm)
实测位移	162	338	375
折减后位移	48.6	101.4	112.5

(1) 设马路坪矿+700m水平运输巷道所要进行反分析的巷道围岩弹性模量范围为[1, 5]和地应力的取值范围为[10, 40];

(2) 根据取值范围分别对巷道选取48组力学参数和地应力的组合C($C=[1,10,10; 1,10,20; \dots, 5,40,40]$),(考虑到反分析的结果为理想情况,与工程中岩体存在一定差别,实验室未有水、化学反应、动力扰动和温度的变化,对测得的弹性模量需要进行折减,折减系数值为0.2),采用有限元计算巷道的收敛变形值。计算为开磷集团马路坪矿+700m水平运输巷道围岩的力学参数(经岩石力学试验得出的泊松比变化不大,内摩擦角可通过折减得到,因此主要考虑弹性模量的反演)和地应力值,考虑到巷道主要布置在下盘页岩岩体中,因此均只考虑底板的页岩岩体的力学参数。应用有限元程序ANSYS进行力学计算,范围为长 \times 高=40m \times 40m,模型采用应力边界条件,模型上表面施加均匀的垂直压应力,模型两侧位移固定并施加水平压应力,模型下表面垂直位移固定,网格划分如图4-7所示。得出不同力学参数在该测点位置的应变 ϵ ($\epsilon=[28,91.3,31.6,129.6,\dots,19.6,28.9]^T$);采用的弹性模量、地应力值及有限元计

算得到的位移值如表 4-2 所示。

表 4-2 不同力学参数和地应力下巷道围岩的变形值

E (GPa)	σ_H (MPa)	σ_V (MPa)	u (mm)	v (mm)	E (GPa)	σ_H (MPa)	σ_V (MPa)	u (mm)	v (mm)
1	10	10	28	91.3	3	30	10	8.2	23.5
1	10	20	31.6	129.6	3	30	20	9.2	44.3
1	10	30	30.3	124.1	3	30	30	9.5	46.2
1	10	40	81.6	130.6	3	30	40	30.7	40.3
1	20	10	27.6	84.5	3	40	10	6.3	19.0
1	20	20	177.2	119.9	3	40	20	6.5	35.3
1	20	30	34.0	111.9	3	40	30	12.9	46.7
1	20	40	86.6	120.4	3	40	40	31.0	47.1
1	30	10	24.2	72.5	5	10	10	5.8	18.7
1	30	20	26.0	127.2	5	10	20	5.2	27.0
1	30	30	26.1	134.0	5	10	30	6.7	25.9
1	30	40	62.8	101.8	5	10	40	18.4	28.7
1	40	10	183.9	56.2	5	20	10	5.7	17.2
1	40	20	176.8	103.9	5	20	20	4.0	24.9
1	40	30	35.1	135.3	5	20	30	7.4	23.5
1	40	40	86.9	136.2	5	20	40	18.8	25.7
3	10	10	9.6	30.9	5	30	10	5.0	14.8
3	10	20	7.1	4.5	5	30	20	5.7	26.8
3	10	30	10.6	42.7	5	30	30	5.8	28.2
3	10	40	29.3	46.9	5	30	40	18.4	9.5
3	20	10	9.4	28.5	5	40	10	3.8	11.4
3	20	20	2.9	40.8	5	40	20	4.0	11.5
3	20	30	118.2	38.4	5	40	30	7.9	28.6
3	20	40	30.9	43.4	5	40	40	19.6	28.9

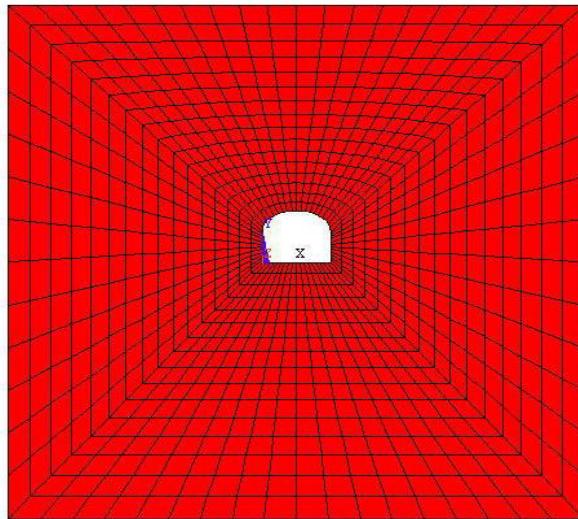


图 4-7 有限元计算模型网格划分图

(3) 对力学参数和地应力的组合 C 和有限元计算结果 ϵ 进行归一化处理。以 C 为输入, ϵ 为输出, 对神经网络进行训练。为了加速神经网络收敛速度及避免网络陷入局部极小, 神经网络的训练过程采用梯度下降法与混沌优化相结合的方法。

所采用的神经网络结构为 3-10-1, 神经网络梯度下降法与混沌优化相结合的方法训练 3000 次, $F=0.1$; 与之进行比较, 采用梯度下降法训练 5000 次, $F=0.15$ 。因此, 用梯度下降法与混沌优化相结合的方法训练神经网络能显著提高效率。最后反演得出该水平面岩石的弹性模量和地应力值, 如表 4-3 所示。计算采用工程软件 MATLAB。作为对比, 我们采用 1926 年苏联学者金尼克提出的假设计算水平应力和垂直应力, 同时列在表 4-3 中。金尼克假设的公式如下:

$$\sigma_H = \gamma H \quad (4-26)$$

$$\sigma_V = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H \quad (4-27)$$

表 4-3 巷道围岩力学参数和地应力反分析结果

弹性模量 E (GPa)			水平应力 σ_H (MPa)			垂直应力 σ_V (MPa)		
取值范围	反演值	实验室测试值	取值范围	反演值	侧应力	取值范围	反演值	自重应力
[1,5]	2.37	9.47	[10,40]	26.43	3.8	[10,40]	14.5	13.5

用反演得出的力学参数再进行有限元力学计算, 计算的水平位移为 40.1mm, 垂直位移为 83.66mm, 与现场测量结果进行比较, 其误差 17.5%。

分析计算结果: 反演计算出的弹性模量与实验室测试得出的弹性模量有比较大的差异, 这是由于在反演前对弹性模量进行了折减; 垂直应力与仅考虑自重计算出的应力相差不大, 可见垂直应力以自重应力为主; 水平应力与采用侧压力系

数计算的水平方向的应力相差很大，经验公式计算出的水平应力只有反演值的14.4%，分析原因主要是由于巷道所在的岩体中可能存在残余的构造应力，同时周围采场采矿产生的地压也是水平应力与用侧压力系数计算出的水平应力相差很大的原因。由此可见，采用传统的经验公式计算地应力具有局限性，针对不同地区不同的水平面，要分别计算出其垂直应力和水平应力，这样得出的结论才更加可信。

4.5 本章小结

本章系统阐述了反演理论的发展状况、神经网络理论的基本原理以及混沌优化方法的原理及应用，并综合运用以上理论求解出马路坪矿巷道岩体力学参数和初始地应力值。

岩土工程反演理论可用容易测量的位移值通过建立合适的模型求解出不易直接测量的岩体力学参数和初始地应力。

神经网络具有高度非线性、学习和自适应性、联想记忆、并行分布处理、数据融合多变量系统等特点，所以广泛应用于工程领域。BP 网络神经元的激活值从输入层经各中间层向输出层传播，在输出层的各神经元获得网络的输入响应。在这之后，按减小希望输出与实际输出误差的方向，从输出层经各中间层逐层修正各连接权，最后回到输入层。随着这种误差逆传播修正的不断进行，网络对输入模式响应的正确率也不断上升，直至满足计算精度要求。

运用混沌优化方法的自身规律进行搜索，不仅搜索效率高，而且编程方便，能实现全局寻优。

采用混沌优化与神经网络相结合的方法成功实现了马路坪矿+700 主运输巷道岩体力学参数和地应力反演计算。把反演计算结果与实验室测试结果和用经验公式计算的结果进行对比，并分析产生两者不同的原因。

采用 Matlab 神经网络工具箱可实现快速编程，该方法可应用于岩土工程弹性和弹塑性反分析，对于岩土工程其他非线性反分析具参考价值，但其应用范围有待进一步的研究。

第五章 巷道支护方案选择及数值模拟

6.1 巷道支护方案选择

5.1.1 巷道围岩控制原则及主要途径

锚喷支护因其施工方便、劳动强度低等诸多优点，生产实践中已被广泛采用。从现场实测、巷道围岩应力分析的结果可知，巷道变形破坏的主要原因是由于支护体力学特性与围岩力学特性出现不耦合所造成的，并且首先从某一部位（称为关键部位）开始，进而导致整个支护系统失稳。^[65,68,74,81]因此，有效地控制围岩的变形必须满足巷道围岩与支护体强度、刚度及结构上的耦合。

5.1.2 锚杆支护参数的选择

锚杆支护是一种主动支护形式，代表了巷道支护的发展方向。在锚杆支护设计过程中，锚杆支护理论是设计的基础，是支护设计的关键部分。目前国内外主要采用传统的悬吊、组合梁、组合拱三大理论进行锚杆支护参数设计。^[81]

锚杆支护的实质是锚杆与围岩的共同作用。当打入锚杆后，巷道围岩的受力状态发生改变。但在不同的阶段，锚杆与岩体相互作用机理有所不同。在早期阶段，由于巷道顶板破坏范围较小，此时锚杆的主要作用是控制顶板下部岩体的错动和离层失稳的发生；在中期阶段，岩层产生了一定的变形，由于岩石的流变效应，随着时间的推移，岩层强度不断降低，但锚杆深入稳定岩层时，其悬吊作用处于主要地位，同时由于锚杆的径向和切向约束，阻止破坏区岩层扩容、离层及错动；在后期阶段，围岩变形加大，锚杆受力加大，设计合理情况下，只要锚杆不产生破坏，围岩的稳定层在锚杆的控制范围内，仍可以起悬吊作用，若稳定层上移，使锚杆完全处于破坏岩层中，则锚杆和破坏岩体仍可形成承载圈，具有一定的承载能力。

由于岩体开挖，顶部岩体要向下移动、变形，下部岩体和上部岩体的变形大小是不同的，锚杆的存在，增大了岩体整体的刚度，使岩体的变形更加协调，下部岩体变形比上部岩体的变形要大的多，此时锚杆就处于一种受拉状态，当锚杆顶端深入稳定岩体中时，锚杆对于下部岩体起着悬吊作用。

锚杆支护参数的选择，首先应分析巷道锚杆支护参数对围岩承载能力增量的影响，了解各支护参数对围岩承载能力增量影响的权重。由经验公式分析可知：

$$\Delta T = \frac{ctg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)tp}{s_c s_l} \quad (5-1)$$

式中: ΔT ——每米巷道承载能力增量, kN;

p ——锚杆承载能力, kN;

t ——组合拱厚度, m;

ϕ ——岩石内摩擦角, ($^\circ$);

s_c ——锚杆间距, m;

s_l ——锚杆排距, m。

如图 5-1 所示是 20MnSi 左旋无纵筋螺纹钢锚杆等间排距条件下锚杆长度、锚杆间排距与每米巷道承载能力增量的关系曲线。

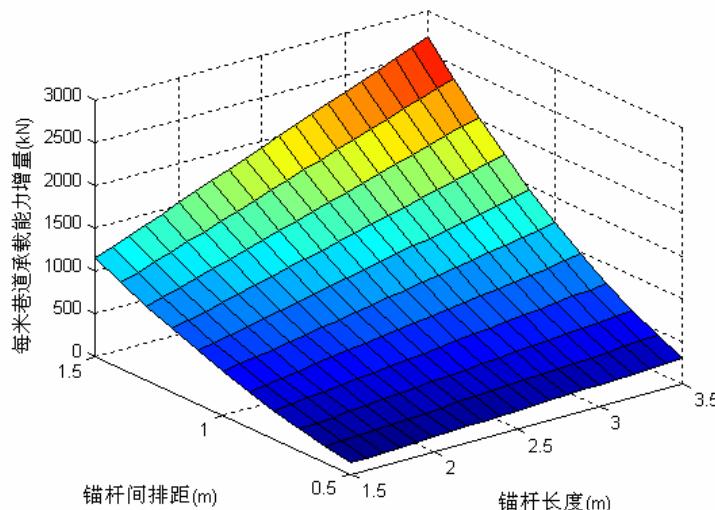


图 5-1 20MnSi 左旋无纵筋螺纹钢锚杆锚杆长度、间排距与巷道承载能力增量关系曲线

由上图曲线可看出, 锚杆长度、锚杆间排距与每米巷道承载能力增量的函数关系并非是线性的, 其关系曲线是复杂的空间曲线, 这样的表述不便于工程实际操作。下面本文将对锚杆长度, 锚杆间排距、锚杆选择、锚杆直径和锚杆孔直径分别做方便工程操作的阐述。

1、锚杆长度的选择

锚杆长度按 (5-2) 式确定:

$$L_b = l_{b1} + l_{b2} + l_{b3} \quad (5-2)$$

式中: L_b ——锚杆长度, m;

l_{b1} ——锚杆外露长度; 一般取 0.1m;

l_{b2} ——锚杆有效长度, m;

l_{b3} ——锚杆锚固长度, 取 0.3m。

其中, 锚杆有效长度 (l_{b2}) 按 (5-3) 式确定:

$$\text{顶: } l_{b2} = L_p - \frac{(a/2)^2 + (c+d)^2}{c+d}$$

$$\text{帮: } l_{b2} = L_p - a/2 \quad (5-3)$$

式中: a ——巷道宽度, m;

c ——直墙圆拱形巷道墙高, m;

d ——直墙圆拱形巷道拱高, m;

L_p ——塑性软化区范围, m。

对于静压软岩巷道, 塑性软化区范围由 (5-4) 式确定:

$$L_p = a \left[\frac{(2p_0 - \sigma_c) \sin \phi_0 + 2C\sqrt{K_p}}{(K_p - 1)p_i + 2C\sqrt{K_p}} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (5-4)$$

$$\text{其中 } K_p = \frac{1 + \sin \phi_0}{1 - \sin \phi_0}$$

式中: σ_c ——页岩抗压强度, MPa;

C ——页岩内聚力, MPa;

ϕ_0 ——页岩峰值内摩擦角, (°);

p_0 ——巷道围岩应力, kN/m²;

p_i ——使巷道围岩不出现软性软化的最小支护力, kN/m²,

$$p_i = p_0 - \sigma_{cs}$$

σ_{cs} ——巷道围岩的软化临界荷载, kN/m²;

将马路坪矿试验巷道的基本参数代入 (5-2)、(5-3)、(5-4) 计算得:

$$\text{顶: } L_b = 2.39\text{m} \quad \text{帮: } L_b = 2.82\text{m}$$

根据实际情况, 巷道顶部选用长度为 2.5~3m 的砂浆锚杆, 巷道两帮选用长度为 3m 的砂浆锚杆。

2、锚杆间排距的选择

锚杆按等距排列, 即

$$S_b = S_c = S_l$$

其中: S_c ——锚杆间距

S_l ——锚杆排距

根据每根锚杆所承担的支护荷载, 则可由式 (5-5) 确定锚杆的间排距

$$S_b = \left(\frac{[\sigma_b]}{p} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5-5)$$

式中： S_b ——等距排列时的锚杆间排距， m；

$[\sigma_b]$ ——单根锚杆的极限破断力， KN；

p ——巷道各部位支护荷载， KN/m²，

$$\text{其中 } p_{sr} = k \frac{W_1}{L_r} \quad (5-6)$$

$$p_{sw} = k \frac{W_{II}}{L_w} \quad (5-7)$$

k ——支护安全系数，取 1.5；

p_{sr} ——巷道顶板支护荷载， KN/m²；

p_{sw} ——巷道帮部支护荷载， KN/m²；

L_r ——巷道顶板承载长度， m；

W_1 ——巷道顶板荷载计算范围内岩体质量， KN；

W_{II} ——巷道帮部荷载计算范围内岩体质量， KN；

L_w ——巷道帮部承载长度， 取 $L_w=c$ ， 其中

$$L_r = \left[\pi - 2 \arctan \left(\frac{a}{2d} \right) \right] \frac{(a/2)^2 + d^2}{2d} \quad (5-8)$$

a ——巷道宽度， m；

d ——直墙圆拱形巷道拱高， m；

$$W_1 = \left\{ a \left[L_p - \frac{(a/2)^2 + (c+d)^2}{2(c+d)} + \frac{d}{2} \right] - \left(\pi - 2 \arctan \frac{a}{2d} \right) \left[\frac{(a/2)^2 + d^2}{2d} \right]^2 + \frac{1}{2} \left[L_p - \frac{(a/2)^2 + (c+d)^2}{c+d} + d \right]^2 \sin 2\phi \right\} \gamma \quad (5-9)$$

$$W_{II} = \left\{ \frac{1}{2} \left[L_p - \frac{(a/2)^2 + (c+d)^2}{c+d} + d \right] + \frac{c}{4} \right\} c \gamma \sin 2\phi \quad (5-10)$$

γ ——计算范围内上覆岩层平均体积质量, KN/m³;

L_p ——塑性区范围, m;

ϕ ——巷道围岩内摩擦角, (°)

代入数据, 计算可得锚杆的间排距(取整):

巷道顶部: $S_b=800\text{mm}$ 巷道两帮: $S_b=600\text{mm}$

数值模拟表明, 当锚杆间排距在 800mm 以下时, 巷道围岩变形量的降低幅度明显下降, 从控制效果和支护成本两方面考虑, 锚杆的间排距选用 600mm×600mm。

3、锚杆杆体的选择

根据巷道支护强度的要求和矿山惯例, 选用 20MnSi 左旋无纵筋螺纹钢锚杆, 其表面有凹凸纹理, 不需要作任何处理即能保证锚杆与锚固剂之间较高的粘结强度。

4、锚杆直径和锚孔直径的选择

从支护效果来看, 在其它条件一定的情况下, 锚杆支护强度的大小与杆体直径成正比, 也就是说, 直径越大, 支护强度越高, 围岩强度强化效果越好; 从经济方面考虑, 锚杆直径对锚杆材料成本的影响不是很明显, 考虑到“三径”合理匹配, 决定选用 $\phi 20\text{mm}$ 的螺纹钢, $\phi 20\text{mm}$ 螺纹钢锚杆的主要力学指标为: 密度 $\gamma=7.8t/m^3$, 弹性模量 $E=214\text{GPa}$, 屈服力 $P_s=114kN$, 平均破断力 $P_b=171kN$, 延伸率为 21.3%。与水泥砂浆锚杆直径相匹配的锚孔直径为 29mm。

5.1.3 混凝土参数的选择

喷层厚度按 (5-11) 式计算^[68]:

$$D = p_i a / \sigma_d \quad (5-11)$$

式中: D ——喷层厚度, mm;

p_i ——作用于喷层的径向压力, MPa;

σ_d ——喷层抗压强度, MPa;

其中:

$$p_i = [Cctg\phi + (1 - \sin\phi)] \left(\frac{a}{R_p} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}} - Cctg\phi \quad (5-12)$$

式中: C ——页岩内聚力, MPa;

ϕ ——页岩内摩擦角, (°);

a ——巷道宽度, m;

R_p ——塑性区半径, m

将马路坪矿试验巷道页岩的力学参数等代入(5-11)、(5-12)计算得:

$$D=120\text{mm}$$

其中, 混凝土的材料配比为:

水泥: 硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥, 标号不低于425号。

砂: 中砂或粗中砂混合的石英砂, 含泥量不超过3%。

石子: 碎石粒径不超过10mm。

水: 水质要洁净, 不应含有杂质。

添加剂: 尽量使用中性和不降低喷射混凝土强度的速凝剂。

配合比(重量比): 水泥: 粗中混合砂子: 石子(1: 2: 2)。

5.1.4 钢筋网参数的选择

从支护强度和刚度考虑, 护网选用钢筋网, 材质选用A3钢, 钢筋直径为6mm; 网度为150mm×150mm; 从循环进尺和巷道周长考虑, 网片选用2000mm×2000mm。

5.1.5 支护方案参数的确定

为了以最少的支护成本取得最好的支护效果, 在洞室工程的勘察、设计及施工中, 首先应做好以下的基础工作。

(1) 由于该巷道断面比较大、服务年限比较长, 因此要尽量选定层厚较厚、稳固性较好且不易受到附近开掘或采动影响的地层。与邻洞间的间距视地层条件尽量使岩柱中心线离该洞壁的距离 $B>3\sim 5$ 倍的 $0.5b$ (b 为洞室跨度) 之处。洞室的水平长轴应尽量布置得与初始地应力场最大水平主应力方向成小角度相交或与之平行才好。此外, 该洞室长轴方向还应与主要的断层或优势节理面的走向长大角度相交。

(2) 做好工程地质和水文地质条件的调查。

(3) 初始地应力的调查。

(4) 选择合理的施工顺序和方法。在地下工程施工中合理选择施工顺序和开挖支护方法对洞室稳定同样重要, 特别是对地质较复杂或高原岩应力的地层更是如此。

为了改善巷道支护的条件, 对现有支护条件进行改进是必然的选择, 通过经验类比和专家论证, 有四种方案可供选择:

方案一: 喷厚120mm, 锚杆长度3m, 间排距900mm×900mm;

方案二：喷厚 100mm，锚杆长度 2.5m，间排距 900mm×900mm，底角锚杆长度 3m，间距 1000mm；

方案三：喷厚 100mm，锚杆长度 2.5m，间排距 700mm×700mm，底角锚杆长度 3m，间距 800mm；

方案四：喷厚 100mm，锚杆长度 2.5m，间排距 700mm×700mm；底角锚杆长度 3m，间距 700mm；

5.2 数值模拟软件选择及应用现状

5.2.1 数值模拟软件国内外研究概况

由于计算机科学的发展，二十世纪五十年代以来，有限单元法、边界单元法、拉格朗日元法和离散单元法等数值模拟方法的研究，及其在岩土工程和采矿工程领域的应用得到了极大的发展。虽然数值模拟方法在岩土工程和采矿工程领域的研究和应用至今仍不完善，但毫无疑问，数值模拟方法确实为采矿和岩土工程的岩石力学研究提供了强有力的工具。我国自七十年代和八十年代相继开始将有限单元法、边界单元法、有限差分法（拉格朗日元法）和离散单元法等数值模拟方法用于岩土工程和采矿工程^[32,33,42,45~47,49]。

5.2.2 数值模拟方法评价

有限元法基于最小总势能变分原理^[9]，以其能方便地处理各种非线性问题，能灵活地模拟岩土工程中复杂的施工过程，因而成为岩石力学领域中应用最广泛的数值分析方法。该法是将研究区域划分成有限个小区域(单元)，各单元由若干结点与其相邻单元连接在一起，用所有单元的集合表征整个研究对象。通过结构及连续体力学的基本原理及单元的物理特性建立起表征力和位移关系的方程组，解方程组求其基本未知物理量，并由此求得各单元的应力、应变以及其他辅助量值。这样通过研究单元的受力与变形并对所有单元进行集合，即可近似得到整个研究区域的受力与变形情况。

边界元法以表述拜特互等定理的积分方程为基础^[33,34]，建立了直接法的基本方程，而基于叠加原理建立了间接法的总体方程；因其前处理工作量少、能有效模拟远场效应而普遍应用于无界域或半无界域问题的求解。该法把边值问题归结为求解边界积分方程问题，在边界上划分单元，求边界积分方程的数值解，进而可求区域内任意点的场变量。由于它与有限元法相比，具有降低维数（将三维问题降为二维问题，将二维问题降为一维问题），输入数据准备简单，计算工作量少，精度较高等优点，故已在许多领域内得到了具体应用，尤其是对均质或等效

均质围岩的地下工程问题的分析更为方便。其不足之处是对于非连续多介质、非线性问题，边界元法不比有限元法灵活、有效。

拉格朗日元法采用显式差分法求解^[50~52,59,61]，要求介质在变形过程中连续。该法是将研究对象划分成网格，物理网格影射在数学网格上。对于网格中的结点，假设某一时刻各个结点的速度为已知，根据高斯定理可以求得单元的应变增量，然后由材料的本构关系求得单元的应力增量以及全应力。由单元应力可以求得各结点上的不平衡力，进而求得结点在不平衡力作用下产生的加速度和速度，由速度再求得下一时步的单元应变和应力。如此循环直至问题收敛。

离散单元法的理论基础是牛顿第二运动定律。^[32]该法也像有限单元法那样，将研究区域划分成单元，但是，单元因受节理等不连续面的控制，在以后的运动过程中，单元与其邻接单元可以接触，也可以分开。单元之间相互作用力根据力和位移的关系求出，单元的运动根据该单元所受的不平衡力和不平衡力矩的大小按牛顿运动定律确定。

5.2.3 数值模拟方法的选择

对于岩体工程，数值模拟方法的选择，取决于研究对象即岩体工程结构的岩石力学性质和数值模拟的目的。在岩体工程实践中，硬岩及应力水平不甚高的中硬岩，其力学性质主要呈现为弹性或弹塑性；高应力环境下的软岩，其力学性质主要呈现为塑性或粘塑性；对于采矿工程中的采准、切割工程及采场，由于其服务时间（或存在时间）较短，若岩石具有中等以上的硬度，则在计算分析中可忽略岩石的流变性。

在实际研究工作中，数值模拟研究的目的通常为：在较大的范围内，了解整个岩体工程系统的应力及变形规律；对局部的工程结构如巷道、采场、矿柱等进行详细的应力及变形分析；研究工程结构的破坏特征及动态破坏过程，如矿柱失稳、顶板冒落、巷道片帮底鼓等。

为了达到了解整个岩体工程系统的应力及变形规律的目的，各种数值方法均可采用，但以弹塑性有限单元法或拉格朗日元法最为适宜。这两种方法的单元划分灵活，计算所需参数较少且易获得，成本较低，因而应用最为广泛。局部工程结构的应力及变形分析，若岩石中硬以上，则各种方法均可采用；若岩石软弱，则可采用适宜进行大变形分析的拉格朗日元法；若岩体可能发生非连续破坏，则宜采用离散单元法。

数值模拟方法选择后，对于一个具体问题，是进行平面分析还是进行三维分析，也需进行恰当选择。严格地讲，岩土工程中所遇到的问题大部分都是三维的，采用三维计算分析会得到更接近实际情况的结果，但三维分析编码复杂、易出错

且计算所需时间长。如果采用平面分析既能达到目的，计算结果误差也不大，如巷道围岩的应力与变形分析，则以采用平面分析为宜。

本文研究的是高应力软岩巷道的支护问题，其目的是从宏观上对深部开采条件下巷道、硐室的稳定性作出评价，对其所受应力和应变进行预测，从而为预防深部开采可能发生的灾害提供理论依据。

基于本文研究对象及目的，由以上对数值模拟方法的分析可知，选择有限单元法和拉格朗日元法比较适宜。而拉格朗日元差分法求解时无需形成刚度矩阵，不用求解大型联立方程，因而占用内存少，适宜于求解较大的工程问题^[47~49]。鉴于 FLAC 拉格朗日差分程序在岩土力学分析中的优势和求解动力问题的特点，其能很好地解决非线性动力分析问题，选用有限差分程序 FLAC^{3D} 作为本次计算分析的工具。

5.3 马路坪矿巷道支护数值模拟方案

5.3.1 数值模拟模型的选择

数值模拟是一种评价岩体稳定性的定性或准定量的方法，为了使计算结果比较接近实际情况，应该对岩体介质性质及计算模拟等作一些必要的假设。

岩石的力学性质是指它的弹性、塑性、粘性及各向异性等，根据在应力作用下所表现出来的变形特征及本构关系，可将岩石分为线弹性、弹塑性及粘弹性等多种属型。岩石力学属性是确定岩体性质的基础，但岩体具有特定的结构，加上岩体的性质各向异性及结构各向异性的影响而使其复杂化。大量的工程实践表明，岩体结构特征空间上的分布既有一定的规律性，又有一定的随机性。对于所研究的马路坪矿，从矿山岩体工程的宏观范围考虑，可以将其看作是似均质各向同性介质。但考虑到岩体具有复杂的力学性质，比如弹性、塑性、流变变形、应变硬化或应变软化等，又具有复杂的结构特性，比如岩体结构、岩体介质结构及地质结构等，因此可以将岩体视为非线性弹塑性介质。

马路坪矿的地质条件及岩体结构条件比较复杂，计算模拟中不可能写真式地充分反映和考虑，数值模拟计算只能考虑对巷道围岩稳定性起控制作用的大型或较大型结构面，小型的结构面如节理、裂隙等由于它们的尺寸相对于整个矿体来说太小的，就没有必要考虑了。

5.3.1.1 数值模拟模型的形状选择及网格划分

马路坪矿运输巷道围岩主要是紫红色页岩，巷道断面形状为三心拱，顶拱大圆半径 $R=3.1m$ ，小圆拱半径 $r=1.17m$ ，拱高 $a=1.5m$ ，直墙墙高 $b=2.2m$ ，巷道

跨度 $l=4.5m$, 而且处于静水压力状态, 岩体的有关参数根据第三章测试结果折减和第四章的计算结果可得出。

1、网格划分方法: 有四种, 即延伸划分、映像、自由划分和自适应划分。延伸网格划分可将一个二维网格延伸成一个三维网格。映像划分可以将几何模型分解成简单的几部分, 然后选择合适的单元属性和网格控制, 生成映像网格。

2、单元类型的确定。单元类型决定单元的自由度设置、单元形状、维数、位移形函数。经常采用的单元有壳单元、线单元、二维实体和三维实体。壳单元用来模拟平面或曲面, 其厚度大小取决于实际应用。一般来说, 壳单元用于主尺寸不小于 10 倍厚度的结构。对于只受拉、压力的线单元, 通常将其定义为杆单元。对于既受拉、压力又有弯曲应力的, 则将其定义为梁单元。值得注意的是对于承受扭矩的实体, 要用二维实体单元来模拟。二维实体单元用于模拟实体的截面, 必须在总体直角坐标系 $x \sim y$ 平面内建立模型。所有荷载作用在 $x \sim y$ 平面内, 其位移也在 $x \sim y$ 平面内。

本次模拟对象是马路坪矿+700m 水平运输大巷, 范围为长 \times 高 = $40m \times 40m$, 模型采用应力边界条件: 约束硐室长轴两端沿轴向方向的位移、沿跨度方向的位移和下部边界竖直方向的位移; 模型上表面施加均匀的垂直压应力, 模型两侧施加随深度变化的水平压应力和水平方向的构造应力。由于大型通用有限元分析软件 ANSYS 具有强大的前处理功能, 对于在 FLAC^{3D} 中较难建立的模型, 应用 ANSYS 可以很方便的实现。利用 ANSYS 建立硐室围岩的数值模型, 然后通过 FORTRAN 程序把建好的模型导入 FLAC^{3D} 中, ANSYS 中建模的源程序代码见附录二。巷道围岩的计算模型及网格划分模型分别见图 5-2 和图 5-3。

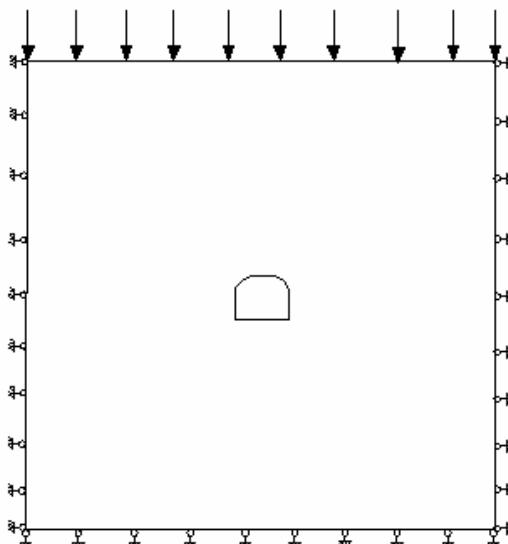


图 5-2 计算模型的建立

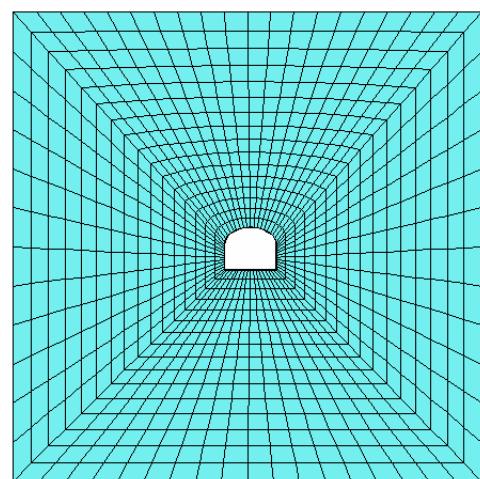


图 5-3 网格的划分

5.3.1.2 屈服强度准则的选择

在 FLAC 中, Mohr-Coulomb 弹塑性模型最适用于岩土工程材料^[51]。这种模型的破坏包络线对应于 Mohr-Coulomb 判据 (剪切屈服函数) 加上拉应力屈服函数。因此本次数值模拟采用 Mohr-Coulomb 强度准则, 即 C-M 准则。Coulomb 准则和 Mohr 准则基本有相同之处, 可以统称为 Mohr-Coulomb (C-M) 准则, 它体现了岩土材料的压剪破坏实质, 所以获得了广泛的应用。

假设压应力为负, 且 $\sigma_1 \leq \sigma_3$, 则在 (σ_1, σ_3) 平面的破坏准则可以表示为如图 5-4 所示的形式。

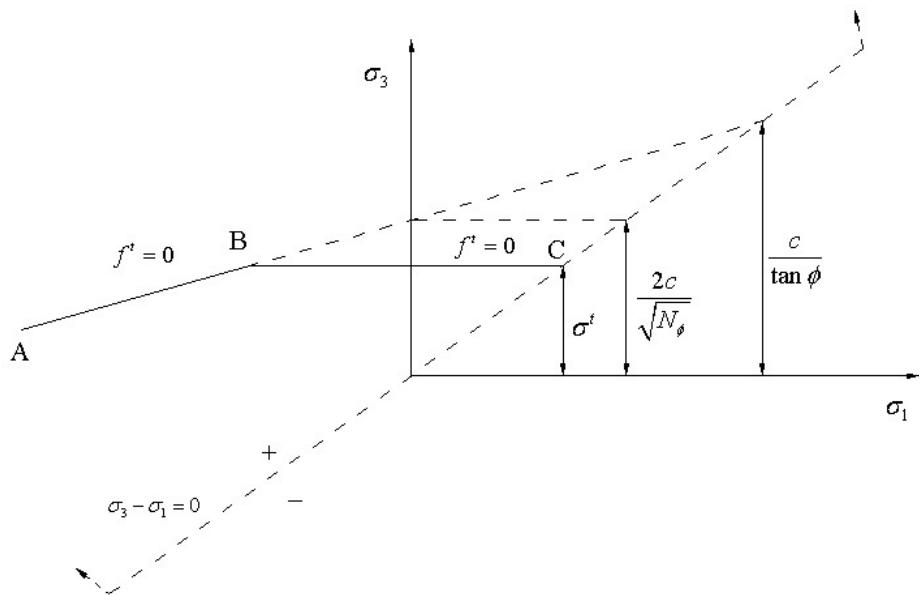


图 5-4 岩土材料的摩尔-库仑破坏准则

由摩尔-库仑屈服函数定义的从 A 点到 B 点的破坏包络线为:

$$f^s = \sigma_1 - N_\phi \sigma_3 + 2c(N_\phi)^{1/2} \quad (5-13)$$

式中: ϕ 为摩擦角; c 为粘聚力; $N_\phi = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$ 。

由 B 点到 C 点的拉应力屈服函数定义为:

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad (5-14)$$

式中: σ^t 为抗拉强度。

当岩体中某一点满足 $f^s < 0$ ，发生剪切破坏；当满足 $f^t > 0$ ，发生拉伸破坏。材料的强度不能超过如下定义的 σ_{\max}^t 的值：

$$\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\tan \phi} \quad (5-15)$$

剪切势函数 g^s 对应于非关联的流动法则，其表达式如下：

$$g^s = \sigma_1 - N_\phi \sigma_3 \quad (5-16)$$

势函数 g^t 对应于拉应力破坏的相关联流动法则，其表达式如下：

$$g^t = -\sigma_3 \quad (5-17)$$

5.3.1.3 模拟参数的选取

在模拟中，所选取的参数，包括弹性模量、泊松比、粘度系数、摩擦系数、摩擦角等，尽量使模型与实际工程相同，根据应用的不同材料特性可以选择线性和非线性的。与单元类型、实常数一样，FLAC 软件对每一组材料特性有一个材料参考号。但值得注意的是，材料库中的特性值是为了方便而提供的，这些数值是材料的典型值，可以进行基本分析及一般应用场合，特殊情况时可以自己输入数据。

在FLAC^{3D}计算中，岩体变形参数采用的是体积模量(K)和剪切模量(G)。因此，必须将弹性模量(E)和泊松比(μ)转化成体积模量(K)和剪切模量(G)，转化公式为：

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)} \quad (5-18)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (5-19)$$

马路坪矿的实际研究中包括三种岩石材料：白云岩、磷矿石、页岩和砂岩。考虑到反分析的结果为理想情况，与工程中岩体存在一定差别，对实验数据需要进行折减，折减系数值如表 5-1：

表 5-1 岩体力学参数折减系数表

参数	弹性模量 (GPa)	抗剪强度 (MPa)	内摩擦角 (°)	抗压强度 (MPa)	泊松比	粘结力	抗拉强度 (MPa)
折减系数	$K_E = 0.2$	$K_\tau = 0.5$	$K_\varphi = 0.5$	$K_R = 0.5$	$K_v = 1.0$	$K_C = 0.5$	$K_T = 0.5$

根据以上折减系数进行调整，本次模拟使用的岩石力学参数如表 5-2 所示，其余未指明的参数均参照表 4-3 的反分析结果计算。

表 5-2 模拟中的岩体力学参数一览表

类 别		密度 (10^3kg/m^3)	弹性模量 (GPa)	泊松比	抗拉强度 (MPa)	内摩擦角 ($^\circ$)	抗压强度 (MPa)	抗剪强度 (MPa)
顶 板	白云岩	2.66	4.51	0.28	2.61	16.14	52.87	14
矿 石	磷矿石	2.76	2.94	0.32	3.94	21.09	24.39	10
底 板	砂 岩	2.52	5.32	0.23	1.51	21.28	56.47	12.75
	页 岩	2.75		0.22	1.33	19.44	15.35	7.05

本次模拟选用拟采用的支护方案中的一种典型方案与原支护方案进行对比。新支护方案参数为喷厚 100mm，锚杆长度 2.5m，间排距 900mm×900mm，底角锚杆长度 3m；现在使用的支护方法参数为喷厚 100mm，锚杆长度 2m，间排距 800mm×800mm。

5.3.2 巷道开挖后围岩应力与变形分析

5.3.2.1 巷道开挖后围岩应力分布

图 5-5~5-10 分别为巷道开挖、安装砂浆锚杆和采用现有的锚喷支护形式下 +700m 中段运输大巷的围岩应力分布图。

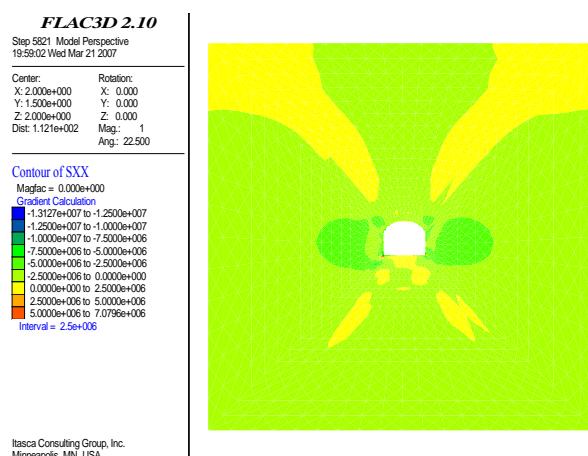


图 5-5 巷道开挖后围岩水平方向应力分布

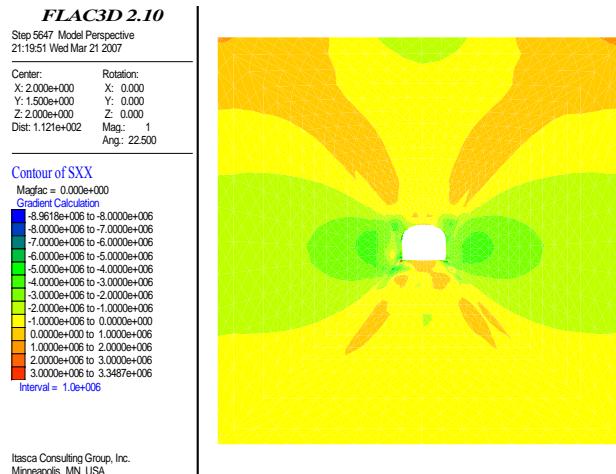


图 5-6 现有锚喷支护下围岩水平方向应力分布

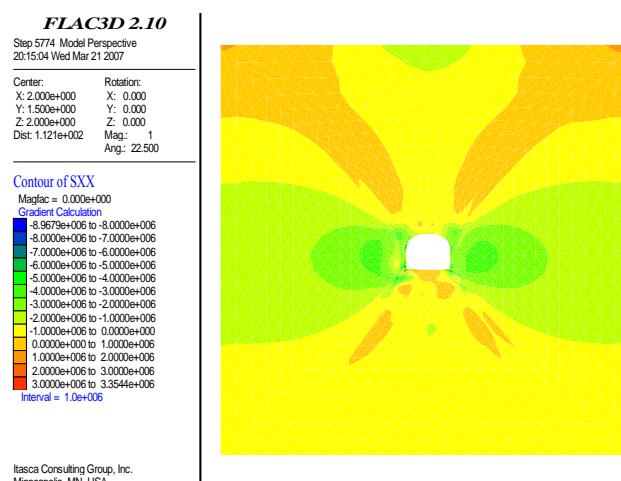


图 5-7 推荐支护方法围岩水平方向应力分布

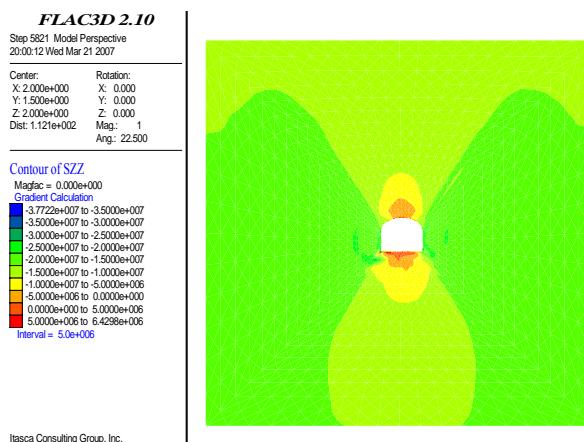


图 5-8 巷道开挖后围岩垂直方向应力分布

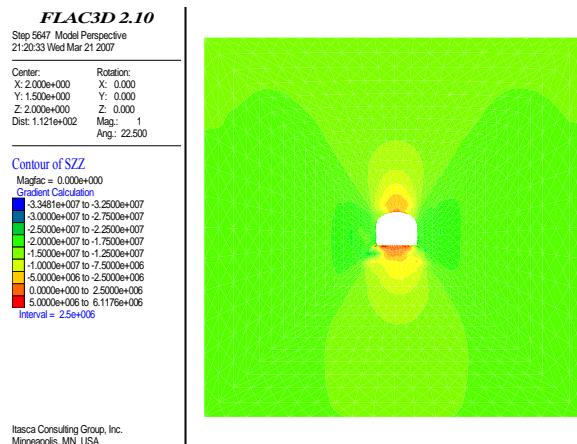


图 5-9 现有锚喷支护下围岩垂直方向应力分布

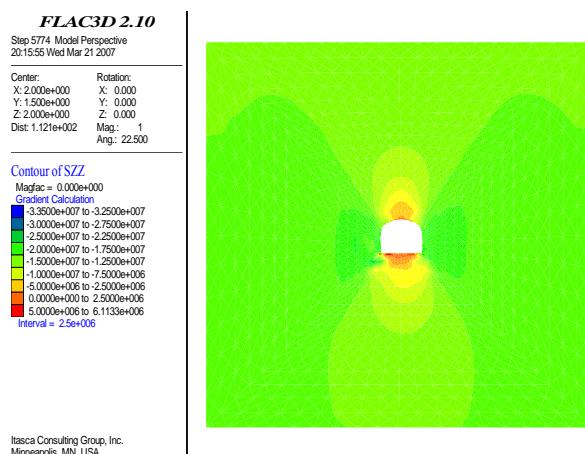


图 5-10 推荐支护方法围岩垂直方向应力分布

从图中看出，巷道开挖后，顶部、底部和两帮围岩出现应力集中现象。使用现有支护方式进行支护后，两帮应力集中程度有所下降，但幅度不大。顶板的应力集中程度已经明显降低，但是底板的应力集中程度没有太大变化。这说明目前使用的支护方式对围岩的控制效果不好，是巷道出现片帮和底鼓的主要原因。

5.3.2.2 巷道开挖后围岩位移分布

1、围岩水平位移分布

图 5-11~5-13 分别为巷道开挖、安装砂浆锚杆和采用现有的锚喷支护形式下+700m 中段运输大巷的围岩水平位移分布图。

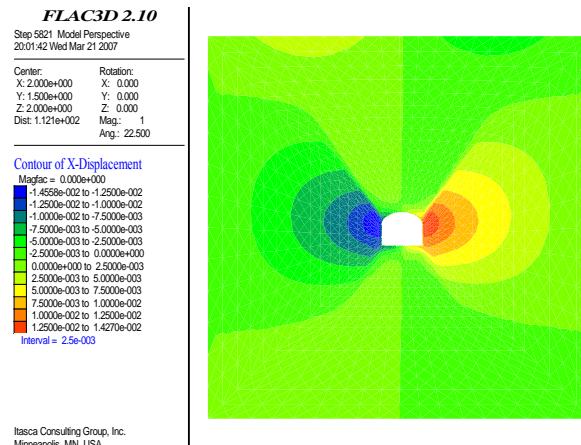


图 5-11 巷道开挖后围岩水平位移分布

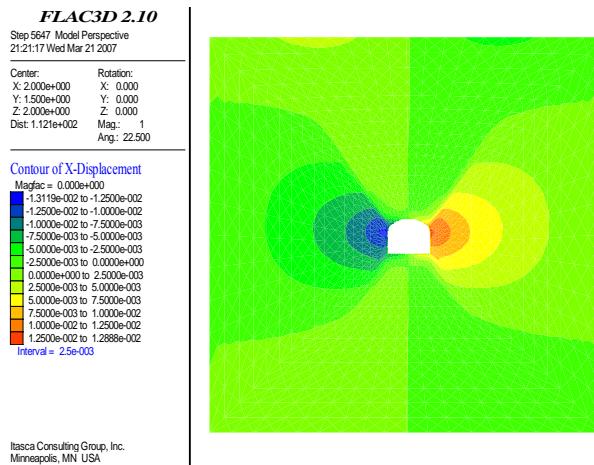


图 5-12 现有锚喷支护下围岩水平位移分布

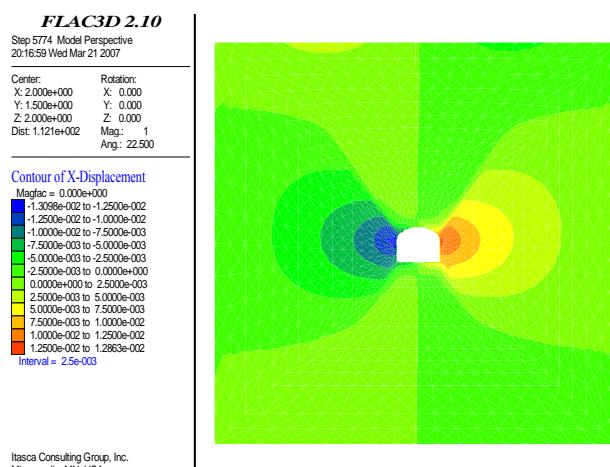


图 5-13 推荐支护方法围岩水平位移分布

从图中看出，巷道开挖后，两帮围岩向巷道挤压流动，两帮移近量较大，使用现有的支护方式进行支护后，两帮移近量有所下降，说明目前使用的支护方式对围岩的控制有效果但不是太好，使用砂浆锚杆的新支护方式可比现有方式有效控制围岩水平方向位移。

2、垂直位移分布

图 5-14~5-16 分别为巷道开挖、安装砂浆锚杆和采用现有的锚喷支护形式下+700m 中段运输大巷的围岩垂直位移分布图。

从图中可以看出，在巷道开挖和进行支护后的两种情况下，垂直位移的发展趋势基本相同，只是数值上有所不同，沿巷道中心线，垂直位移呈对称分布。底鼓量与顶板下沉量相当，这与现场实测的结果基本一致。安装底角锚杆后位移最大值有下降，这说明地应力不是影响底鼓的最主要原因，须加强措施控制巷道中的水的作用。

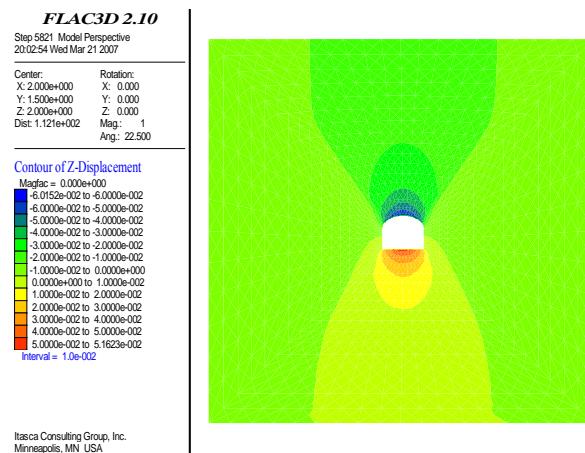


图 5-14 巷道开挖后围岩垂直位移分布

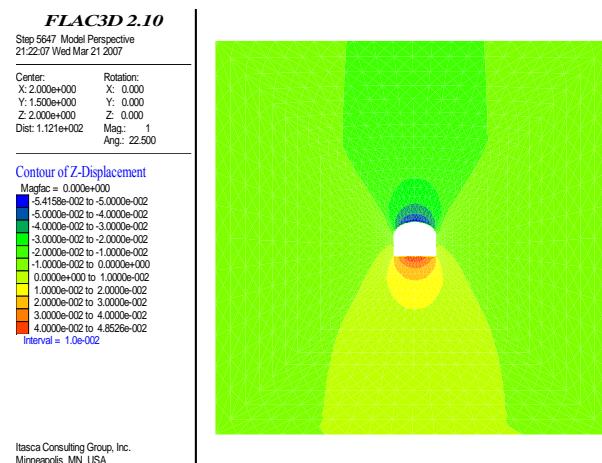


图 5-15 现有锚喷支护下围岩垂直位移分布

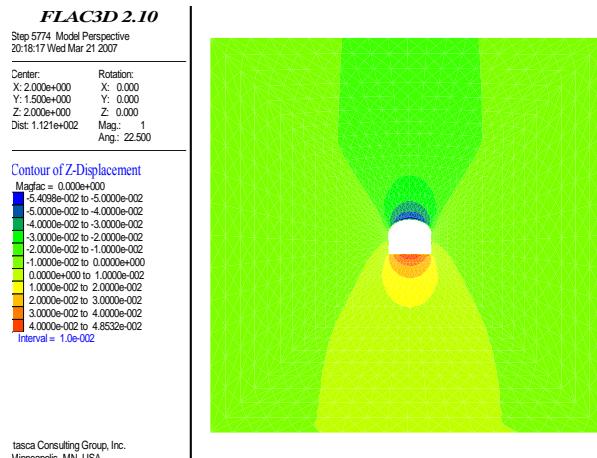


图 5-16 推荐支护方法围岩垂直位移分布

3、总位移和塑性应变分布

图 5-17~5-19 分别为巷道开挖、安装砂浆锚杆和采用现有的锚喷支护形式下 700 中段运输大巷的围岩总位移和塑性应变分布图。

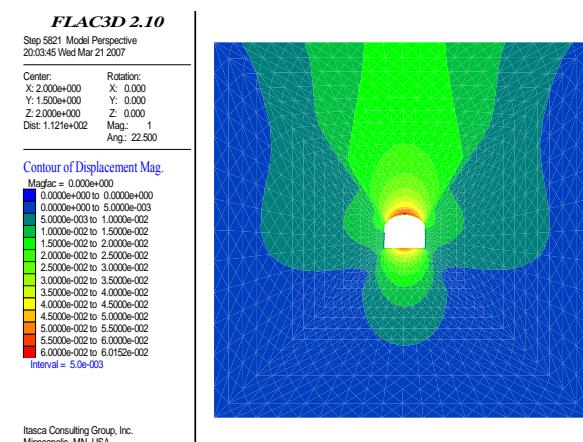


图 5-17 巷道开挖后围岩总位移分布

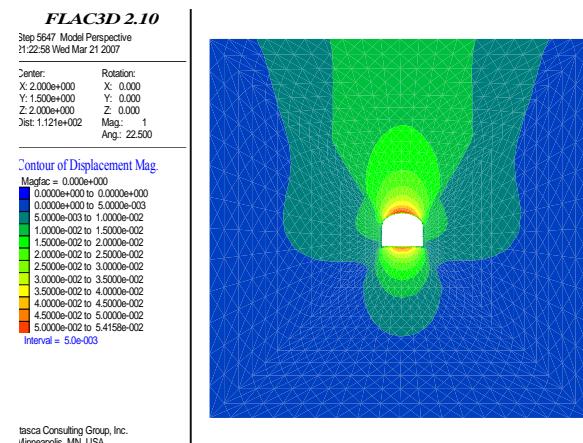


图 5-18 现有锚喷支护下围岩总位移分布

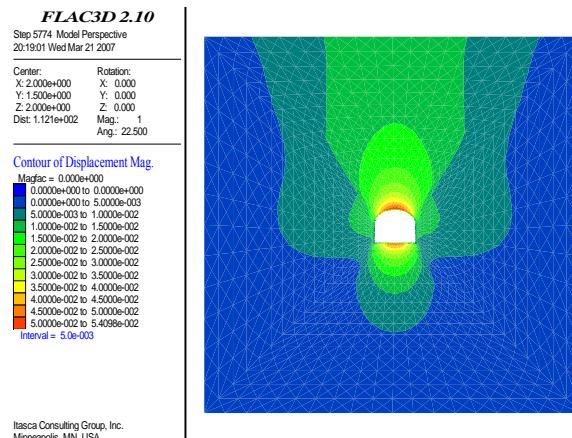


图 5-19 推荐支护方法围岩总位移分布

5.3.2.3 巷道开挖后围岩塑性区分布

图 5-20~5-22 分别为巷道开挖、安装砂浆锚杆和采用现有的锚喷支护形式下 700 中段运输大巷的围岩塑性区分布。

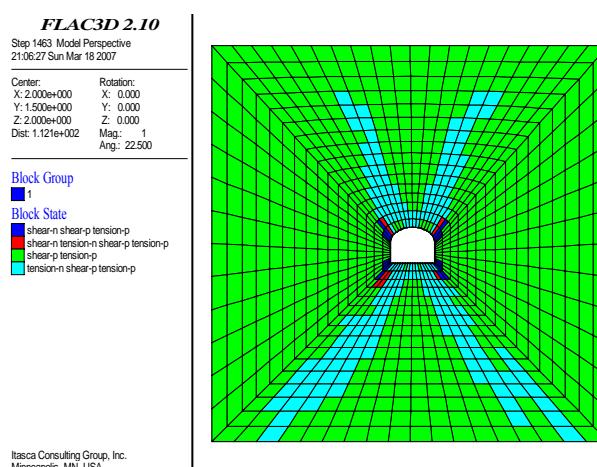


图 5-20 巷道开挖后围岩塑性区分布

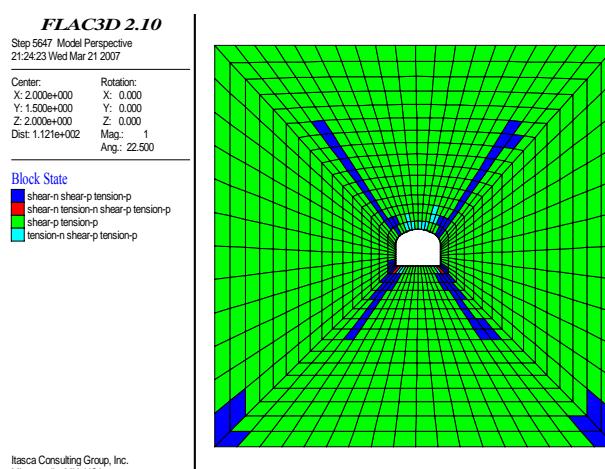


图 5-21 现有支护条件下围岩塑性区分布

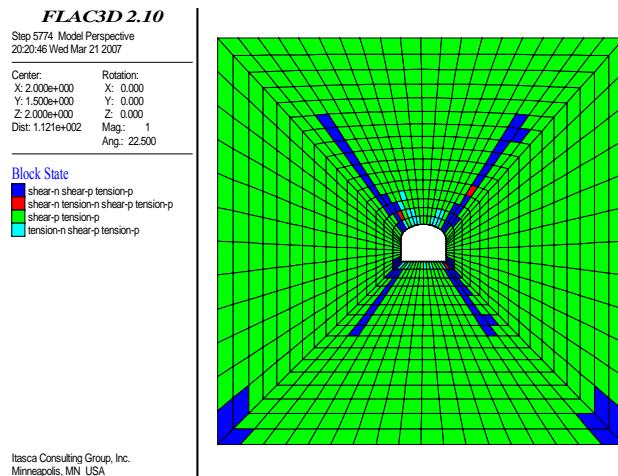


图 5-22 推荐支护方法围岩塑性区分布

从塑性区分布情况来看，刚开挖时巷道的顶拱两侧现在正处于剪切破坏状态，底板的两侧处于剪切破坏状态，底部中央处于拉伸破坏状态。现在支护方式下巷道的剪切破坏塑性区明显减少，且多处于拉伸破坏状态，围岩比较稳定。而采用新的砂浆锚杆支护方式后，巷道顶拱两侧的围岩，尤其是巷道底部由于打入底角锚杆，有一部分由剪切塑性区转为拉伸塑性区，围岩状况有所好转。

通过对马路坪矿试验巷道在开挖后和实施现有的支护方式进行支护的数值模拟计算，可以得出如下结论：

(1) 巷道开挖后，在没有及时支护的情况下，进入破碎状态的岩石有继续扩大的趋势；围岩的位移中垂直位移量占主要部分，大于巷道两侧的移近量，和实际情况相符，与现场实测的结果基本一致。顶板的下沉量大于两帮的平均单侧移近量。但是巷道的底鼓量并不明显，这是由于巷道底板的变形时间较长，且和水的作用有关。

(2) 巷道在进行新的支护方式后，随着支护阻力的增大，塑性区有逐渐缩小的趋势，应力集中的现象得到改善，围岩的变形也相对减小，尤其是底鼓得到了一定程度的改善。

(3) 由于巷道原支护方式未对底板采取有效的控制措施，从应力图上看出，两底角应力集中明显，塑性区处于剪切破坏状态。从位移的发展趋势看出，底板深部岩层的岩石将向巷道内挤压流动。

表 5-3 巷道支护方案模拟结果对比表

方案	最大应力 (MPa)	最小应力 (MPa)	最大垂直位移 (mm)	最大水平位移 (mm)	塑性区范围 (m ²)
未支护	21.11	7.12	60.2	14.6	387
原方案	6.12	4.83	54.1	13.12	276
新方案	6.01	4.03	50.2	12.10	220

一点说明：对开磷马路坪巷道支护推荐的改造方案共有四种，由于四种方案巷道支护的参数非常接近，数值模拟的结果从图形上看并不明显，因而挑选一种典型的支护方案与矿山现使用的支护方案进行数值模拟的比较。四种优化巷道支护方案从图形上相差不大，但是计算的数值还是存在差别，表 5-4 为改进的巷道支护方案数值模拟结果对比表。

表 5-4 改进的巷道支护方案数值模拟结果对比表

方案	最大应力 (MPa)	最小应力 (MPa)	最大垂直位移 (mm)	最大水平位移 (mm)	塑性区范围 (m ²)
方案一	6.01	4.15	51.31	11.21	246
方案二	6.05	4.03	50.20	12.10	220
方案三	5.97	3.92	49.86	11.10	213
方案四	5.91	3.91	48.02	11.06	206

从以上结果可以看出：方案一和方案二比较，因为方案一没有对底板进行控制，致使巷道底鼓量较大，使得方案一出现了四种方案中出现了最大的垂直方向的位移；方案二、三和方案四采用底角锚杆对巷道底鼓进行控制，效果较为显著，垂直位移均比未采用底角锚杆的方案一垂直方向位移小。方案二、三和四比较，因为方案四比方案三减小了底脚锚杆的间距，最大应力、最大水平和垂直位移略有下降，方案三、四比方案二的锚杆间距缩小，所以最大应力、最大水平和垂直位移均有下降。

综上所述，方案三和方案四较优，但还必须根据现场实际条件，综合考虑巷道支护的成本，选择最合理的支护方案。

5.4 本章小结

本章在经验公式和工程类比法的基础上提出了开磷马路坪矿+700 主运输巷

道的基本支护参数，并在此基础之上优化支护参数，提出了四种支护方案。将优化的支护方案同矿山现有支护方案进行比较，最终推荐出两种支护方案在进行现场试验后确定哪一种最合适方案。

依据巷道锚喷支护围岩控制原则，本章由经验公式推倒出了锚杆长度、锚杆间排距与每米巷道承载能力增量的关系曲线，该曲线为三维曲线，不方便直观选取参数。因此对锚杆长度、锚杆间排距分别用经验公式进行计算。锚杆的选择则根据矿山的实际情况选取。混凝土的选择有相似工程类比并结合矿山现在的使用情况选择，喷层厚度则由经验公式计算出。钢筋网的选择是由矿山现在的使用习惯决定。在此基础上提出了巷道的四种支护方案。

为对比新提出的支护方案同矿山现有的支护方案的优劣，用 FLAC^{3D}有限差分程序进行数值模拟。数值模拟的参数选用第四章位移反分析的数值。模拟结果显示：新提出的支护方案比原有的支护方案有明显优点，围岩条件得到改善。

四种优化支护方案之间进行模拟比较，推荐出两种方案供矿山进行现场试验，在验证现场效果后综合考虑支护成本，最终选择一种最优方案供矿山使用。

第六章 全文总结及展望

6.1 全文总结

最近几年，随着我国经济的快速发展和西部大开发战略的实施，基础设施的建设使得岩石力学与工程得到了空前的发展。由于国民经济各个部门对矿产品及其成品的需求加大，我国的许多矿山不断加大开采力度，许多矿山陆续由露天开采转入地下开采，或者由地下浅部开采转入深部开采。伴随开采深度的增加，面临的地压问题显现，软岩矿山的地压问题尤其严重。

贵州开磷集团下属矿山随着浅部矿床开采完毕，已有多个矿山的开拓、采准工作进入到+600m~+800 水平，距地表深度达 600m~700m，矿床地压显现严重，矿山主要开拓及采准巷道支护困难，原有的支护技术与措施失效，巷道返修率高，永久性巷道支护后存在经常性冒顶、片帮、底鼓等现象，需要多次维护与加固，维护工作量大，支护成本高；新建的采准巷道虽然支护时间短，但维护量大，作业不安全，给矿山的正常安全开采带来了严重影响。本文针对开磷集团出现地压问题的马路坪矿软岩巷道展开一系列研究工作。

首先进行工程调查，分析巷道支护出现问题的主、客观原因。针对出现的问题采取相应的措施（主要从技术角度采取措施）。

在工程现场采取岩石样本，并制成试件测定矿岩的物理力学性质，经过分析得出结论。该矿山布置巷道的砂岩和页岩强度均较低，尤其是页岩，其强度低、遇水后强度降低更快，极易风化，在支护工程中要特别注意。同时，应用铁科院西南分院研制的 SWJ-IV 隧道收敛计测量该软岩巷道的位移变形值，并将巷道的变形结果进行记录。记录结果显示该矿山巷道围岩的垂直变形量大于水平变形量，底鼓量在观测时间内变化并不明显，但根据矿山实际情况，从长期看底鼓是矿山巷道破坏的主要表现形式。

结合观测结果反演巷道所在平面的初始地应力和相关力学参数。应用有限单元法模拟巷道的应力应变，使用不同的地应力值和力学参数模拟巷道的收敛变形，用模拟的结果训练神经网络。形成岩体力学参数和初始地应力与有限元计算结果之间神经网络映射模型；用观测的巷道收敛位移值与输出位移值的误差最小为目标函数，通过混沌优化，从而得出全局最优解，即该水平面岩体的初始地应力值和力学参数。

通过计算和工程类比法，得出矿山巷道支护的参数，提出改进巷道的支护方式的四种方法。挑选出一种典型的改进的支护方式同巷道开挖后、原来的支护方

式分别进行应力分布、位移分布和塑性区分布的对比。把反分析得出的岩体的初始地应力值和力学参数应用于数值模拟,由分析结果可看出新的支护方式可明显控制围岩变形尤其是可控制底鼓的发生。对比推荐的几种支护方案,得出理论上最优的方案。

将数值计算的结果跟实际观测的巷道位移变形值进行对照,最终获得符合矿山巷道实际的支护方式。

6.2 本文主要创新点

本文结合工程实际,对现场岩体的典型岩石试样进行力学测试并测量了巷道的收敛变形值,为巷道的变形分析提供了长期、精确的分析依据。

应用混沌优化位移反分析方法通过收敛位移值反演巷道岩体的初始地应力值和力学参数,为工程数值模拟提供可靠的模拟参数,避免了传统方法中选取数值模拟参数时的盲目性,增加数值模拟结果的可信度。同时,应用位移反分析计算出地应力,方便快捷,为矿山节约了成本。计算出的地应力是以后各项力学分析的基础,可为日后应用其他方法测量地应力提供参考。

应用数值模拟方法对巷道施工方案进行模拟比较,从分析结果图形可看出优化支护方案比现有支护方案有显著优点,同时可排除现场施工干扰所带来的影响,使施工方案更加可行。

本文可为相关的矿山、水利、土木、冶金工程提供参考。

6.2 本文的不足之处和以后需要深入研究的工作

由于开磷马路坪矿主要运输巷道布置在复合型软岩——页岩中,页岩本身具各向异性,遇水和空气的共同作用更是易泥化,强度会急剧降低。本文在岩石力学试验基础上把岩体近似认为是弹塑性的,这与工程现场实际存在一定的差异,在以后的工作中可考虑建立与工程实际更加接近的岩体本构模型。

岩体中存在大量的节理裂隙,本文假设岩体为均匀连续介质,仅是对相关的参数做了折减,这样得出的结果与工程现场存在一定差异,在进一步的工作中可考虑岩体节理的影响。

马路坪矿巷道变形是地应力、水、空气以及化学物质相互作用等各种因素共同作用的结果。另外,施工过程中巷道还要受到矿房采动、凿岩爆破、机车行驶震动等外界扰动,在本文数值模拟中主要考虑地应力的作用,对于其他因素只做折减,因此得出的结果是定性的,在实际工程中还可考虑以上因素的共同作用以做出更精确的分析。

参考文献

- [1] 高 磊. 矿山岩石力学. 北京: 机械工业出版社, 1987
- [2] 何满潮, 等. 软岩巷道工程概论. 中国矿业大学出版社, 1993
- [3] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学. 北京: 科学出版社, 2002
- [4] 采矿工程手册 (下). 北京: 中国建筑工业出版社, 1987.
- [5] 杨林德, 等著. 岩土工程问题的反演理论与工程实践. 北京: 科学出版社, 1996
- [6] 吕爱钟, 蒋斌松著. 岩石力学反问题. 北京: 煤炭工业出版社, 1998
- [7] 朱维申, 何满潮著. 复杂条件下围岩稳定性与岩体动态施工力学. 北京: 科学出版社, 1995
- [8] Wiering M, schmidhuber J, Speeding up Q-learning. In: Proc of the 10th European Conf on machine learning , 1998
- [9] Sutton R S. Open theoretical questions in reinforcement learning. In: Proc of EuroCOLT 99 Computational Learning Theory, Cambridge, MA MIT Press, 1999: 11~17
- [10] 杨林德, 地下工程平面问题弹性有限元图谱. 北京: 科学出版社, 1989
- [11] 李兵, 蒋慰孙. 混沌优化方法及其应用. 控制理论与应用, 1997
- [12] 杨迪雄, 李刚. 非线性函数全局最优化的一种混沌优化混合算法. 工程力学, 2004
- [13] 卢侃等. 混沌动力学. 上海: 上海翻译出版社, 1990
- [14] 曾开华, 陆兆漆. 边坡变形破坏预测的混沌与分形研究. 河海大学学报, 1995, 27(3): 9-13
- [15] 傅军, 丁晶, 邓育仁. 洪水混沌特性初步研究. 水科学进展, 1996, 7(3): 226-230
- [16] Giovanna V. On the chaotic structure of tide elevation in the lagoon of Venice. Proceedings of the Coastal Engineering Conference, 1992-1993
- [17] 黄润生. 混沌及其应用. 武汉: 武汉大学出版社, 2000
- [18] 刘秉正. 非线性动力学与混沌基础. 沈阳: 东北师范大学出版社, 1994
- [19] 杨维明. 时空混沌和耦合映象格子. 上海: 上海科技教育出版社, 1994
- [20] 陈立群, 刘延柱. 控制混沌的研究现状与展望. 上海交通大学学报, 1998, 32(1): 108-114
- [21] 张辉, 吴淇泰. 混沌运动的控制. 力学进展, 1995, 25(3): 392-400
- [22] 罗晓曙, 孔令江, 屈万里. 用数字有限脉冲响应滤波器控制混沌. 物理学报, 1998, 47(7): 1078-1083

- [23] Carroll T L, Pecora L M. Synchronizing nonautonomous chaotic circuits. *IEEE Transactions on Circuits and Systems*, 1993, 40(10): 646-650
- [24] Rulkov N F. Regularization of synchronized chaotic bursts. *Physical Review Letters*, 2001, 86(1): 183-186
- [25] Barrett M D. Continuous control of chaos. *Physica D*, 1996, 91:340-348
- [26] Kazuyuki Y, Moriyoshi K. External feedback control of chaos using approximate periodic orbits. *Physical Review E*, 2002, 65(2): 262041-262047
- [27] Baroni L, Livi R. Transition to stochastic synchronization in spatially extended systems *Physical Review E*. 2001, 63(3): 362261-3622610
- [28] 邹恩, 李祥飞, 张泰山. 混沌与混沌应用. 计算机工程与应用, 2002
- [29] 刁心宏. 房柱式采矿地压动态控制及人工智能应用研究: [博士学位论文]. 沈阳: 东北大学, 2001
- [30] 贺怀建, 白世伟, 陈健. 岩土工程专家系统中的推理及其应用. *岩石力学与工程学报*, 2002, 21(8): 1239-1242
- [31] 冯夏庭. 智能岩石力学导论. 科学出版社, 2000
- [32] 王泳嘉, 邢纪波. 离散单元法同拉格朗日元法及其在岩土力学中的应用. *岩土力学*, 1995, 16(2): 1~13
- [33] 蔡美峰主编. 岩石力学与工程. 北京: 科学出版社, 2002
- [34] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍等. 深部开采岩体力学研究. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(16): 2803~2813
- [35] 吉德生, 李夕兵. 有色金属深井采矿研究现状与科学前沿. 中国有色金属学会第五届学术年会论文集. 长沙: 矿业研究与开发论文集, 2003. 1~4
- [36] 徐则民, 黄润秋, 范柱国, 等. 长大隧道岩爆灾害研究进展. *自然灾害学报*, 2004, 13(2): 16~24
- [37] Singh J. Strength of rocks at depth . In: Rock at Great Depth. Rotterdam: A. A. Balkema, 1989, 37~44
- [38] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第七届全国岩石动力学学术会议论文选集. 辽宁工程技术大学学报, 2001, 20(4): 1~144
- [39] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第四届全国岩石动力学学术会议论文选集. 武汉: 湖北科学技术出版社, 1994
- [40] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第三届全国岩石动力学学术会议论文选集. 武汉: 武汉测绘科技大学出版社, 1992
- [41] 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专委会. 第五届全国岩石动力学学术会议论文选集. *岩石力学与工程学报*, 1996, 15(增): 417~622

- [42] 徐林生. 公路隧道施工围岩稳定性监测预报系统与隧道工程数值模拟研究: [博士后学位论文]. 上海:同济大学, 2001
- [43] 胡斌. 深切峡谷区大型地下洞室群围岩稳定性的动态数值仿真研究: [博士学位论文]. 成都: 成都理工学院, 2001
- [44] 李廷刚. 水厂铁矿地应力研究及其在边坡稳定性分析中的应用: [博士学位论文]. 北京: 北京科技大学, 2003
- [45] 刘波,韩彦辉. FLAC 原理实例与应用指南. 北京:人民交通出版社,2005
- [46] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D) Version2.10, Users Manual. USA: Itasca Consulting Group.Inc.,2002
- [47] 李廷春, 李术才, 邱祥波. 三维快速拉格朗日法在安全顶板厚度研究中应用. 岩土力学, 2004, 25(6): 935~939
- [48] 朱维申, 李晓静, 郭彦双, 等. 地下大型洞室群稳定性的系统性研究. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(10): 1689~1693
- [49] 刘春玲,祁牛文,童强,等. 利用FLAC^{3D}分析某边坡的稳定性. 岩石力学与工程学报,2004,23(16): 2730~2733
- [50] 闫长斌, 徐国元, 李夕兵. 爆破震动对采空区稳定性影响的FLAC^{3D}分析. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2894~2899
- [51] 王向东, 文江泉. 用FLAC^{3D}进行土质高边坡稳定性分析. 西华大学学报(自然科学版), 2005, 24(3) :87~89
- [52] 关宝树, 张志强. 隧道发生岩爆的基本条件研究. 铁道工程学报, 1998, (增): 326~330
- [53] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理. 北京:地质出版社, 1980
- [54] 徐林生. 川藏公路二郎山隧道高地应力与岩爆问题研究: [博士学位论文]. 成都:成都理工学院, 1999
- [55] 吴家龙. 弹性力学. 上海: 同济大学出版社, 1987
- [56] 赵阳升. 有限元法及其在采矿工程中的应用. 北京: 煤炭工业出版社, 1994
- [57] 王维纲编著. 高等岩石力学理论. 北京:冶金工业出版社, 1996
- [58] 雷晓燕. 岩土工程数值计算. 北京: 中国铁道出版社, 1999
- [59] 郭雷. 高地应力岩体动力响应与岩爆研究: [中南大学硕士学位论文].长沙: 中南大学, 2006
- [60] 刘志祥. 高阶段尾砂充填体力学研究: [中南大学博士学位论文]. 长沙:中南大学, 2005
- [61] 于学馥. 岩石力学新概念与开挖结构优化设计. 北京: 科学出版社, 1995

- [62] 李夕兵, 吉德生. 岩石冲击动力学. 长沙: 中南工业大学出版社, 1994
- [63] 解可新, 韩立兴, 林友联. 最优化方法. 天津: 天津大学出版社, 1997
- [64] 陆璇. 应用统计. 北京: 清华大学出版社, 1999
- [65] 郭然, 潘长良, 于润沧. 有岩爆倾向硬岩矿床采矿理论与技术. 北京: 冶金工业出版社, 2003
- [66] 白玉兵. 基于神经网络的位移反演分析在隧道稳定分析中的应用研究: [昆明理工大学硕士学位论文]. 昆明: 昆明理工大学, 2003
- [67] Sarkka, P. Haloren, O. Back analysis of two large-span underground complexes for mining and civil engineering, Proc ISRM Symp on Design and Performance of Excavation, Cambrige, 3~6, Publ London 1984, 423~430
- [68] 周昌达. 井巷工程. 北京: 冶金工业出版社, 1994
- [69] 冯夏庭著. 智能岩石力学导论. 北京: 科学出版社, 2000
- [70] 陈方方. 地下洞室弹塑性仿真反分析研究: [西安理工大学硕士学位论文]. 西安: 西安理工大学, 2004
- [71] 王芝银, 杨志法, 王思敬. 岩石力学位移反演分析回顾及进展. 力学进展. 1998, 28: 488~498
- [72] 刘志祥, 李夕兵. 尾砂充填体力学参数混沌优化反分析研究. 湖南科技大学学报. 2004, 12
- [73] 薛顺勋等. 软岩巷道支护技术指南. 北京: 煤炭工业出版社, 2002
- [74] 周维垣. 高等岩石力学. 北京: 水利电力出版社, 1989
- [75] 胡守仁. 神经网络导论. 长沙: 国防科技大学出版社, 1993
- [76] 焦李成. 神经网络的应用与实现. 西安: 西安电子科技大学出版社, 1993
- [77] 张志涌. 徐彦琴等. MATLAB教程. 北京: 北京航空航天大学出版社, 2001
- [78] 柳承茂. MATLAB5.X入门与应用. 北京: 科学出版社, 1999
- [79] <http://www.simwe.com>
- [80] 飞思科技产品研发中心编著. 神经网络理论与MATLAB7实现. 北京: 电子工业出版社, 2005
- [81] 王文星主编. 岩体力学. 长沙: 中南大学出版社, 2004
- [82] 姜永东, 鲜学福, 粟健. 单一岩石变形特性及本构关系的研究. 岩土力学. 2005, 6
- [83] 任建喜, 葛修润. 单轴压缩岩石损伤演化细观机理及其本构模型研究. 岩石力学与工程学报. 2001, 7

注:在本文的完成过程中, 参考了很多文献, 由于作者的疏忽, 若有的文献在上面没有提到, 在此表示深深地歉意!

附录

附录一：第四章中 MATLAB 分析的源程序代码

子程序

(1) Logistic 迭代子程序

```
function result=chaos0(ww)
mn=size(ww)
for ii=1:mn(1)
    for jj=1:mn(2)
        www(ii,jj)=4.0*ww(ii,jj)*(1-ww(ii,jj))
    end
end
result=www
```

(2) 混沌变量映射程序

```
function result=chaos1(ww1,ww2,detw)
mn=size(ww1)
for ii=1:mn(1)
    for jj=1:mn(2)
        ww(ii,jj)=ww1(ii,jj)-detw+2*detw*ww2(ii,jj)
    end
end
result=ww
```

附录二：ANSYS 中巷道建模的源程序代码

/PREP7

ET,1,PLANE42
MP,EX,1,9.89E9
MP,NUXY,1,0.22
ET,2,PLANE42
MP,EX,2,9.89E9
MP,NUXY,2,0.22
ET,3,SOLID45

K,,0,0
K,,0,2.2
K,,0.52,3.17
K,,3.98,3.17
K,,4.5,2.2
K,,4.5,0

L,1,2
LARC,2,3,6,1.17
LARC,3,4,6,3.1
LARC,4,5,1,1.17
L,5,6
L,6,1
A,1,2,3,4,5,6
BLC4,-18,-18,40,40
AOVL,2,1
NUMCMP,ALL

L,1,7
L,2,10
L,5,9
L,6,8

LSEL,S,LINE,,13,14,1
LSEL,A,LINE,,5
ASBL,2,ALL
LSEL,S,LINE,,11,14,3
LSEL,A,LINE,,6
ASBL,4,ALL
LSEL,S,LINE,,11,12,1
LSEL,A,LINE,,1
ASBL,5,ALL

NUMCMP,ALL
LSEL,S,LINE,,2,4,1
LCOMB,ALL,1
NUMCMP,ALL

LSEL,S,LINE,,1,3,2
LESIZE,ALL,,,12
LSEL,S,LINE,,6,8,2
LESIZE,ALL,,,12
LSEL,S,LINE,,4,5,1
LESIZE,ALL,,,18
LSEL,S,LINE,,2,7,5
LESIZE,ALL,,,20
LSEL,S,LINE,,9,12,1
LESIZE,ALL,,,16,2

ASEL,S,AREA,,1
AATT,2,,1
AMESH,ALL
ASEL,S,AREA,,2,5,1
AATT,1,,1
AMESH,ALL
ALLSEL

K,1000,,,3
L,1,1000
/VIEW,1,1,1,1
/REPLOT
EXTOPT,ESIZE,1,0
EXTOPT,ACLEAR,1
TYPE,3
MAT,1
ASEL,S,AREA,,2,5,1
APLOT
VDRAG,ALL,,,,,13
TYPE,3
MAT,2
ASEL,S,AREA,,1
APLOT
VDRAG,ALL,,,,,13
ALLSEL
EPLOT

附录三：第四章 FLAC^{3D} 中建立的巷道支护模型的源程序代码

```
def cal_ini
loop n (0,3)
command
    sel cable id=1 beg 0,n,0.3 end -2.6,n,-1.2 nseg 1
    sel cable id=1 beg 0,n,1.2 end -2.5,n,1.2 nseg 1
    sel cable id=1 beg 0,n,2.2 end -2.5,n,2.2 nseg 1
    sel cable id=1 beg 0.41,n,3.09 end -1.09,n,5.09 nseg 1
    sel cable id=1 beg 1.27,n,3.54 end 0.47,n,5.91 nseg 1
    sel cable id=1 beg 2.25,n,3.7 end 2.25,n,6.2 nseg 1
    sel cable id=1 beg 3.23,n,3.54 end 4.03,n,5.91 nseg 1
    sel cable id=1 beg 4.09,n,3.09 end 5.59,n,5.09 nseg 1
    sel cable id=1 beg 4.5,n,2.2 end 7,n,2.2 nseg 1
    sel cable id=1 beg 4.5,n,1.2 end 7,n,1.2 nseg 1
    sel cable id=1 beg 4.5,n,0.3 end 7.1,n,-1.2 nseg 1
endcommand
endloop
end
cal_ini
sel cable id=1 prop emod 2.1e11 gr_c 2.5e6 gr_fric 25 gr_k 2.5e10 gr_per 0.69 xcarea
3.14e-4  yten 2.8e5
sel shell id=1 range cyl end1 2.25 0.1 1.85 end2 2.25 2.9 1.85 rad 3.04
sel shell id=1 prop iso=(3.3e10,0.266) thick=1.2
```

致 谢

两年多的硕士研究生生活犹如白驹过隙，转瞬即逝，但它却是我人生道路上的重要驿站。毕业之际，衷心感谢同我一起度过这段光阴的老师和同学。

本文是在导师李夕兵教授的悉心指导下完成的。从论文选题到撰写的整个研究过程中，李老师自始至终给了学生亲切的关怀、帮助和精心的指导。尤其在论文定稿过程中，李老师从细节着眼，仔细推敲论文的文字，并对论文中的图表认真审阅。李老师渊博的学识、前瞻的学术思想、开阔的研究思路及严谨的治学态度，使学生受益匪浅，是学生终身学习的楷模。在这里我要向李老师致以深深的感谢！

作者在攻读硕士学位期间，赵国彦教授、刘志祥副教授等老师给予了很大支持和帮助，在此，对他们一并表示衷心的感谢。在作者学习期间，还得到了师兄弟姐妹们的诸多帮助，尤其是师兄王其胜博士、李地元博士、宫凤强博士、李志国博士以及同学杨官涛、崔栋梁，他们帮助作者完成了许多数据的计算和细节的修改。另外，实验室的师兄弟姐妹经常组织有益的学术讨论和体育活动，帮助作者进行不同学术思想的交流也保持了强健的体魄能够顺利完成学业。由于篇幅所限不能一一表达谢意，但他们对我的帮助我将终身难忘，借此机会谨向所有师兄弟姐妹表示诚挚的谢意。

作者在两年多的硕士生活中，得到了曲萍书记、薛振纲研究员和邓义芳高工的关怀、鼓励和帮助，在此表示真诚谢意。

在此，我还要特别感谢我的家人，是他们多年来始终如一、毫无怨言地支持我、鼓励我，给我以学习动力和前进力量。

最后，再次向所有曾经给予我帮助和鼓励的所有人：老师、同学、朋友和家人致以最诚挚的谢意！所有的谢意将化作作者日后人生旅途中的强大动力！

丁 鹏

2007 年 3 月

攻读硕士学位期间主要研究成果

一、 参与科研项目

1. 2005.03~2005.05 河南洛钼集团有限责任公司三道庄露天矿采空区勘测
2. 2005.07~2006.07 贵州开阳磷矿巷道支护方案改造工程研究
3. 2005~2006 国家自然科学基金重大项目“深部岩体力学基础研究与应用”
4. 2005.09~2006.02 陕西铅硐山铅锌矿中厚矿体采矿方案优化研究

二、 发表论文

1. 丁鹏, 李夕兵, 刘志祥, 等. 基于损失率和贫化率的采场参数优化研究. 矿冶工程录用

三、 获得奖励:

1. 2005-2006 开拓奖学金
2. 2005-2006 优秀研究生干部
3. 2006.11 获 2006 年度资安院首届研究生学术论坛优秀论文奖