分类号	密级
U D C	编号

中南大學

CENTRAL SOUTH UNIVERSITY

硕士学位论文

论文题目	高速公路连拱隧道围岩应力场和
	渗流场的耦合作用分析
学科、专业	岩工_程
研究生姓名	李 地 元
导师姓名及	
专业技术职务	李夕兵教授

2006年4月

摘要

在公路、铁路隧道工程的施工中,渗漏水现象是其中的一个常见 病害表现,地下水对隧道的影响十分明显。本文结合湖南省交通厅科 技项目,以常吉高速公路蓖麻溪连拱隧道为工程背景,通过三维数值 模拟计算来解决连拱隧道开挖过程中的围岩应力场、位移场以及渗流 场的分布问题。

本文首先对裂隙岩体工程中地下水渗流理论及其应用进展进行 了综述,然后通过现场钻孔压水试验确定围岩的渗透系数,并对高速 公路连拱隧道裂隙围岩采用等效连续介质渗流理论分析隧道开挖过 程中的流固耦合问题。

利用三维快速拉格朗日元有限差分程序 FLAC^{3D},分别计算了不 考虑渗流效应和考虑渗流效应时连拱隧道分步开挖条件下围岩响应 特征,主要得到如下结论:

1、连拱隧道开挖后围岩应力主要在中拱墙和拱脚处集中,由于 孔隙水压力的影响,不考虑渗流时比考虑渗流时的水平应力要大 20%~30%,而竖直方向应力相差不大,围岩最大压应力约为7.0Mpa。

2、考虑渗流效应时流固耦合分析得出的隧道拱顶沉降量比不考 虑渗流效应时要大一倍左右,而且与工程实测结果比较相近。隧道横 断面地表沉降曲线为一抛物线型,隧道开挖后径向会发生收敛,且开 挖顺序对位移场分布有影响。

3、隧道开挖后地下水在压力差作用下通过裂隙网络向洞内渗透, 最后孔隙水压力场在开挖区域呈一漏斗状分布。

4、考虑渗流效应时,由于围岩有效应力降低,隧道开挖区域的 围岩塑性区分布范围比不考虑渗流效应时有所减少。

关键词: 连拱隧道, 压水试验, 流固耦合, 数值模拟

I

ABSTRACT

In the process of road and railway tunnel construction, the phenomenon of water leakage is a common disease and the affection of groundwater is very troublesome. The paper is based on the science and technology projects of communication department in Hunan Province and its background is a multi-arch tunnel in the freeway from Changde to Jishou. Through three-dimensional numerical simulation, it resolves the distribution of stress field, displacement field and seepage field in the process of tunnel excavation for its surrounding fissured rock.

At first, the seepage theory in fissured rock and its application in engineering are summarized in this paper. And then drilling for pressurized water testing in the tunnel surrounding rock is used to determine the permeation coefficient. The coupled flow and stress analysis is executed by the procedure of FLAC^{3D} and the flow in fissured rock is simplified with the equivalent continuous medium seepage theory.

It respectively simulates the multi-arch tunnel excavation process in which the affection of groundwater flow is taking into account or not. Through the fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions by FLAC^{3D} procedure, the main conclusions are as follows:

1. After the excavation of multi-arch tunnel, the stress in the middle-arch wall and at the foot of the arch are always larger than other part. As result of the affection of pore pressure, when not considering the seepage flow, the stress of σ_{xx} is about 20%~30% greater than its corresponding value which seepage flow is taken into account. And stress of σ_{zz} is almost equal. The biggest stress of surrounding rock is about 7.0Mpa.

2. In coupled flow and stress analysis, the value of tunnel vault settlement is about twice than its corresponding value that is derived from not considering the seepage flow. And the calculating value is close to the measured value. The subsidence curve of tunnel cutting surface is a parabolic curve. After tunnel excavation, radial convergence will occur in

the tunnel and the excavation sequence will affect the distribution of displacement field.

3. After tunnel excavation, the groundwater will flow through the rock fissures under the pore pressure difference in the network and at last the pore pressure of groundwater has a funnel-shaped distribution in excavation regional.

4, When taking into account the affection of seepage flow, as reduction of effective stress in surrounding rock, the region of plasticity zone for tunnel excavation has been some lessen to the excavation without considering the seepage flow.

Keywords: multi-arch tunnel, pressurized water testing, coupled flow and stress, numerical simulation

目 录

摘	要	•••••		I
AB	STR	ACT	۲	II
第⁻	一章	绪	论	1
1	.1 问;	题的]提出	1
1	.2 课	题研	F究的意义	2
1	.3 国	内外	研究情况综述	3
	1.3.1	し単純	裂隙岩体渗流理论研究进展	3
	1.3.2	2 岩	体渗流场和应力场耦合分析研究进展	5
	1.3.3	3隧	道工程中的流固耦合问题	7
1	.4本	文研	「究方法和技术路线	8
	1.4.1	一研	究内容和方法	8
	1.4.2	2 研	究技术路线	9
第二	二章	工程	是背景和现场试验分析	10
2	.1 工	程地	也质条件	10
	2.1.1	し地	形地貌及地质构造	10
	2.1.2	2 地	层岩性	11
	2.1.3	3 水	文地质条件	12
	2.1.4	4 岩	土体物理力学性质	12
2	.2 现	场调	周研和钻孔压水试验	13
	2.2.1	目围	岩裂隙发育情况统计	13
	2.2.2	2 隧	道渗水点情况统计	14
	2.2.3	3 岩	·土取样	16
2	.3 压	水证	式验结果分析	16
	2.3.1	压	水试验原理	16
	2.3.2	2 压	水试验数据分析	17
2	.4 本	章小	94	21
第三	三章	FLA	AC 有限差分程序分析原理	23
3	.1 引	言…		23

3.2 基本	\$原理	23
3.3 流国	固耦合计算原理	
3.3.1	平衡方程	27
3.3.2	运动方程	27
3.3.3	本构方程	27
3.3.4	液体响应方程	
3.3.5	相容方程	
3.3.6	边界条件	30
3.4 程序	序基本特征及处理过程	30
3.5 主要	要功能	32
3.5.1	应用范围	32
3.5.2	FLAC 能解决的主要典型问题	32
3.6 本章	至小结	32
第四章	不考虑渗流效应时连拱隧道围岩稳定性分析	
4.1 计算	算模型的建立	
4.1.1	连拱隧道数值分析模型	
4.1.2	数值计算的参数确定	
4.1.3	计算模拟的主要开挖步骤	
4.2 连挂	共隧道开挖前后围岩应力场分析	
4.2.1	初始地应力场分布	
4.2.2	隧道开挖后围岩应力场分析	40
4.2.3	隧道开挖后中拱墙受力特征分析	45
4.3 连挂	共隧道开挖后围岩位移场分析	47
4.3.1	开挖后围岩整体位移场分布情况	47
4.3.2	关键点位移监测分析	50
4.3.3	隧道横截面地表沉降位移曲线	52
4.4 隧道	道开挖后围岩塑性区分布特征	53
4.5 本重	章小结	54
第五章	考虑渗流时连拱隧道围岩流固耦合作用分析	56
5.1 渗液	充场分析原理	56
5.1.1	等效连续介质分析渗流场的数学模型	56
5.1.2	等效连续连续介质模型中的渗透张量	58

5.2 FLAC ^{3D} 流固耦合分析	59
5.2.1 数值分析模型和计算参数	59
5.2.2 隧道开挖前后围岩渗流场分布特征	60
5.2.3 隧道开挖后围岩应力场分析	63
5.2.4 隧道开挖后围岩位移场分析	65
5.2.5 隧道开挖后围岩塑性区分布	68
5.3 考虑渗流效应时流固耦合计算结果分析	69
5.3.1 考虑渗流和不考虑渗流时计算结果对比	69
5.3.2 拱顶沉降计算结果和实测数据对比分析	70
5.4 本章小结	72
第六章 全文结论和研究展望	74
6.1 本文的主要研究成果和结论	74
6.2 对进一步工作的展望	75
参考文献	76
附 录	80
附录一: ANSYS 中连拱隧道三维模型建模源程序	80
附录二: ANSYS 三维模型导入 FLAC ^{3D} 的 FORTRAN 程序	85
攻读学位期间的主要科研成果	87
致 谢	88

第一章 绪论

1.1 问题的提出

天然岩体经构造、风化、地壳运动等地质作用后,发育有大量的方向各不 相同、尺寸各异且相互交叉切割的裂隙,这样的岩体可以称之为裂隙岩体^[1]。这 些微裂隙、孔隙以及节理裂隙面的存在,为地下水提供了存储和运移的场所, 同时也大大改变了岩体的力学性质,影响着岩体的渗透特性。地下水渗流还以 渗透力作用于岩体,影响岩体的应力分布,同时岩体应力场的改变往往使裂隙 变形,又反过来影响裂隙的渗透性能,所以渗流场随着裂隙渗透性的变化而重 新分布,这种相互影响称为渗流-应力耦合(coupling of seepage and stress)^[2],本文 简称为流固耦合。

对岩体而言,其工程特性往往受裂隙岩体所处的地质环境(即裂隙岩体所 处的渗流场、应力场、温度场和化学场等)影响。如 1959 年法国 Malpasset 拱 坝的溃决失事及 1963 年意大利 Vaiot 拱坝上游库区大滑坡等事故都说明了研究 岩体与其所处地质环境中流体渗流的相互作用的重要性。岩体流固耦合问题涉 及到岩土工程的多个方面,譬如^[3]:1)土木工程中,孔隙裂隙体的固结问题, 基坑问题,抽排地下水引起的地表沉陷,隧道稳定性与岩体渗流变形以及渗漏 问题,大坝坝基的稳定性问题等;2)采矿工程中,由于地下水流入矿井中引起 的地面沉陷,裂隙岩层和煤层中瓦斯抽放,矿井突、涌水,承压水上采煤,矿 区水资源的保护等;3)石油工程中,自然裂隙油层运动模拟,与应力有关的岩 体渗透率与孔隙率,孔隙弹性体中油井的稳定性,生产出砂与孔隙塑性岩石力 学,注水引起套管的损害,二次采油等。4)环境工程中,孔隙裂隙岩体中污染 物的传播问题,污染物控制系统中的岩石力学问题,地下核废料处理中的热-液-力耦合问题,裂隙岩体中井孔附近污染物的处理等。本文主要研究湖南西北部 山区高速公路连拱隧道在开挖过程中地下水渗流问题及其渗流场和应力场的耦 合作用问题。

在我国公路隧道的建设中^[4],20世纪80年代建设的深圳梧桐山隧道使我国 公路隧道的长度超过2km,90年代初建成的重庆中梁山隧道长度超过3km,2000 年建成的四川二郎山隧道长度超过4km,2003年建成的山西雁门关隧道长度超 过5km,目前在建的西康公路秦岭隧道长度将突破18km,将成为亚洲第一长、 世界第二长公路隧道。而且,不但隧道建设的长度在不断增加,隧道埋深和跨 度也在不断增加,隧道的结构形式也有了新的发展,接线方便和节省用地的连

拱隧道在地质条件适宜的一些线路上被广泛应用,在一些交通量较大的线路上, 还出现了三跨度连拱隧道和多跨度连拱隧道。这些大跨度、小净距的隧道建设 为我国在隧道工程的项目研究上提供了良好的科研载体和检验手段,与隧道工 程相关的科研论文更是不胜枚举。

近几年来,湖南省的高速公路建设取得了长足的发展,随着我国西部大开 发战略的实施和湖南经济的全面提速,以高速公路为标志的西部或西线交通基 础设施建设正全面展开。我省西南部多为山岭重丘区,地下水资源丰富,如常 吉、邵怀高速公路在跨越山区的时候要修建大量越岭隧道,这些隧道所处的自 然环境与地质环境较为复杂,基岩裂隙水丰富,年降雨量普遍在3000mm以上, 地下水渗漏现象严重。特别是常吉高速公路,地处西部山区,途经大量浅埋连 拱隧道,其最大的通病就是渗漏水。衬砌开裂和渗漏水作为连拱隧道病害的主 要形式,严重危害着隧道结构安全和行车安全,刘庭金等^[5]基于云南省4条高速 公路连拱隧道病害调查结果,通过采用大量的连拱隧道病害拍摄图片,对导致 衬砌开裂和渗漏水的主要原因进行了初步分类,并据此提出了在连拱隧道设计 和施工中相应的病害防治措施。

本论文以裂隙岩体等效连续介质渗流理论为基础,结合 FLAC^{3D}和 ANSYS 数值计算软件,依托湖南省交通厅科技项目《山区公路隧道渗流理论与控制技 术研究》,针对我国高速公路大规模开发修建的事实,以常吉高速公路第 34 合 同段蓖麻溪连拱隧道为工程背景,在现场调查和压水试验的前提下,对公路连 拱隧道在开挖过程中引起的围岩应力场、位移场以及渗流场进行了三维数值模 拟研究。

1.2 课题研究的意义

在常吉高速公路一期工程中,有一特长隧道,其长度超过 3000 米,在施工 过程中,涌水现象突出,结果导致隧道周围渗流场改变严重,地下水大量流失, 附近一条小溪几进干涸。研究地下水在裂隙岩体中的渗流特性及其对隧道围岩 稳定性的影响,这是目前岩土工程界的一个热门而且新兴的课题,意义重大。

隧道工程的建设是一个长期过程,具有明显的时间效应,对于公路浅埋隧 道,施工期间内如逢雨季,则隧道涌水量会明显加大,同时,隧道修建完以后, 其运行时间也会长达 20 年以上,如隧道防水措施失效,也会影响隧道的使用, 甚至会造成无法使用,使前期投资付诸东流。

我国是多山的国家,修建铁路、公路不可避免出现隧道工程。一般而言, 不论在施工中还是通车以后,隧道结构时刻处于地下水包围之中,隧道衬砌的

渗漏、变形,洞顶地表的失水、坍陷,以及施工期间的突水、突泥、淹没坑道等,均与地下水有关,而且水位愈高,危害愈大^[6]。如何在设计阶段采取对策防 患于未然,是个非常重要的问题,只有正确的设计,才会有正确的施工,才能 保证隧道的正常使用。

山岭隧道一般埋深较浅,水压不大,但隧道所处岩体大多数都风化严重, 裂隙发育,地表水容易下渗,如遇长时间降雨,则降水形成的渗透压力对隧道 稳定性的影响明显,对于常吉高速,其围岩多为红砂岩,这种岩石遇水易风化, 力学性能会受到较大影响。因此本文试图通过数值模拟的方法,考虑地表雨水 入侵条件下,研究裂隙水渗流对隧道稳定性的影响,研究连拱隧道围岩的应力 场和渗流场的耦合作用效果,其成果用于指导工程实践,同时在工程应用中检 验此方法的有效性,具有很强的实用价值。

1.3 国内外研究情况综述

1.3.1 单裂隙岩体渗流理论研究进展

裂隙岩体中的渗流研究,始于上世纪 50 年代,当时苏联在此方面研究较为 突出,如苏联学者 JIoMu3e 于 1951 年发表了《裂隙岩石中的渗流》一书,是岩 石水力学最早的专著;Lomize^[7]也于同年进行了裂隙岩体中的流体流动试验,他 用两块横截面及弯曲形状可以变化的薄玻璃板来模拟裂隙,后来被称为平行平 板模型,考察流体在层流和紊流之间的转换带,并研究了裂隙粗燥度的影响。 Pomm^[8]根据土体达西定律公式和 Navier-Stokes 方程推导出了单一裂隙理想模型 中层流的表达式,推导出了单裂隙渗流的立方定律,即:

$$q = -\frac{gb^3}{12\nu}J\tag{1-1}$$

式中q为单宽流量,b为裂隙宽度,g为重力加速度,v为水流运动粘滞系数,J 为水力梯度。此式表明裂隙面的单宽流量q与隙宽b的3次方成正比。如果将上 式写成达西定律的形式,可以得到理想平板模型的渗透率计算公式为:

$$k = \frac{b^2}{12} \tag{1-2}$$

式中 k 为裂隙内在水力渗透系数, 它只和裂隙的几何要素——隙宽 b 的平方成线 性关系。但是, 上述公式只可用于计算特殊裂隙情况下的渗透率, 且计算结果 相当粗燥, Ломиэе 通过对粗燥裂隙进行水力试验, 发现裂隙面的凸起度 Δ (asperity, 又称为不平整度或起伏度, off set)与隙宽的比值对裂隙过流能力由 很大影响, 于是将立方定律加入了一个粗燥度修正系数 C, 有:

$$q = -\frac{gb^3}{12\nu C}J\tag{1-3}$$

根据试验结果, Ломизе 认为 С 值与相对起伏差 Δ/b 有关, 可用下式表示:

$$C = 1 + \left(\frac{\Delta}{b}\right)^{1.5} \tag{1-4}$$

Louis^[9~10]根据自己的试验资料,建议C值用下式计算:

$$C = 1 + 8.8 \left(\frac{\Delta}{2b}\right)^{1.5} \tag{1-5}$$

Louis^[11]根据均质裂隙岩体不同深度的钻孔压力试验结果,建立了裂隙岩体 渗透系数K与垂直法向应力 σ 之间的经验关系式:

$$K = K_0 \exp(-a\sigma) \tag{1-6}$$

式中K为裂隙渗透系数, K_0 为初始渗透系数, σ 为法向应力,a为试验参数。

Snow^[12]系统性的研究了裂隙岩体的渗透试验,他不但考虑了裂隙面的几何 形状,还考虑了裂隙面承受法向应力的情况,建立了如下渗透率计算公式:

$$K = K_0 + \left[\frac{E_n b^2}{a}\right] (\sigma - \sigma_0)$$
(1-7)

式中 K_0 为初应力 σ_0 下的渗透系数, E_n 为裂隙法向刚度,a为裂隙间距。

Kelsall, P.C.Kesall, J.B.Cass, C.R.Chabannes(1984)^[16]研究了地下洞室开挖 后,围岩渗透系数的变化,他们导出的应力与裂隙渗透系数的关系如下:

$$k_{f} = k_{0} \frac{1}{\left[A\left(\frac{\sigma}{\xi}\right) + 1\right]^{3}}$$
(1-8)

式中 k_f 为应力等于 σ 时的渗透系数; k_0 为有效应力等于零时的渗透系数; ξ, A, a 为待定系数。由该式可知,开挖状态下,渗透系数并非与正应力成负指数 关系。并认为导致渗透率变化的原因主要有:1)应力重新分布,使致密岩石裂 隙化;2)开挖引起作用于围岩中天然应力改变,使已有裂隙张开或闭合;3) 开挖引起的应力释放,导致原生晶面松弛等。

20世纪80年代以后,西方国家对裂隙岩体渗流方面的研究形成高潮,并经 久不衰。与此同时,我国一些学者也开始对水在裂隙岩体中的流动开展了广泛 的研究,如1980年和1986年田开铭^[13~14]相继发表了"裂隙岩石渗透性的初步 研究"、"水在交叉裂隙中的运动"等论文,张有天^[15~16]发表了"隧洞水荷载静 力计算"、"裂隙岩体渗流特性、数学模型及系数量测"等论文,这些文章为国 内对裂隙岩体渗流和《岩体水力学》这样一门学科的发展拉开了序幕。随后, 岩石水力学成为我国的热门研究课题,并在工程应用中得到了进一步发展。 硕士学位论文

郑少河等^[17]对天然裂隙作了大量三维应力作用下的渗流试验,认为岩体渗透系数与裂隙闭合量之间存在如下关系式:

$$k_f = k_0 [\sigma_2 - v(\sigma_1 + \sigma_3) - p]^{-a}$$
(1-9)

式中 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 为三向主应力,其中 σ_2 垂直裂隙面, σ_1 、 σ_3 平行于裂隙面,p为裂隙水压力,a为系数,取决于裂隙面的粗造度。

刘才华等^[18~19]通过对规则、均匀、粗造裂隙的渗流剪切试验,结合裂隙面 受剪时的力学机理,研究了岩体裂隙在剪切荷载作用下的渗流特性,认为渗透 系数与剪应力有十分明显的线性关系,表达式如下:

$$k_f = k_0 - \alpha \delta \tag{1-10}$$

式中α为一个与裂隙面形态有关的常量, δ为剪应力作用下的力学隙宽的变化 量。

单裂隙岩体在应力环境作用下的渗透系数的变化研究,实际上就是对裂隙 岩体的渗流场和应力场的耦合作用机理研究。

1.3.2 岩体渗流场和应力场耦合分析研究进展

一般来说,求解岩体等裂隙介质地下水渗流场需要建立适当的数学模型, 对裂隙岩体流固耦合分析的数学模型主要有等效连续介质模型,离散裂隙介质 模型,双重介质模型,离散介质-连续介质耦合模型。

在等效连续介质模型方面,Noorishad(1982)^[20]以比奧固结理论为基础,把多 孔弹性介质的本构方程推广到裂隙介质的非线性本构关系,提出裂隙渗流与应 力的耦合分析模型。Oda(1986)^[21]以岩体节理统计为基础,运用渗透率张量法, 建立了岩体渗流场与应力场耦合的等效连续介质模型,将裂隙岩体渗透张量与 弹性张量统一用裂隙网络几何张量表示,建立了较严密的裂隙岩体渗流特性与 应力特性之间的耦合关系,但是由于Oda理论以统计分析为基础来模拟裂隙网络 的影响,处理起来不很方便。国内也有不少学者进行了裂隙岩体渗流应力耦合 方面的研究。陶振宇^[22]等以文[11]的负指数关系为基础对岩体渗流与应力进行耦 合分析以研究水库诱发地震。黄涛等^[23]进行了隧道裂隙岩体温度场和渗流场耦 合的数学模型研究。朱珍德^[24]进行了裂隙岩体的渗流场与损伤场耦合分析及其 工程应用的研究。任长吉^[25]等进行了裂隙岩体渗流场与应力场耦合数学模型的 研究,并结合我国铁路某隧道作了耦合定量计算研究。

关于裂隙岩体离散介质渗流场与应力场的耦合分析,T.S.Nguyen^[26]在其核废料处理国际合作项目中利用离散裂隙模型研究了裂隙岩体渗流场-温度场-应力场的三场耦合特性,开发了相应的数值计算程序并进行了试验验证。李定方等^[27]根据多边形裂隙网络理论,确定了裂隙网络生成的原理和方法,推导出了离散

裂隙介质流固耦合模型。王媛^[28]据裂隙发育规模不同提出了平面弹塑性离散介质水力学模型。V Guvanasen^[29]研究了裂隙一孔隙岩体热一液一力三场耦合的三维离散介质模型。

在双重介质流固耦合数学模型研究方面,白矛^[30~31]做了大量的研究工作, 建立了二维,三维的双重介质流固耦合模型,给出了解析解,有限元计算的数 值解。黎水泉等^[32]也进行了这方面的研究。

由于岩体裂隙分布的复杂性,近年来有学者提出了离散-连续介质流固耦合 模型。许彦卿,杨栋,柴军瑞等做了不少这方面的研究。

上述四种裂隙岩体的流固耦合数学模型都有其特点。连续介质数学模型是 建立在经典的多孔介质和岩体裂隙渗透系数等效张量的理论基础上,自1986年 Oda提出该模型后,在工程中得到了广乏的应用。该模型的优点是可以直接应用 较成熟的孔隙介质饱和渗流分析方法来求解裂隙岩体饱和渗流问题,故其可操 作性好。不足之处主要是:1)适用范围经常受到限制,因为不是所有的裂隙岩体 均可等效为连续介质;2)典型单元体的大小和等效水力参数较难确定;3)把裂隙 岩体等效为连续介质,不能很好的刻画裂隙的特殊导水作用。

离散裂隙网络模型在不考虑岩体基质渗透性的情况下,该模型在调查清楚 岩体每条裂隙的空间方位,隙宽等几何参数的条件下,以单裂隙水流公式为基 础,利用流入和流出各裂隙交叉的流量相等来求其水头值。该模型的优点是较 好地描述了裂隙岩体的非均匀各向异性,故当岩块很致密,确实可忽略其渗透 性时,具有拟真性好、精度高的优点。其不足之处在于研究域内全部裂隙的几 何参数很难获得。另外,模型的计算量较大。

双重介质模型认为流体不仅通过岩体的裂隙面流动,而且还通过结构体流动。显然,它能较为全面地反映裂隙岩体的渗流特征。该模型在一定程度上刻 画出裂隙优先流现象,并且考虑了岩块裂隙间的流体交换,具有较好的拟真性。 把裂隙网络等效为连续介质来研究,故可操作性好。但双重介质中流体交换项 较难确定,而此项的值又影响该模型的拟真性。

离散介质-连续介质耦合模型将岩体中的裂隙根据其迹长和开度等划分为主 干裂隙和次要裂隙。用离散裂隙网络模型描述主干裂隙中的流体运动;用等效 连续介质模型描述次要裂隙和孔隙中的流体运动;由次要裂隙和孔隙等效成的 连续介质充满整个研究域;离散的主干裂隙按产状分布于连续介质中。该模型的 耦合条件是:裂隙流体压力作为连续介质域的压力边界;离散介质域与连续介 质域间的流体交换作为离散介质域的流量边界。该模型综合了连续介质模型和 离散介质模型的优点,即能反映裂隙特殊的导流作用,又能体现岩块的贮藏作 用,故很好地解决了精度与可操作性之间的矛盾。但由于描述连续介质域的流

体运动和描述离散介质域流体运动方程不同,给数学处理带来了困难。另外, 该模型同样存在双重介质模型中的流量交换的问题。

随着人们对岩体与周围地质环境相互作用规律认识的不断深入,近年来不 少学者致力于进行裂隙岩体渗流场、温度场、应力场三场耦合问题的研究^[33~34] 及岩体与化学场相互作用的研究。有学者提出了用混合物理论研究岩体与其周 围地质环境相互耦合作用机理的思路,N.Katsube^[35~36]利用混合物理论进行了孔 隙介质流固耦合作用机理的研究。

混合物理论至上世纪80年代已日益形成完整的理论体系,利用混合物理论 可以很好地研究岩体与周围地质环境中复杂的耦合作用,如相变,非等温,非 牛顿体渗流等。它为研究岩体与周围地质环境的相互耦合作用提供了新的思想 和工具。

1.3.3 隧道工程中的流固耦合问题

在中国的铁路工程建设中,已积累了大量的有关隧道工程的建设理论和经验,但对于高速公路中的隧道工程,尤其是连拱隧道和小净距隧道,则是在最近几年随着国家的公路建设和开发才涌现出来的。刘庭金等^[37]对云南省4条高速 公路连拱隧道的运行健康状态,包括隧道衬砌开裂、渗漏水等病害进行了较为 详细的调查,并初步分析了隧道病害产生的主要原因,为我国连拱隧道设计和 施工提供了一定的参考价值。黄涛^[38]对隧道涌水这一地质灾害现象进行了大量 的研究,并在此基础上完成了渗流与应力耦合环境下裂隙围岩隧道涌水量的预 测研究的博士论文^[39],结合西(安)-(安)康铁路秦岭特长隧道工程实例,运 用解析法和水文地质数值模拟法预测隧道用水量。

隧道工程中,应力场和渗流场耦合计算中一个很受关注的问题就是隧道衬砌的外水压力如何计算,目前这个问题仍是大家关注的一个焦点。高新强^[40]等 对隧道衬砌外水压力的计算方法研究现状与进展进行了综述,认为主要分为折 减系数法、理论解析法、理论解析与数值解析相结合法、数值解析方法(渗流、 渗流与应力耦合方法)等几种。张有天^[41]也对岩石隧道的衬砌外水压力进行了 分析和讨论,蒋忠信^[42]提出隧道工程与水环境相互作用的基本思想,认为"以 排为主"的设计原则已不能适应当前水环境保护的要求,而完全封堵地下水又 会使隧道衬砌难以承受巨大的水压力,于是从建立隧道工程与水环境的相互作 用链出发,归纳出"以堵为主"的"水环境平衡"的隧道设计原则,以防治洞 顶水环境灾害和隧道水害。

在当今一些大型城市的地下建筑中,地铁以及过江、过河隧道,甚至一些 海底隧道的建设,更是丰富了隧道工程中的流固耦合问题。因为这些工程是在

水下建设,地下水的作用更为明显,而且一旦出现涌水,则后果不堪设想。吴 波^[43]等对地铁隧道开挖与失水引起的地表沉降进行了数值分析,得出了动态变 化的地表沉降曲线。李廷春^[44]等对厦门海底隧道进行了流固耦合数值分析,用 以验证厦门海底隧道最小顶板厚度比设计厚度减小时隧道的稳定性情况,具有 很强的工程应用价值。C. Zangerl 等^[45]用美国 ITASCA 公司提供的离散单元法二 维商业软件 UDEC 进行了水力耦合数值计算,分析了裂隙岩体中隧道开挖对地 表沉降影响的问题。结果表明,刚度较小的水平裂隙的变形对地表沉降量贡献 较大,但垂直裂隙通过泊松效应同样也会影响地表沉降量。In-Mo Lee 等^[46-47] 研究了浅埋隧道和水下圆形断面隧道开挖过程中渗流场分布以及渗流力计算的 问题。

但是,目前研究隧道工程中的流固耦合问题主要是铁路工程中单线隧道或 者城市地铁中的过江隧道等,针对山区高速公路连拱隧道的流固耦合作用研究 的文章还很少。本文试图对连拱隧道开挖过程围岩应力场和渗流场的耦合作用 机理进行初步研究。

1.4 本文研究方法和技术路线

1.4.1 研究内容和方法

本文对裂隙岩体中的地下水渗流理论及其应用进展进行了综述,并以工程 实例为研究背景,采用等效连续介质渗流理论和 FLAC^{3D} 软件分析了连拱隧道开 挖过程中的围岩流固耦合问题。结合常吉高速公路蓖麻溪连拱隧道工程背景, 做了大量的现场工作,并对隧道围岩进行了钻孔压水试验,通过数据分析得到 围岩的渗透系数。

为了从应力场和渗流场耦合作用的观点研究连拱隧道在开挖过程中的力学 行为,本文利用大型商业软件 ANSYS 对连拱隧道在无偏压作用下的典型断面 K218+120 到 K218+135 处建立三维数值分析模型,用 FORTRAN 语言编写的数 据导入程序将 ANSYS 三维计算网格导入到 FLAC^{3D} 软件中,从而完成连拱隧道 的建模前处理过程。

FLAC 有限差分程序为流固耦合数值分析提供了一个有效平台,本文重点介 绍了该程序在解决流固耦合问题时的理论依据和应用特点,同时,FLAC^{3D}在模 拟隧道开挖问题上也具有强大的优势。

首先,在不考虑渗流效应时利用 FLAC^{3D} 软件对连拱隧道左右线分步开挖过 程进行了三维数值模拟研究,重点分析隧道开挖前后围岩应力场和位移场的变 化情况,并对连拱隧道中拱墙部分的受力特性进行了分析。

然后,利用 FLAC^{3D}程序分析连拱隧道在考虑渗流效应时,即存在地下水渗流情况下围岩的流固耦合作用效果,耦合分析中对围岩初始孔隙水压力场进行 了简化,认为整个模拟区域的地下水为完全饱和,隧道开挖后在隧道开挖面上 形成自由渗透面。耦合分析中重点研究开挖后渗流场变化对围岩应力场和位移 场的影响,并研究了隧道开挖后横断面的地表沉降曲线。

最后将考虑渗流效应时的流固耦合分析结果与不考虑渗流效应时的分析结 果进行对比,同时将数值分析结果与工程位移监测结果进行了对比,以验证数 值模拟研究的可行性和可靠性。

1.4.2 研究技术路线

本文的主要研究技术路线如图 1-1 所示:



图1-1 本文主要研究技术路线

第二章 工程背景和现场试验分析

常(常德)吉(吉首)高速公路是长(长沙)渝(重庆)高速公路中的重 要一段,该段公路途经大量的山区、峡谷及河流,尤其是吉首段,需要修建较 多的山岭隧道,在隧道设计和施工中,地表水及地下水对隧道的影响是显著的, 勘察工作及隧道设计规范中都提到地下水对隧道的不良影响。一般而言,不论 在施工还是通车以后,隧道结构时刻处于地下水包围之中,隧道衬砌的渗漏、 变形,洞顶地表失水、塌陷,以及施工期间的突水、突泥、淹埋坑道等,均与 地下水有关,而且水位愈高,危害愈大。根据铁路隧道及部分公路隧道以往工 程经验,有些隧道是在施工过程中就出现大量的涌水现象,阻碍施工;有的隧 道是在施工完之后的运营期内,由于地下水的反复侵蚀,导致隧道衬砌的破坏 甚至使隧道失效而不得不另改道运行。

本论文以常吉高速公路山岭隧道为工程背景,研究连拱隧道开挖对地下水 渗流场的影响及分布规律,以掌握隧道围岩应力场和渗流场的耦合作用机理, 工程背景选取的是常吉高速公路 34 标段蓖麻溪连拱隧道,其中常德端洞口里程 桩号为 K218+087,吉首端洞口里程桩号为 K218+565,隧道全长 478m。

2.1 工程地质条件

2.1.1 地形地貌及地质构造

根据现场搜集的地质勘察报告资料^[48]表明,蓖麻溪隧道位于吉首市河溪镇 婀娜村大溪组,为长期风化剥蚀切割作用形成的丘陵地貌区。区内冲沟发育, 冲 沟 走 向 以 西 北 为 主 , 次 为 北 东 向 , 隧 道 轴 线 与 地 形 等 高 线 在 K218+087~K218+380 段近于正交或大角度相交,在 K218+380~ K218+565 段呈 小角度相交甚至平行,地形较陡峻,为"V"字型沟谷,场地内山体总体走向约 340 度,近南北向,隧道轴线通过地段地面黄海高程为 236.0~325.5m,常德端洞 口地面高程为 246.0~272.0m,吉首端洞口地面高程为 240.0~262.0m,地形坡度 约 15~35°,山坡植被以小竹、蒿草为主,欠发育,局部可见基岩出露。

勘探区处于新华夏系一级构造第三复式隆起带东缘,中生代沅麻拗陷盆地 西部,河西向斜西北翼,向斜轴向 35~40°,隧道区内未发现有规模的断裂构造, 也未见到新的构造运动,构造简单,隧道区内为上白垩统钙质胶结砂岩夹紫红 色泥质胶结砂岩互层,以钙质砂岩为主,为单斜构造。

区内岩层产状总体倾向 95°~115°,倾角 8~15°。发育三组节理裂隙:①

倾向 148°,倾角 89°; ②倾向 350°,倾角 56°; ③倾向 225°,倾角 77°。节 理裂隙以压扭性为主,且裂隙面闭合,少数呈张性,隙间间距一般在 5~20cm 左 右,连通性较好。

该隧道为典型的山区高速公路越岭隧道,受地形影响,隧道结构形式采用 复合式中墙连拱隧道,该隧道上部山体植被较发育,地表局部有农田。

图 2-1 为现场拍摄的隧道两端洞口的照片。



图 2-1 蓖麻溪连拱隧道的两端洞口照片

2.1.2 地层岩性

根据工程地质调绘和钻探揭露资料及初勘资料,勘察区地层由新到老分述如下:

第四系全新统 (Qh)

- ① 种植土: 灰褐色, 为水田表土或山坡表土。层厚 0.0~0.60m。
- ② 亚粘土: 黄褐色, 可~硬塑, 厚 0.0~4.60m。主要分布在隧道山坡上或菜土中 或水田中。

白垩系上统(K2j)

③ 砂岩:红褐或棕灰~灰褐色,粉、细粒结构,钙质胶结夹泥质胶结呈互层,以钙质胶结为主,薄~中厚层构造,局部见斑点状小溶孔。水平层理发育,岩层倾角缓。钙质胶结的砂岩呈棕灰~灰褐色,岩质较坚硬;泥质胶结的砂岩相对较软,呈较硬状,遇水易变软,日晒易开裂。根据邻近震探资料和钻探资料,风化基岩按其风化程度可分为三个风化层:

③-1 强风化层: 层状构造,节理裂隙很发育,岩石破碎,呈碎石状或碎块状结构,岩性较软,纵波速度 V_P=800m/s,横波速度 V_S=300m/s,层厚 0.0~5.37m, 广泛分布于隧道区内。

③-2 弱风化层: 层状构造,节理裂隙较发育,岩石呈块状及少量碎块状结构,岩芯主要呈短柱状,次呈长柱状,局部呈碎块状,纵波速度 V_P=2200m/s,横波速度 V_s=1000m/s,层厚 16.0~34.0m,广泛分布于隧道区内。

③-3 微风化层: 层状构造,节理裂隙不甚发育,岩石呈块状结构,岩体较完整,岩芯主要呈长柱状,次呈短柱状,纵波速度 V_P=2700~3900m/s,横波速度大于1000m/s,勘探过程未揭穿,广泛分布于隧道区内。

2.1.3 水文地质条件

勘探区属亚热带湿润性气候,雨量充沛,年降雨量在 1400mm 左右,少数 年份可达 2000mm 以上,降雨多集中在春夏,秋冬季节相对较少。

区内地表水主要为常德端洞口向东约 80m 处北西向冲沟,发育一小溪,溪 宽 0.60m,勘察期间日流量 50m3/d,次为吉首端出口右侧北东向冲沟和隧道中 部近南北向冲沟,北东向冲沟内见一小溪,溪宽 0.50m,勘察期间日流量 40m3/d。 常德端洞口处于一小冲沟与山间谷地交汇处,布满农田,无溪沟,雨季地表水 易富集,吉首端洞口处于冲沟左侧斜坡上的一小谷地中,左侧汇水面积较大, 地表水主要受大气降水补给,水量受降水量、汇水面积控制。区内地表水对隧 道影响不大。

区内地下水主要为基岩裂隙潜水,富水性弱,受大气降水补给,潜水位埋 深与地面标高呈正相关,流向为从高处向低洼处汇集,勘察期间在钻孔中测得 地下水位埋深黄海高程为218~232m,地下水动态随季节变化,地下水对隧道影 响不大。

2.1.4 岩土体物理力学性质

根据有关规范、规程,结合邻近工点的岩石力学试验及现场实际情况,各 主要岩土层的物理力学性质指标见表 2-1:

	容许承载力	饱和单轴极	饱和抗重		
岩性	(KPa)	限抗压强度 (MPa)	C (MPa)	Φ	备注
			(1)11 u)		
弱风化泥质胶结砂岩	600~800	6~10	8	41	
弱风化钙质胶结砂岩	1500~2500	20~35	15	46	
微风化泥质胶结砂岩	800~1500	10~20	10	43	
网络内国地名	000-1500	10-20	10	75	
微风化钙质胶结砂岩	2000~3000	30~50	17	48	

表 2-1 岩石物理力学性质指标统计表

依据《公路工程地质勘察规范》(JTJ064-98) 附录 F, 推荐各类围岩的物理 力学性质指标如下:

围岩类别	II	III	IV	备注
密度 p(t/m ³)	2.0	2.20	2.40	
弹性抗力系数 K(MPa/m)	100	220	500	
弹性模量 E(静态)(GPa)	<2	2	5	₩米用亗麻協
泊松比 μ	0.45	0.30	0.2	IV 矢回石厚捺 系数 f 值为表
计算摩擦角 Φ(°)	30	40	55	面不光滑状态
摩擦系数 f(圬工与围岩)	0.3	0.35	0.5	下取值
岩石饱和单轴极限抗压强 度 Rb(MPa)	2~3	6~15	20~35	
容许承载力[σ ₀](KPa)	250~300	800~1500	2000~3000	

表 3.2 围岩物理力学性质推荐表

2.2 现场调研和钻孔压水试验

2.2.1 围岩裂隙发育情况统计

在蓖麻溪隧道现场主要考察了路基边坡和隧道开挖面的露头岩体的裂隙产状、形状、隙宽及隙间距等。但是由于裂隙的几何参数,尤其是裂隙宽度,测量是非常困难的,因此,裂隙网络水力学很难达到较准确的定量分析,只能做到定性分析。从工程角度,可以而且必须将实际裂隙网络根据裂隙的规律性和工程具体条件进行适当简化,从而可以较方便地得出对工程设计有参考和指导意义的分析成果。蓖麻溪隧道常德端出口左侧边坡发育一泉水,水量不大,该处3m×6m范围内的主要裂隙产状见表 2-3,表 2-4 为近垂直向裂隙水力参数测量结果。

近垂直向				近水平向	
编号	倾向/°	倾角/°	编号	倾向/°	倾角/°
(1)	317	82	4	103	11
2	315	89	5	95	14
3	316	83	6	85	10

表 2-3 常德段洞口左侧边坡岩体裂隙产状调查表

衣之 7 市德权府上在网边放石体过至重闪衣你及自多数衣							
序号	迹长/m	隙宽/mm	隙间距/cm				
1)	3	2.88	70				
1)-1	1.5	2.04	110				
①-2	0.4	0.60	70				
①-3	0.9	17.50	200				
2	3	10.00					

書 9-1 带体的洞口上侧边披出体近垂直向烈船出弯条粉表

此次勘察期间, 吉首端左侧隧道尚有近 100m 长度未贯通, 在开挖工作面上 可见新鲜岩层,其总体走向近水平,倾角在10~15°左右,垂直裂隙有发育,受 爆破震动影响后,裂隙发育更明显。图 2-2 和图 2-3 为现场拍摄的边坡表面节理 裂隙发育情况。



图 2-2 左侧边坡观测点岩体裂隙发育情况 图 2-3 左侧岩体边坡裂隙整体发育情况

2.2.2 隧道渗水点情况统计

现场调查期间,蓖麻溪隧道右洞已打通,初期支护已全部完成,但二次衬 砌还有 200 多米没有施工,在此范围内,中拱墙顶部与围岩交接处有明显的渗 水、滴水现象,局部地区渗水现象较严重,呈片状。

图 2-4 和图 2-5 为现场拍摄中拱墙上方和围岩交接处的集中渗水区域和分散 渗水点照片。



图 2-4 隧道右洞中拱墙顶与围岩交接处集中渗水区



图 2-5 隧道右洞中拱墙顶与围岩交接处分散渗水点

在隧道现场进行了围岩渗水情况统计。从吉首端洞口开始,每隔 15m 统计 一次中拱墙内渗水点的数目,并描述渗水情况如表 2-5 所示。

范围/m	渗水点个数	备注	范围/m	渗水点个数	备注
0~15	10	均为单独点	105~120	3m 集中区	有滴水
15~30	7	均为单独点	120~135	9	
30~45	7	右侧拱壁2个	135~150	5	
45~60	8	4个集中成片	150~165	7	
60~75	8	3个集中成片	165~180	成片	集中渗水区
75~90	5	有 3m 集中区	180~197	2m+5m 宽	集中渗水区
90~105	8	有 3m 集中区			

表 2-5 蓖麻溪隧道右洞中拱墙渗水情况统计表

2.2.3 岩土取样

根据地质勘察资料,常吉高速公路吉首端 50 km 范围内大多数隧道均穿过 白垩系红砂岩层。故岩石取样含泥质砂岩和钙质砂岩两组,可进行相关室内试 验研究。土体在隧道上部山体地表采取,为扰动土样,采出后立即取两盒土样 称重,在吉首工作组实验室进行了土体含水量试验,其余土样可作渗透系数测 定试验等。

采用烘干法测土体的含水量,按下式计算含水量:

$$\overline{\omega} = \frac{m - m_s}{m_s} \times 100 \tag{2-1}$$

式中: σ为含水量, m为湿土质量, m, 为干土质量。含水量试验结果见表 2-6。

铝盒质量 (g)	76.0	77.8
盒+湿土质量(g)	584.3	649.3
盒+干土质量(g)	525.7	585.3
水分质量 (g)	58.6	64.0
干土质量 (g)	449.7	507.5
含水量(%)	13.0	12.6
平均含水量(%)	1	2.8

表 2-6 隧道所处山坡土体含水量试验结果表

上述含水量试验结果表明隧道上部山体表层土的含水量尚未达到饱和,在 雨水下降过程中会进一步渗入到下部风化岩体中,进而影响隧道开挖区域。

2.3 压水试验结果分析

2.3.1 压水试验原理

压水试验是工程地质勘探中的常规方法之一^[1],在水利工程建设中,它的主要目的是用来粗略地测定岩体的渗透性能,为坝基帷幕灌浆提供设计资料。该方法的试验过程简单,既可在地下水面以下进行,也可在地下水面以上进行,而且还可在同一钻孔中方便地进行分段多次压水,获得地层的渗透性柱状图,因而得到了广泛的应用。

目前国内通常采用的单栓塞压水试验没有考虑作为裂隙岩层主要渗透特征 的各向异性情况,所得结果过于粗糙,在精度上还满足不了水工渗流计算的要 求。现在工程中常用的压水试验方法有校正系数法、三段压水试验法和交叉孔 压水试验法。 Snow于1966年提出了三孔压水试验法,其基本思路是把各向异性含水层, 经数学变换,转换为等价的各向同性含水层模型,然后,用三个平行于渗透主 轴的钻孔压水试验数据计算出各向同性渗透系数,最后再根据钻孔德方位把各 向同性渗透系数分解为三个主轴方向上的渗透系数,求得渗透张量。

罗克哈等人于 1978 年提出了校正系数法,其要点是在钻孔中通过预埋钢筋 和灌浆取得完整岩芯,然后,从岩芯上测量裂隙产状和隙宽,算得渗透张量初 值,最后,在同一钻孔中进行压水试验,求得校正系数,对渗透张量初值进行 校正。该方法的中心思想在于把裂隙的连通性、粗糙度和交叉点偏流效应因素 对渗透性的影响用一个校正系数反映出来。

钻孔压水试验可以测定裂隙岩体的单位吸水量,并以其换算出渗透系数, 用以说明裂隙岩体的透水性和裂隙性及其随深度的变化情况,是论证隧道围岩 完整性和透水程度的重要方法,也是制定防排水措施和处理方案的重要依据。

传统单孔压水试验法是用钻孔进行压水试验,求得裂隙岩石透水率,早期 用单位吸水率(specific water absorption)表示裂隙岩石的渗透性,即:

$$\omega = \frac{Q}{h_0 l} \tag{2-2}$$

式中: ω 为单位吸水率, (L/(min • m • m); Q 为实测流量, L/min; h₀为压力水 头, m; *l*为钻孔内压水试验段长度, m。

对于裂隙接近水平的岩体求得*⁰⁰*后,可用巴布什金公式求得岩体等效渗透 系数:

$$k = 0.528\omega \lg \frac{\alpha l}{r_0}$$
(2-3)

式中: ^α为考虑压水段离相对隔离层距离的系数,远离隔水层取 0.66,靠近隔水层取 1.32。

虽然单孔压水试验很难全面反映裂隙岩石复杂的渗透性质,但由于试验简 单、直观,仍是工程上应用最为广泛的一种了解裂隙岩石渗透性的重要手段。

2.3.2 压水试验数据分析

根据蓖麻溪隧道工程的现场情况,在隧道吉首端左洞开挖且初衬施工完毕 后,在隧道侧壁和底部共选了三个点做了三组压水试验,试验中利用风钻钻孔, 孔深 2.0~3.0 m,孔径 40 mm,钻孔位于隧道侧壁或坑底,表面为完整岩石或已 进行初期喷射混凝土支护,钻孔内部受构造和爆破震动影响已产生裂隙。试验 中把压水管插入钻孔内,用套管和止水材料堵住孔口,防止水从孔口流出。压 水管口外接流量表和压力表,压力大小可由三组活动开关控制,利用工地提供 的供水系统,往水管内压水,水压最高可达 0.5 MPa,可控制水压力从 0.1~0.5 MPa 以 0.1 MPa 的增幅变化。试验装置的布置示意图如图 2-6 所示。



1--三通 2-流量计 3--压力表 4--水阀开关 5--压水试验钢管 6-止水栓塞 7-喷射混凝土 8--隧道围岩

图 2-6 现场压水试验装置布置示意图

试验现场可见图 2-7 和图 2-8。



图 2-7 隧道内洞壁围岩压水试验现场照片



图 2-8 现场压水试验裂隙网络渗水情况照片

根据试验数据和公式 2-2 及 2-3 可得求得隧道附近裂隙围岩的渗透系数。表 2-7 到 2-9 分别为该三组压水试验数据及相应隧道松动圈范围内裂隙围岩等效渗 透系数。

Δt	Q	h_0	L	ω	R	a	k
/min	/L/min	/m	/m	/L/(min • m • m)	/m	u	/10 ⁻³ cm/s
5	14.8	5	2.2	1.3455	0.02	0.66	2.20
5	34.2	5	2.2	3.1091	0.02	0.66	5.09
5	32.2	5	2.2	2.9273	0.02	0.66	4.79
5	27.6	5	2.2	2.5091	0.02	0.66	4.11
5	29.0	5	2.2	2.6364	0.02	0.66	4.32
			渗透系	数平均值			4.10

表 2-7 第一组压水试验数据及相应压力下的渗透系数

第一组试验只做了水头压力值为 5m 水柱下的渗透试验,原因在于该钻孔围 岩受爆破影响强烈,裂隙发育,压入水头很快渗透到水头阻力小的裂隙组并从 隧道设计的排水口排出,从下图可见试验现场情况,渗透系数达到了 10⁻³cm/s 的量级。

第二组压水试验过程中周边裂隙漏水情况轻微,在压力水头的作用下,水 沿裂隙向围岩内部渗透,利用水压表控制压力从 0.1Mpa 到 0.5Mpa 变化,试验 结果见表 2-8。

Δt	Q	h_0	L	ω	R	a	k
/min	/L/min	/m	/m	/L/(min • m • m)	/m	u	/10 ⁻⁵ cm/s
5	0.20	10	1.1	0.0182	0.02	0.66	2.50
5	0.22	10	1.1	0.0200	0.02	0.66	2.75
5	0.20	10	1.1	0.0182	0.02	0.66	2.50
5	0.52	20	1.1	0.0236	0.02	0.66	3.24
5	0.60	20	1.1	0.0273	0.02	0.66	3.74
5	0.58	20	1.1	0.0264	0.02	0.66	3.62
5	0.56	20	1.1	0.0255	0.02	0.66	3.50
5	0.58	20	1.1	0.0264	0.02	0.66	3.62

表 2-8 第二组压水试验数据及相应压力下的渗透系数

Δt	Q	h ₀	L	ω	R	α	k
/min	/L/min	/m	/m	/L/(min • m • m)	/m		/10 ⁻⁵ cm/s
5	0.76	30	1.1	0.0230	0.02	0.66	3.16
5	0.70	30	1.1	0.0212	0.02	0.66	2.91
5	0.72	30	1.1	0.0218	0.02	0.66	3.00
5	0.72	30	1.1	0.0218	0.02	0.66	3.00
5	0.66	30	1.1	0.0200	0.02	0.66	2.75
5	1.00	40	1.1	0.0227	0.02	0.66	3.12
5	0.85	40	1.1	0.0193	0.02	0.66	2.65
5	1.08	40	1.1	0.0245	0.02	0.66	3.37
5	1.08	40	1.1	0.0245	0.02	0.66	3.37
5	1.08	40	1.1	0.0245	0.02	0.66	3.37
5	1.20	50	1.1	0.0218	0.02	0.66	3.00
5	1.04	50	1.1	0.0189	0.02	0.66	2.60
5	1.12	50	1.1	0.0204	0.02	0.66	2.80
5	1.18	50	1.1	0.0215	0.02	0.66	2.95
5	1.16	50	1.1	0.0211	0.02	0.66	2.90
渗透系数平均值							3.06

表 2-8 (续上表) 第二组压水试验数据及相应压力下的渗透系数

可见,第二组试验周边围岩裂隙的等效渗透系数为 10⁻⁵cm/s 的量级,其等 效平均渗透系数为 3.06*10⁻⁵cm/s,相对于第一组试验的围岩渗透系数有名明显降低,表明此处围岩受爆破震动影响小,在一定程度上反应了未受扰动围岩的渗透性能。

同理,表 2-9 给出了第三组压水试验的数据结果表。

Δt	Q	h_0	L	ω	R	a	k
/min	/L/min	/m	/m	/L/(min • m • m)	/m	u	/10 ⁻³ cm/s
2	5.40	10	0.6	0.9000	0.02	0.66	1.03
2	6.45	10	0.6	1.0750	0.02	0.66	1.23
2	7.15	10	0.6	1.1917	0.02	0.66	1.36
2	6.8	10	0.6	1.1333	0.02	0.66	1.29
2	6.60	10	0.6	1.1000	0.02	0.66	1.26
0.1Mpa 时渗透系数平均值							1.23
2	5.15	20	0.6	0.4291	0.02	0.66	0.49
2	5.25	20	0.6	0.4375	0.02	0.66	0.50
2	4.65	20	0.6	0.3875	0.02	0.66	0.44
2	4.80	20	0.6	0.4000	0.02	0.66	0.46
2	4.86	20	0.6	0.4050	0.02	0.66	0.46
0.2Mpa 时渗透系数平均值							0.47

表 2-9 第三组压水试验数据及相应压力下的渗透系数

上表数据反映了当时的试验情况,该钻孔位于隧道底板围岩中,以 0.1Mpa 的压力对钻孔压水时,地表受爆破影响形成的张开裂隙大量渗水,渗透系数达 到了 10⁻³cm/s 的量级;而以 0.2Mpa 的压力对钻孔压水之前,我们用速凝水泥药 卷堵住了地表裂隙,水从压水段渗入地下,渗透系数相应减小,为 10⁻⁴cm/s 的量 级。

上述压水试验是针对隧道爆破开挖后的围岩而做的,其结果反映了爆破载 荷对岩石裂隙的生成具有显著作用,渗透系数相对较大,同时也反映了松动圈 内的围岩裂隙发育,应及时进行支护。

2.4 本章小结

连拱隧道是常吉高速公路中用得最多的山岭隧道形式,隧道长度一般在 300m 到 800m 左右,蓖麻溪隧道是该条高速公路中的一个典型例子。隧道在开 挖过程中有明显的渗漏水现象,说明地下水对工程的影响是存在的。现场调查 表明,隧道所处围岩裂隙发育,岩性主要为红砂岩,红砂岩遇水易崩解风化, 受地下水影响会改变其力学性能。 为确定连拱隧道所处围岩的渗透性能,采用了节理裂隙调查和钻孔压水试验分析的方法。现场压水试验表明,松动圈内围岩受爆破震动影响后,渗透系数增大,透水性好,而在未扰动区内由于围岩裂隙较发育,其渗透系数虽比松动圈内围岩小,但导水性也较好,地表雨水容易下渗。围岩渗透系数在10⁻⁵~10⁻³cm/s 的量级范围之内。

第三章 FLAC 有限差分程序分析原理

3.1 引言

数值模拟就是用计算机软件(数值模拟软件)来进行数值分析。数值分析 方法有很多种,最经典的有两种,一种是拉格朗日法,一种是欧拉法。其中拉 格朗日差分法是一种显式计算方法,而通常的有限元法和边界元法是一种隐式 计算方法。显式差分法求解时未知数集中在方程的一边,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,便于微机求解较大的工程问题^[49]。 这里主要介绍用显式拉格朗日差分法来进行的数值模拟,其中最著名的是一个 数值模拟软件就是 FLAC,它适合求解非线性的大变形问题,在岩土力学中有广 泛的应用。

FLAC(全称是 Fast Lagrangian Analysis Of Continua,连续介质快速拉格朗日分析)不但能处理一般的大变形问题,而且可以在模型中加入节理、弱面等地质构造。国内在 90 年代初才引进该软件,主要应用于岩土力学分析,例如矿体滑坡、煤矿开采沉降预测、水利枢纽岩体稳定性分析、采矿巷道稳定性研究等,现在已经逐步发展到应用于地质力学、岩土与结构相互作用问题的研究^[50]。

3.2 基本原理

FLAC 软件的基本原理即是拉格朗日差分法,拉格朗日元法源于流体力学。 在流体力学中有两种主要的研究方法,一种是定点观察法(欧拉法);另一种是 随机观察法(拉格朗日法)。后者是研究每个流体质点随时间而变化的状态,即 研究某一流体质点在任一段时间内的运动轨迹、速度、压力等特征。把拉格朗 日法移植到固体力学中,将所研究的区域划分成网格,其结点就相当于流体质 点,然后按时步用拉格朗日法来研究网格结点的运动,这种方法就是拉格朗日 法。它的优点是占用内存少,求解速度快,便于用微机求解较大规模的工程问 题。

拉格朗日元法是一种利用拖带坐标系分析大变形问题的数值方法,并利用 差分格式按时步积分求解。随着构形的不断变化,不断更新坐标,允许介质有 较大的变形。模型经过网格划分,物理网格映射成数学网格,数学网格上的某 个结点就与物理网格上相应的结点坐标相对应。对于某一个结点而言,在每一 时刻它受到来自其周围区域的合力的影响。如果合力不等于零,结点就具有了

失稳力,就要产生运动。假如结点上集中有临接该结点的质量,于是,在失稳 力的作用下,根据牛顿定律,结点就要产生加速度,进而可以在一个时步中求 得速度和位移的增量。对于每一个区域而言,可以根据其周围结点的运动速度 求得应变率,然后根据材料的本构关系求得应力的增量。由应力增量求出*t*和 *t*+Δ*t*时刻各个结点的不平衡力和各个结点在*t*+Δ*t*时的加速度。对加速度进行 积分,即可得结点的新的位移值,由此可以求得各结点新的坐标值。同时,由 于物体的变形,单元要发生局部的平均整旋或整旋,只要计算相应的应力改正 值,最后通过应力叠加就可得到新的应力值。到此计算为一个循环,然后按时 步进行下一轮的计算,如此一直进行到问题收敛。如果单元的最大不平衡力随 着时步增加而逐步趋于极小值,则计算是稳定的;否则,计算就是不稳定的^[51]。 需要重新计算。计算循环如图 3-1 所示。

拉格朗日元法采用差分法求解,因此,首先要将求解的区域划分成四边形的网格,在边界或巷道周围等不规则处也可以用三角形网格拟合,然后按照循环步骤进行计算,假定某一时刻各个结点的速度为已知,则根据高斯定理可求得单元的应变率,进而根据材料的本构关系求得单元的新应力,进入下一个循环^[50]。



图 3-1 拉格朗日元法的计算循环

下面针对本课题研究采用的本构模型 Mohr-Coulomb 进行推导^[52], 以便验证 拉格朗日元法在应用时的正确性。

Mohr-Coulomb 模型的破坏包络线由 Mohr-Coulomb 准则确定。

塑性增量理论假定岩石的应变增量可分解为弹性应变增量 e_i^e 和塑性应变增量 e_i^p ,即:

$$\Delta e_{i} = \Delta e_{i}^{e} + \Delta e_{i}^{p} (i = 1, 2, 3)$$
(3-1)

(1) 弹性应变增量

由 Hooke 法则, 弹性应变增量表达式为:

$$\Delta \sigma_1 = E \Delta e_1^e + \gamma (\Delta e_2^e + \Delta e_3^e)$$
(3-2)

$$\Delta \sigma_2 = E \Delta e_2^e + \gamma (\Delta e_1^e + \Delta e_3^e)$$
(3-3)

$$\Delta \sigma_3 = E \Delta e^e_{\ 3} + \gamma (\Delta e^e_{\ 1} + \Delta e^e_{\ 2}) \tag{3-4}$$

(2) 塑性应变增量

Mohr-Coulomb 条件为:

$$\tau = c + \sigma_n t g \phi \tag{3-5}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c\cos\phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\sin\phi \qquad (3-6)$$

式 3.6 中: c为凝聚力; ϕ 为内摩擦角; $\Delta \sigma_n$ 为剪切面上的法向应力。

在 $\sigma_1 - \sigma_3$ 平面上(如图 3-2), *AB*为破坏包络线, Mohr-Coulomb 屈服方程为:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_{\phi} + 2c\sqrt{N_{\phi}}$$
(3-7)

式中: $N_{\phi} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

由非相关流动法则:

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \tag{3-8}$$

式中: g为塑性势面; ¢为膨胀角。 塑性应变增量:

$$\Delta e^{p}_{i} = \lambda^{s} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{i}}$$
(3-9)

式中: λ^{s} 为确定塑性应变大小的函数,为非负的塑性因子。 而: $\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma^{N}_{i} - \Delta\sigma^{o}_{i}$ 式中, *N*,*O*分别表示新的和原来的应力状态。 令:

$$\boldsymbol{\sigma}_{1}^{\prime} = \boldsymbol{\sigma}_{1}^{\prime} + E\Delta \boldsymbol{e}_{1} + \gamma(\Delta \boldsymbol{e}_{2} + \Delta \boldsymbol{e}_{3})$$
(3-10)

$$\sigma'_2 = \sigma^0_2 + E\Delta e_2 + \gamma(\Delta e_1 + \Delta e_3)$$
(3-11)

$$\sigma'_{3} = \sigma^{O}_{3} + E\Delta e_{3} + \gamma(\Delta e_{1} + \Delta e_{2})$$
(3-12)

则:

$$\lambda^{s} = \frac{f(\sigma'_{1}, \sigma'_{3})}{(E - \gamma N_{\phi}) - (\gamma - EN_{\phi})N_{\phi}}$$
(3-13)



图 3-2 FLAC 岩土材料中的摩尔-库仑破坏准则

3.3 流固耦合计算原理

FLAC 可以模拟流体穿过具有渗透性的固体(如土壤)时的流动。流动模型 既可以独立于 FLAC 通常的力学计算过程而自动生成,也可以与力学建模同时 生成以便获得流体/固体相互作用效应。流体/固体的相互作用效应中包括两种力 学效应。首先,孔隙压力的改变使得有效应力发生变化,这将改变固体的反应 状况。例如有效应力的减少可能导致塑性屈服。其次,由于孔隙压力的改变使 得某一地带的流体对于固体的反作用力发生变化。这种基本的流体模型适用于 一般的渗流情况。

基本的液体流动模型的特性如下:

1.在渗透性的各向同性和各向异性这两种情况液体流动规律都适用。

2.在不同的地区,液体的流动特性可能不同。

3.液体压力,不渗透的边界应该指定。

4.液源应该按点状或柱状的方式注入固体。在任何时候,这样液源都应该是 一种指定的流入(或流出)的液体。

5.明显的或缓慢的液体流动求解算法都是有效的。

6.任何力学模型都可以应用于液体流动模型。在相关问题中,渗透性材料可 以认为是可压缩的.在排水和非排水问题中,收敛到稳定的静态解是非常慢的(例 如:许多力学求解过程分步都需要保持在类似的静态平衡中)。在这种情况下, 液体流动和相关的模拟应该看作成两种不能融合的具有任意的毛细水压力的液 体处在多孔的介质中。

FLAC^{3D} 模拟岩体的流固耦合机理时,将岩体视作多孔介质,流体在孔隙介质中的流动依据 Darcy 定律,同时满足 Biot 方程。使用有限差分进行流固耦合计算时,几个关键方程简要介绍如下^[53]:

3.3.1 平衡方程

对于小变形,流体质点平衡方程为:

$$-q_{i,i} + q_{\nu} = \frac{\partial \zeta}{\partial t}$$
(3-14)

式中 q_i 是渗流速度 $(m/s); q_i$ 是被测体积的流体源强度 $(l/s); \varsigma$ 是单位体积孔隙介质的流体体积变化量。而

$$\frac{\partial \varsigma}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \beta \frac{\partial T}{\partial t}$$
(3-15)

式中 M 是 Biot 模量(N/m^2); *P* 是孔隙压力; α 是 Biot 系数; ε 是体积应 变; *T* 是温度; β 是考虑流体和颗粒热膨胀系数($1/^{\circ}C$)。

液体质量平衡关系为:

$$\frac{\partial \varsigma}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \tag{3-16}$$

其中 ζ 是液体容量的变分(多孔深水材料的单位体积的液体体积的变分), q_v 是液体的密度。

动量平衡的形式为:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + \rho g_i = \rho \frac{du_i}{dt}$$
(3-17)

其中 $\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_w$ 是体积密度; $\rho_s \pi \rho_w$ 分别是固体和液体的密度。 (1-n) ρ_s 为基体的干密度 ρ_d 。(例如: $\rho = \rho_d + n\rho_w$)

3.3.2 运动方程

流体的运动用 Darcy 定律来描述。对于均质、各向同性固体和流体密度是常数的情况,这个方程具有如下形式:

$$q_i = -k \left[p - \rho_f x_j g_j \right] \tag{3-18}$$

式中k是介质的渗透系数($m^2 / pa \cdot s$); ρ_f 是流体密度(kg / m^3); $g_i(i=1,2,3)$ 是重力加速度的三个分量(m / s^2)。

3.3.3 本构方程

体积应变的改变引起流体孔隙压力的变化,反过来,孔隙压力的变化也会

导致体积应变的发生。孔隙介质本构方程的增量形式为:

$$\Delta \sigma_{ij} + a \Delta p \delta_{ij} = H_{ij}(\sigma_{ij}, \Delta \varepsilon_{ij})$$
(3-19)

式中 $\Delta\sigma_{ii}$ 应力增量; H_{ii} 是给定函数; ϵ_{ii} 是总应变。

3.3.4 液体响应方程

孔隙中液体的响应方程取决于饱和度值。当完全饱和时, *S*=1, 响应方程为:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = M\left(\frac{\partial \xi}{\partial t} - \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}\right)$$
(3-20)

其中M为Biot 模量, α 为Biot 系数, ε 为体积应变。在FLAC中,晶粒的可压缩性相对于排水材料体积变化可以忽略不计,同时有:

$$M = \frac{K_w}{n} \tag{3-21}$$

$$\alpha = 1 \tag{3-22}$$

当s<1时,孔隙液体的构成性响应可以描述成:

饱和度方程为:

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{n} \left(\frac{\partial \xi}{\partial t} - \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right)$$
(3-23)

饱和度和压力的关系(保持力曲线)为:

$$P = h(s) \tag{3-24}$$

FLAC 保持力曲线如图 3-3 所示。



图 3-3 FLAC 保持力曲线

在 FLAC 中,不饱和区域中 h(s)=0;不饱和流动仅靠重力调节。 相对渗透性(整体渗透性 k_{ii}^{a} 和饱和渗透性 k_{ii} 的比值)与饱和度的关系:

$$k_{ij}^{\ a} = k_{ij} \, k(s) \tag{3-25}$$

函数 *k*(s) 的详细形式为:

$$\hat{k}(s) = s^2(3-2s)$$
 (3-26)

相对渗透性与饱和度的关系如图 3-4 所示:



图 3-4 作为饱和度函数的相对渗透性

对于多孔渗透性固体的小变形构成响应方程为:

$$\frac{d}{dt}(\sigma_{ij} + \alpha P \delta_{ij}) = H(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, k)$$
(3-27)

对于多孔渗透性固体的小变形构成响应方程为:

$$\frac{d}{dt}(\sigma_{ij} + \alpha P \delta_{ij}) = H(\sigma_{ij}, \hat{\varepsilon}_{ij}, \kappa)$$
(3-27)

其中*H*为本构关系的函数形式; *κ*是一个历史参数,同时*α*=1。特别的, 有效应力和应变的弹性关系的表达形式为:

$$\sigma_{ij} - \sigma^0_{ij} + (P - P^0)\delta_{ij} = 2G\varepsilon_{ij} + (K - \frac{2}{3}G)\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \qquad (3-28)$$

其中上角标°表示初始状态,并且*ε_{kk}* = *ε*₁₁ + *ε*₂₂ + *ε*₃₃。 3.3.5 相容方程

应变率和速度梯度之间的关系为:

$$\dot{\mathcal{E}}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right]$$
(3-29)

式中u是介质中某点的速度。
3.3.6 边界条件

在计算中有四种类型的边界条件,他们分别是:①给定孔隙水压力;②给 定边界外法线方向流速分量;③透水边界;④不透水边界。不透水边界程序中 默认,透水边界采用如下形式给出:

$$q_n = h(p - p_e) \tag{3.30}$$

式中 q_n 是边界外法线方向流速分量; h是渗漏系数 ($m^3/N \cdot s$); p是边界面处的孔隙水压力; p_a 是渗流出口处的孔隙水压力。

在 FLAC 中,这些方程都可以用有限差分方法求解,这种方法建立在将介 质离散化成有两层面的区域基础上的。数值过程是建立在液体连续性方程的节 点数学表达上的。这种数学表达式相当于作用在节点的牛顿定律的力的常量应 力的数学公式。一般的差分方程作为求解方法使用两种离散化模式,分别对应 于外在的和内在的表达公式。从力学平衡状态出发,在 FLAC 中相关的流体力 学静态模拟包括一系列步骤。每个步骤都包含至少一个流动步骤(流动循环), 接下来是足够的力学步骤(力学循环)来保持准静力平衡。由于液体流动引起 的孔隙压力的增量在流动循环中进行估算;体积应力的作用作为一个区域值在 力学循环中估算。区域值将分配到节点上。由力学的体积应变引起的孔隙压力 的改变进而导致总应力的改变,这将在力学循环中体现出来。同样由液体流动 引起的孔隙压力的改变进而导致总应力的改变,这将在流动循环中表现出来。 孔隙总的压力值用来估计有效应力,并用来探测塑性材料的失效。

3.4 程序基本特征及处理过程

FLAC 程序有如下特征^[49]:

(1)该程序适用于连续介质非线性大变形模拟,并提供可选择的相界面来 模拟滑移面或分离面,因此可用来模拟断层、节理或摩擦边界;

(2) 计算范围内可以定义若干子区域,赋予不同的材料不同参数值,以模 拟复杂的地质条件。

(3) FLAC 可以模拟弹性模型,莫尔一库仑模型,横观各向同性,遍有节理模型,应变硬化和软化等六种材料模型。

(4) 可用于计算地下水流动与力学计算的完全耦合;

(5)可通过设定两端的坐标值来设置梁单元和杆单元,从而可以自由地设置混凝土砌衬和锚杆(锚索),且不受网格划分和节点分布的影响,它不仅能模拟常规的锚杆(全长或端部锚固),且能模拟预应力锚杆和锚索。

利用 FLAC^{3D} 进行岩土工程和地质力学问题分析的步骤一般为以下 7 步^[50]:

- 第1步: 定义模型分析的目标;
- 第2步:产生一个物理系统的概念图;
- 第3步:构造和运行简单的理想化模型;
- 第4步:收集特殊问题的数据;
- 第5步:准备一系列详细的模型运行;
- 第6步:执行模型计算;
- 第7步:当前结果的解释。

上面的 7 步足够用来解决一般的岩土工程和地质力学问题。具体的流程图 如图 3-5 所示。



图 3-5 FLAC 软件数值计算的一般流程图

3.5 主要功能

3.5.1 应用范围

岩土力学问题包含了相当广泛的影响因素及物理力学过程, FLAC 具有模拟 单独过程或组合过程的能力,力学分析、流体流动以及热分析可单独进行,也 可耦合在一起同时进行。如地下水流的模拟可单独进行,也可与应力分析耦合在 一起进行模拟,类似地热传导问题可以单独计算,也可耦合到热应力计算中。模 型可以静态求解,也可有动力响应,这样,FLAC 软件既可以完成简单问题的分 析,也可以进行复杂问题的模拟和求解。

3.5.2 FLAC 能解决的主要典型问题

FLAC软件主要用于解决以下典型问题^[54]:
(1)材料的加载能力和形变特征,如边坡稳定性和地基基础设计;
(2)破坏和坍塌作用的发育与演化,如矿井和隧道设计;
(3)粘性材料的时间蠕变行为,如盐类矿山的设计;
(4)对构件(地质)材料的行为约束,如隧道内岩层内衬、岩石螺钉;
(5)饱和与不饱和流体流动、排水与不排水加载条件下孔隙压力的聚集与消散,如岩土保持结构和土质滑坡体的固化和地下水渗流、储藏工程;
(6)材料力学与内部流体渗流耦合,如储藏衰竭;
(7)倾向滑动地质体的动力加载性约束,如地震工程和矿山岩石爆破;
(8)建筑物的地震激发,如大坝和地基的液诱发破坏;

(9)材料的热软化形变与失稳,如地下高辐射核废料的储藏。

3.6 本章小结

1) FLAC 是一种用显式拉格朗日差分法进行数值模拟的计算分析软件,它 占用内存少,特别适合于微机求解较大的工程问题,目前在岩土力学中已有广 泛应用,除此,也用于地质力学方面的研究。

2) FLAC 处理问题的基本原理即是拉格朗日差分法,它来源于流体力学。 当 FLAC 分析固体模型时,即把拉格朗日法移植到固体力学中,将所研究的区 域划分成网格,其结点就相当于流体质点,然后按时步用拉格朗日法来研究网 格结点的运动。

3) FLAC 可以模拟流体穿过具有渗透性的固体(如岩土体)时的渗流耦合 作用。这种流体和固体之间的耦合作用包括两种力学效应。首先,孔隙水压力 的改变使得有效应力发生变化,从而改变模型的应力场。其次,由于模型应力 场的改变,使得固体模型的孔隙比发生变化,从而改变模型的渗流场。FLAC 模 拟岩体的流固耦合机理时,将岩体视作多孔连续介质,流体在孔隙介质中的流 动依据 Darcy 定律,同时满足 Biot 方程。

第四章 不考虑渗流效应时连拱隧道围岩稳定性分析

4.1 计算模型的建立

4.1.1 连拱隧道数值分析模型

应用大型通用有限元分析软件 ANSYS 的前处理模块建立高速公路连拱隧 道数值模型。ANSYS 软件具有强大的前处理功能,对于在 FLAC^{3D}的建模过程 中难以实现的连拱隧道模型,应用 ANSYS 可以方便的实现(三维数值模型建模 过程见附录一),在该软件中建立的三维模型划分好单元网格之后可以利用 FORTRAN 编制的数据接口程序(见附录二)导入到 FLAC^{3D}软件中去,并可以 方便的利用 ANSYS 中的材料属性进行组定义,这样更有利于 FLAC^{3D} 中的数值 分析计算。廖秋林等^[55]就提出采用 Visual Basic 语言编写了 FLAC^{3D} 到 ANSYS 接口程序,实现了 FLAC^{3D} 软件建模的直观、快速和自动化。

蓖麻溪隧道全长约 500 m,按中墙结构形式属于复合式中墙连拱隧道。本次数值模拟计算选取蓖麻溪隧道工程中部两洞之间无明显偏压断面,带衬砌的复合式连拱隧道标准断面如图 4-1 所示。



图 4-1 山区公路连拱隧道标准断面净空尺寸图

连拱隧道主要适用于洞口地形狭窄,或对两洞间距有特殊要求的中、短隧 道,其最大优点是双洞轴线间距可以较小,可减小占地,便于洞外接线。同时, 连拱隧道比独立的双洞设计、施工更为复杂,工程造价更高、工期更长,从各 地采用连拱隧道的经验看,主要用在 500m 以下的隧道居多,1000m 以下的中隧 道也偶有使用,如浙江温州尖牛山隧道长 700m,而长和特长隧道一般不采用这 一结构形式,但在洞口狭窄地段也可采用从连拱隧道并最终过渡到小净距和独 立双洞的隧道^[56]。



隧洞中部和隧洞洞口所处地质剖面示意图分别如图 4-2 和 4-3 所示。

对照以上两个图形,本次数值模拟计算范围选取隧道里程桩号为 K218+120~K218+135 段中间无偏压作用部分,根据隧道洞身工程地质评价资料 显示,在靠近常德端 K218+100~K218+150 段围岩裂隙较发育,为碎裂状、块石 状结构,整体性差,不稳定,归属为III类围岩。

由于公路隧道属于细长结构物,即隧道的横断面相对于纵向的长度来说很小,可以假定在围岩荷载作用下,其纵向没有位移,只有横向发生位移。所以,隧道的力学分析可以采用弹性理论中的平面应变模型进行^[57]。建模时考虑隧道 开挖半径的影响范围,在宽度方向左右各取单洞 3 倍洞径以上^[58],即分别在两 洞边缘之外延伸 50m,再加上连拱隧道本身的跨度,则宽度方向计算范围取为 125m,向下取为隧道高度的 3 倍以上,以 45m 计,向上取至地表,考虑本工程 中隧道大多埋深较浅,取为 35m,则 ANSYS 数值解析区域为 125m×80m,由 于 FLAC^{3D}为三维计算程序,故为了导入程序方便,在隧道长度方向取延伸长度 为 15m,则整个计算区域范围为 125m×80m×15m。

隧道建模在 ANSYS 软件中实现,首先建立连拱隧道的平面模型,并利用该 软件中的 PLANE42 号单元划分网格,划分网格的原则是靠近隧道开挖部分网格 划分较密,远离隧道开挖部分则划分得较细,并尽可能的划分为四边形单元(避 免出现畸变单元)。然后针对平面模型的不同部分利用 VDRAG 命令进行六面体 单元拉伸,在拉伸的过程中每 3 米划分为一个纵向单元,这个数据和隧道的每

次施工循环进尺数是一致的。在 ANSYS 数值建模过程中,可以利用不同的材料 类型来为 FLAC^{3D} 中创建不同的组,这对今后的数值分析是十分有利的。

计算模型采用位移边界条件,底部边界采用约束竖向位移,上部边界为自 由边界,左右两端边界处采用水平位移约束。

无偏压作用下的连拱隧道数值建模程序见附件一,ANSYS 软件中的隧道平 面模型和 FLAC^{3D} 中三维模型分别如图 4-4 和图 4-5 所示。



图 4-4 ANSYS 软件中建立的连拱隧道平面数值模型



图 4-5 FLAC^{3D}中连拱隧道三维数值模型及其相应 Group

4.1.2 数值计算的参数确定

根据工程地质勘察报告资料及 2.1 节的描述,隧道所处山体围岩从上到下 依次为亚粘土、强风化红砂岩、弱风化红砂岩以及微风化红砂岩;隧道沿纵向 延伸方向,其围岩从常德端洞口往洞中逐渐由Ⅱ类围岩过渡到Ⅳ类围岩。在隧 道里程桩号为 K218+120~K218+135 段隧道所处围岩为Ⅲ类围岩,本次数值计算 针对该部分连拱隧道进行开挖过程围岩力学响应数值分析。

由于山体上部亚粘土层一般较薄且分布不均,只有 1~2m,数值分析中不考 虑该层土体对隧道开挖的影响,故实际分析中采用的就是不同风化程度的红砂 岩作为隧道围岩。围岩力学参数由工程勘察资料提供,并结合规范要求和数值 模拟中参数折减的需要,给出了围岩的物理力学计算参数及 C25 混凝土中拱墙 力学计算参数,如表 4-1 所示。在数值计算中材料的力学模型采用 Mohr-Coulomb 弹塑性理论模型。

岩体类型	弹性模量 E(GPa)	泊松比 µ	计算内摩 擦角Φ(°)	容重 ¥ (KN/m ³)	粘聚力 C (MPa)	抗拉强度 Rt (MPa)
强风化红砂岩	0.1	0.45	30	20.0	0.1	0.07
弱风化红砂岩	0.5	0.30	40	22.0	0.4	0.3
微风化红砂岩	2.0	0.20	48	24.0	1.5	1.2
C25 砼中拱墙	28.0	0.20	50	27.0	6.0	1.3

表 4-1 蓖麻溪连拱隧道围岩及中拱墙物理力学参数

在FLAC^{3D}围岩稳定性分析中,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^[53]:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\mu)}$$
(4-1)
$$G = \frac{E}{(4-2)}$$

$$F = \frac{\Sigma}{2(1+\mu)} \tag{4-2}$$

4.1.3 计算模拟的主要开挖步骤

实际工程中,连拱隧道的开挖过程是先开挖中导洞,然后砌筑中拱墙,待 中拱墙达到一定强度后,根据地形条件和偏压作用情况,开挖左洞或右洞洞口, 然后左右两洞一前一后爆破掘进施工,有时由于工程需要或隧道长度较大,可 以在隧道两端双向对向施工,最后在中间合拢。 本章模拟隧道所处地层无地下水的作用, 仅考虑在隧道左右洞开挖过程中 围岩应力场和位移场的分布情况, 隧道施工过程中每次进尺数为 3 米, 考虑的 主要开挖步骤如下:

1) 连拱隧道开挖前围岩的初始状态(初始地应力场)模拟;

2) 建立中拱墙并开挖隧道左洞3米后围岩应力场和位移场分布;

3)继续开挖隧道左洞6米后围岩应力场和位移场分布;

4) 连拱隧道右洞开挖3米后围岩应力场和位移场分布;

- 5) 连拱隧道左洞开挖9米后围岩应力场和位移场分布;
- 6) 连拱隧道左洞开挖 12 米后围岩应力场和位移场分布;
- 7) 连拱隧道右洞开挖6米后围岩应力场和位移场分布;
- 8) 连拱隧道右洞开挖9米后围岩应力场和位移场分布;
- 9) 连拱隧道左洞全部开挖(15米长)后围岩应力场和位移场分布;
- 10) 连拱隧道右洞开挖 12 米后围岩应力场和位移场分布;
- 11) 连拱隧道右洞全部开挖(15米长)后围岩应力场和位移场分布。

数值计算过程中,可以对隧道围岩中比较关键的节点进行位移监测,对单 元应力发展也可以进行全程监测。

4.2 连拱隧道开挖前后围岩应力场分析

4.2.1 初始地应力场分布

由于隧道埋深较浅,在不考虑渗流力作用时,认为隧道所处围岩地应力主 要由围岩自重决定,即

$$\sigma_z = -\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \tag{4-3}$$

式中, γ_i 表示第*i* 层围岩的重度, h_i 表示第*i* 层围岩的厚度,负号表示围岩应力为压应力。

水平初始地应力则在此基础上乘以一个侧压力系数k,认为 $\sigma_x = \sigma_y = k\sigma_z$, k 值可以由下式决定

$$k = \frac{\mu}{1 - \mu} \tag{4-4}$$

式中, μ 为围岩的泊松比。侧压力系数k值也可以由工程经验确定。

在计算中把地层概化为三部分,即强风化红砂岩部分(-5m~0m)和弱风化红砂岩部分(-55m~-5m)以及微风化红砂岩部分(-80m~-55m)。在数值分析模型上加上位移边界条件,并实施重力荷载后,可对初始地应力场进行模拟计算,初始

地应力场的实质就是原始地应力场。隧道开挖前进行了围岩初始应力场模拟是十分必要的,让整个体系达到初始平衡状态。

图 4-6 和图 4-7 分别显示了连拱隧道开挖前无偏压作用断面初始竖直地应力 和水平地应力等值线云图,很明显,围岩初始地应力随围岩深度呈线性增加, 模拟区域竖直最大应力为 1.6Mpa,水平最大应力为 1.44Mpa。



图 4-6 Z 方向竖直初始地应力等值线云图



图 4-7 x 方向水平初始地应力等值线云图

4.2.2 隧道开挖后围岩应力场分析

前面已经提到,每次模拟的隧道开挖长度和实际工程开挖进尺是一致的, 所以15m长的左右隧道全部开挖完共需十次循环,大约在17000时步后完成全 部数值模拟过程,不考虑渗流作用时,隧道开挖过程中围岩最大不平衡力时程 发展曲线如图4-8所示,其中最大不平衡力发生突变的点代表隧道正在开挖一个 进尺,然后围岩应力通过调整又逐渐趋于平衡。



图 4-8 最大不平衡力时程发展曲线

隧道全部开挖后围岩垂直应力场和水平应力场云图分别如图 4-9 和图 4-10 所示。从图中可以看到,由于对隧道进行了开挖,导致岩体内部应力场进行重 新分布,这个现象在隧道周围尤其突出,使得隧道周围局部围岩出现了较大的 应力集中现象。而在远离隧道部分,应力大致还是呈现随深度增加的趋势。



图 4-9 隧道开挖后围岩竖直应力 σ_{m} 等值线云图



图 4-10 隧道开挖后围岩水平应力 σ_{xx} 等值线云图

图 4-11 和图 4-12 为隧道左右两洞均开挖后围岩最大主应力和最小主应力等 值线云图。由于 FLAC^{3D} 中规定压应力为负, 拉应力为正, 所以从图中可见, 最 大主应力云图在连拱隧道中拱墙顶一些部位中出现了拉应力, 达到了 1.12Mpa, 而最小主应力云图中主要为隧道周边一些地方出现了压应力集中, 中拱墙部分 受到的最大压应力达到了 7.10Mpa, 在隧道开挖影响区域以外围岩最大主应力和 最小主应力仍然与围岩深度呈比例增加关系。

X: 1.150e+001 Y: 7.500e+000 Z: -4.277e+001 Dist: 3.476e+002 Contour of SMax Magfac = 0.000e+00 Gradient Calculation -1.4333e+006 to -1 -1.0000e+006 to -3 -5.0000e+005 to -2 -5.0000e+005 to -2	X: 0.000 Y: 0.000 Vag: 1 Ang: 22.500 0 .2500e+006 .0000e+006 .5000e+005
Y: 7.500e+000 Z: -4.277e+001 Dist: 3.476e+002 Contour of SMax Magfac = 0.000e+00 Gradient Calculation -1.4338e+006 to -1 -1.2500e+005 to -5 -7.5000e+005 to -5 -5.0000e+005 to -2	Y: 0.000 Z: 0.000 Vlag.: 1 Ang.: 22.500 0 .2500e+006 .0000e+006 .5000e+005
Z: -4.277e+001 Dist: 3.476e+002 Contour of SMax Magfac = 0.000e+00 Gradient Calculation -1.4333e+006 to -1 -1.2500e+006 to -3 -7.5000e+005 to -2 -5.0000e+005 to -2	Z: 0.000 Mag.: 1 Ang.: 22.500 0 .2500e+006 .0000e+006 .5000e+005
Dist: 3.476e+002	Viag.: 1 Ang.: 22.500 0 .2500e+006 .0000e+006 .5000e+005
Contour of SMax Magfac = 0.000e+00 Gradient Calculation -1.4333e+006 to -1 -1.2500e+006 to -7 -1.0000e+005 to -2 -5.0000e+005 to -2	Ang.: 22.500 0 .2500e+006 .0000e+006 .5000e+005
Contour of SMax Magfac = 0.000e+00 Gradient Calculation -1.4333e+006 to -1 -1.2500e+006 to -7 -1.0000e+005 to -2 -5.0000e+005 to -2	0 .2500e+006 .0000e+006 .5000e+005
-2.5000e+005 to 0 0.0000e+000 to 2 2.5000e+005 to 5 5.0000e+005 to 7 7.5000e+005 to 1 1.0000e+006 to 1	.0000++005 .5000++005 .0000++000 .5000++005 .0000++005 .5000++005 .0000++005 .0000++006 .1246e+006



图 4-11 隧道开挖后围岩最大主应力等值线云图



图 4-12 隧道开挖后围岩最小主应力等值线云图

为了了解开挖过程对围岩应力的影响,在数值分析过程中对围岩中一些感 兴趣的单元随时布进行全程监控,可以得到某些单元应力随时布的发展曲线。 譬如隧道断面 K218+120 处左洞拱脚岩石单元(ID: 5026)、左洞底部中间位置 岩石单元(ID: 7171)、右洞拱顶中间岩石单元(ID: 4976)以及右洞拱脚岩石 单元(ID: 5976)的应力发展历史如图 4-13 至图 4-16 所示。



图 4-13 隧道左洞拱脚 5026 单元三个方向应力随开挖发展历程曲线



图 4-14 隧道左洞洞底 7171 单元三个方向应力随开挖发展历程曲线



图 4-15 隧道右洞拱顶 4976 单元三个方向应力随开挖发展历程曲线



图 4-16 隧道右洞拱脚 5976 单元三个方向应力随开挖发展历程曲线

从图中可见,在隧道开挖过程中,隧道附近的围岩单元一般都会发生应力 重分布,靠近隧道两侧的拱脚单元,其竖直 z 方向压应力增大,增大幅度在原始 应力的基础上扩大了将近一倍,即由原来的 0.75Mpa 附近增大到 1.30Mpa 左右, 表明竖直方向发生了应力集中;而水平方向应力基本上维持原始应力不变或略 有降低,表明水平方向发生了一些应力释放。隧道拱顶和拱底单元的竖直方向 应力则发生了较大的释放,应力主要表现为水平方向应力,尤其是σ_{xx},有增大 的趋势,这和实际情况是相符的。

4.2.3 隧道开挖后中拱墙受力特征分析

在高速公路连拱隧道开挖方案中,一般左右两洞开挖顺序不会同步,施工 中是先开挖中导洞,待中拱墙砌筑完毕并具有承载能力之后,再对隧道左右两 洞实施一前一后顺序开挖,以避免开挖过程中隧道全断面过大以至于发生围岩 崩塌事故。在连拱隧道的施工中,中拱墙部分起到重要的过渡作用,一方面它 可以通过中导洞的开挖探明围岩的具体分布情况,另一方面,中拱墙是用钢筋 混凝土材料砌筑而成,强度比受风化的围岩要高得多,在隧道开挖过程中承担 了主要的围岩压力,可以减少左右两洞全部开挖形成的大跨度空间。在设计和 施工中对中拱墙都有特殊的要求。陈贵红^[59]、申玉生等^[60]对公路连拱隧道中拱 墙受力特征进行数值模拟研究,何安久^[61]、粟玉山等^[62]对双连拱隧道中拱墙防 排水及渗水处理施工技术进行了探讨。

本次计算中根据提供的设计资料,中拱墙设计使用C25混凝土材料,配筋情况在本次模拟中不予考虑,中拱墙设计材料力学参数见表4-1。隧道左右两洞开 挖完毕后中拱墙竖直方向应力、水平方向应力及剪应力等值线云图如图4-17至 4-19所示。



图 4-17 连拱隧道开挖后中拱墙竖直方向应力 σ_{zz} 等值线云图



图 4-18 连拱隧道开挖后中拱墙水平方向应力 σ_{xx} 等值线云图



图 4-19 连拱隧道开挖后中拱墙剪应力 σ_{rr} 等值线云图

从图中可见,连拱隧道开挖后中拱墙受力明显增大,其中墙体底部竖向应 力增大最为突出,且表现为压应力,最大竖向应力达到了 6.37Mpa;水平应力由 于开挖步骤的影响,在墙体顶部出现了水平方向的拉应力,达到了 1.10Mpa,这 对墙体的稳定性是尤其不利的;另外中拱墙部分受隧道开挖的影响,在 xz 面上 还表现出了较大的剪应力。

图 4-20 是隧道开挖数值模拟过程中对断面 K218+120 面上中拱墙底部混凝 土单元(ID: 1)的应力发展历程的监控曲线。



图 4-20 中拱墙底部 zone1 单元三个方向应力随开挖发展历程曲线

从图中可见该单元三个方向的应力都有增大的趋势,以竖向应力σ_∞增大最 为突出,其应力从开挖前的 0.8Mpa 发展到全部开挖完后的 3.8Mpa,几乎是初始 地应力的 5 倍左右了 。这说明隧道开挖后围岩应力有很大一部分是由中拱墙部 分来承担的,在连拱隧道还没进行二次衬砌支护时,中拱墙起着重要的承力作 用。另外还可以发现,开挖步骤对中拱墙的受力情况也是有影响的,在隧道开 挖初期,中拱墙受力有较大的增加,而随着开挖的深入(即远离某个隧道断面), 中拱墙的受力逐渐趋于稳定。

4.3 连拱隧道开挖后围岩位移场分析

4.3.1 开挖后围岩整体位移场分布情况

数值分析区域的围岩在隧道开挖前进行初始平衡计算时,在围岩自重体力 作用下,会有一定初始位移,但实际情况是隧道开挖前围岩的所有方向的位移 应全部为零,故在进行隧道开挖分析之前,应将初始平衡计算时的全部位移值 和速度值全部清零,这在数值计算程序中已经实现,这样对于隧道开挖后得到 的围岩位移场即为真实位移场。

图 4-21 和图 4-22 是隧道左洞开挖 12 米, 右洞开挖 3 米时围岩在 K218+120

断面处的竖向位移等值线云图和水平位移等值线云图及其相应位移矢量分布。



图 4-21 左洞开挖 9 米右洞开挖 3 米后竖向位移场及其位移矢量分布



图 4-21 左洞开挖9米右洞开挖3米后水平位移场及其位移矢量分布

从图中可见,隧道左右两洞的开挖顺序对围岩位移场有着重要的影响,在 左洞先开挖的情况下,围岩有向左洞挤压的趋势,其中拱顶下沉,拱底上仰, 侧壁向洞内移动,中拱墙有向先开挖的左洞移动的趋势,但是隧道洞周位移值 均不大,一般在 1~2mm 左右。当隧道右洞开挖后,从上图中可见,由于右洞开 挖的长度比左洞小,这时左右两洞的竖向位移值有一定区别,其左洞位移值明 显大于右洞。

图 4-22 和图 4-23 隧道左右两洞全部开挖后围岩在 K218+120 断面处的竖向 位移等值线云图和水平位移等值线云图。







图 4-23 隧道全部开挖后 x 方向水平位移等值线云图

可见,隧道全部开挖后,该断面拱顶围岩的竖向位移影响已经达到地表, 拱顶最大沉降量达到了 2.5mm,同时拱底向上抬升,其最大位移值为 3.5mm; 隧道周边围岩水平的水平位移趋势和前面叙述的情况相似,仍然是使隧道径向 收敛,但最终先开挖的左洞水平 x 方向的位移值比后开挖的右洞位移值要小, 分析其原因可能主要是因为隧道右洞开挖后使整个隧道开挖区域影响范围增大 了的缘故。

4.3.2 关键点位移监测分析

隧道开挖过程中,对隧道周边围岩的一些关键点进行位移监测是十分必要 的,如隧道拱顶沉降、隧道径向收敛等在工程监测中上也是重要的监测目标。 在程序计算过程中,选取了隧道周边一些关键点进行水平 x 方向和竖直 z 方向的 位移监测,图 4-24 显示了被监测的关键点在隧道周边的位置,表 4-2 为所监控 关键点对应的节点编号。

表 4-2 隧道周边围岩位移监测的关键点对应的节点坐标

与隧道关系		左洞		中打	共墙		右洞	
hist 关键点编号	2	4	6	8	10	12	14	16
节点编号	270	41	275	49	267	261	52	245



图 4-24 隧道周边围岩位移监测的关键点位置

根据隧道围岩整体位移场分布云图,在位移监测的时候选取了一些有代表 性的节点,监测了它们随时步变化的水平和竖向位移。图 4-25 为隧道拱底关键 节点的水平位移绝对值,其中对节点 49、267 和 245 取的是实际位移的相反数, 表明这三个节点的水平位移是向左移动,即向先开挖的左洞部分移动。



图 4-25 隧道拱底关键点水平方向位移绝对值时步变化规律



图 4-26 隧道左右两洞洞顶和洞底竖向位移时步变化规律

图 4-26 为隧道围岩左右两洞拱顶和拱底的中间部分单元在节点 41、52、275 以及 261 处的竖向位移随时步发展的变化规律,其中 41 号和 52 号节点的竖向 位移值为负,表明拱顶下沉,其沉降值逐渐趋于稳定,最后达到 2.5mm 左右; 而 275 号和 261 号节点位移值为正,表明隧道拱底上抬,其位移绝对值比拱顶 沉降量还大,达到了 3.5mm 左右。

根据上一节围岩应力场的分析,可知隧道开挖后,围岩会受到剪应力的作用,在FLAC^{3D}中,可以得到围岩的剪应变增量等值线云图,在剪应变增量较大的地方,表明围岩受开挖影响比较严重。图 4-27 为隧道开挖后围岩剪应变增量等值线云图。



图 4-27 隧道开挖后围岩剪应变增量等值线云图

4.3.3 隧道横截面地表沉降位移曲线

在城市地下隧道工程建设中,隧道上方地表沉降量是备受关注的对象^[63-66], 而在山区高速公路隧道工程中,由于隧道上部一般为普通山区地表,故对地表 沉降的关注不如城市地下隧道,本文在隧道围岩开挖计算平衡后,利用 FLAC^{3D} 软件提供的 FISH 语言,编制了隧道开挖后隧道横断面地表位移沉降量曲线绘制 小程序,在不考虑渗流作用时,隧道不同断面地表沉降位移曲线如图 4-27 所示。



图 4-28 隧道开挖后地表位移沉降量曲线

从图中可见,连拱隧道开挖后,不同断面的地表位移沉降量曲线基本是一模一样的,说明隧道纵向位移可以忽略不计,也反映了隧道工程符合平面应变问题的假设,在不考虑开挖步骤影响的前提下,可以简化为平面应变问题计算。 图中曲线形式类似于一段抛物线,在隧道开挖中心位置,沉降量达到最大,而 沿着隧道两边往外延伸时,地表沉降量逐渐减小。图中竖直黑线表示 x=0 的位 置,0~25 米位置为连拱隧道开挖位置,此外两边为隧道围岩,可见连拱隧道开 挖对地表沉降量的影响范围在2倍总开挖洞径左右。

4.4 隧道开挖后围岩塑性区分布特征

隧道开挖后,由于围岩应力重新分布,在围岩局部应力集中的区域会造成 围岩剪切破坏或拉伸破坏,这可以通过围岩塑性区来显示。

图 4-28 为隧道左右两洞全部开挖后,隧道周边围岩的塑性区分布情况,从 图中可见,此隧道所处III类围岩在不考虑渗流情况下将隧道开挖后,隧道周边 一圈围岩几乎全部处于塑性区状态,他们基本上是处于剪切破坏状态或曾经处 于剪切破坏状态,而中拱墙部分由于没有考虑配筋的影响,局部受拉区域处于 拉伸破坏状态。通过塑性区图,可知III类围岩自稳性较差,开挖后应及时进行 支护,以避免隧道拱顶或侧壁塌方。



图 4-28 隧道全部开挖后围岩塑性区分布图

4.5 本章小结

本章利用 FLAC^{3D} 数值计算软件对连拱隧道在开挖过程中不考虑地下水的 影响,即不存在渗流力时,分析了围岩应力场和位移场的分布情况,并对连拱 隧道的中拱墙受力特性进行了分析。主要得到如下一些结论:

(1)连拱隧道左右两洞的开挖顺序对围岩应力场和位移场分布有较大影响, 但在最后两洞全部开挖完之后,围岩应力场基本上呈对称分布,竖向位移场也 呈对称分布,而水平位移场则有向先开挖的左洞偏移的趋势。隧道周围的围岩 由于应力释放被加载到先期施工的中拱墙上,中拱墙在拱脚和拱顶分别承受了 较大的压应力和拉应力。

(2)隧道开挖后,隧道洞底会发生隆起变形,最大隆起位移量在 3.5mm 左 右,同时,隧道拱顶也发生了一定量的沉降位移,拱顶最大下沉量为 2.5mm 左 右。离隧道洞顶 25m 左右的地表也发生了一定量的沉降,隧道断面的地表沉降 曲线呈抛物线型分布,隧道开挖空间正上方沉降量最大,沿着隧道径向往外递 减,但整体来说,地表变形量不大。

(3) 对于III类围岩在不考虑渗流力作用情况下,连拱隧道开挖后,隧道周

边一圈围岩几乎已全部处于塑性状态,表明隧道开挖后应及时进行衬砌支护措施。

通过本章对连拱隧道在不考虑渗流场作用时的三维数值模拟计算,掌握了 隧道开挖后围岩应力场和位移场的基本分布规律,并对隧道周边的一些关键单 元和关键节点进行了应力和位移监测,这些计算结果可用于下一章流固耦合分 析时进行对比研究。

第五章 考虑渗流时连拱隧道围岩流固耦合作用分析

5.1 渗流场分析原理

5.1.1 等效连续介质分析渗流场的数学模型

数学上处理岩体渗流分析通常可采用以下三种模型:等效连续介质渗流模型、不连续面网络渗流模型、孔隙裂隙混合介质渗流模型三大类。其中,等效 连续介质模型把裂隙渗流平均到岩体中,将裂隙岩体看作多孔介质或准多孔介 质。该模型可采用经典的孔隙介质渗流分析方法,使用上极为方便。

不连续面网络渗流模型将完整岩块看作不透水材料,在分析裂隙的空间方 位、张开度等几何参数的前提下,利用流入和流出各不连续面交又点的流量相 等来求其水头值。它是以单个裂隙水流基本公式为基础。这种模型接近实际但 处理起来难度较大。

孔隙裂隙混合介质渗流模型除对不连续面网络进行分析外,还将岩块视为 渗透系数较小的渗透连续介质,研究岩块孔隙和岩体不连续面之间的水量交换。 这种模型更接近实际,但同样数值分析工作量比较大。

目前工程上比较常用的方法还是采用等效连续介质的方法,因为计算成果 比较直观,而且从工程的角度来说比较实用。

对于等效连续介质中,地下水渗流满足连续性方程。因此在渗流区域内取 一无限小的微元体^[67],可得:

$$-\left[\frac{\partial\rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial\rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial\rho v_z}{\partial z}\right] + \omega = \frac{\partial}{\partial t}[\rho e]$$
(5-1)

式中: ω 为汇流量, ρ 为水体密度,e为渗透介质的孔隙率,t为时间。

不考虑水与岩体骨架的压缩性和由达西渗透定律,得到稳定渗流的基本微 分方程为:

$$\frac{\partial}{\partial x}(k_x\frac{\partial H}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(k_y\frac{\partial H}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(k_z\frac{\partial H}{\partial z}) + \omega = 0$$
(5-2)

式中: *H*为水头分布函数, *k_x*,*k_y*,*k_z*分别为*x*,*y*,*z*三个方向的渗透系数。 考虑稳定渗流区域Ω内的渗流能量的表达式:

$$I(H) = \iiint_{\Omega} \frac{1}{2} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right)^2 + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right)^2 + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial H}{\partial z} \right)^2 \right] dx dy dz$$
(5-3)

岩体渗流都是在特定的空间流场内发生的,沿这些流场边界起支配作用并 唯一确定该渗流场的条件称为边界条件。从描述稳定渗流运动的数学模型来看, 确定基本微分方程常见的边界条件有如下几类:

1. 已知水头边界条件:即在边界上的渗流势函数或水头分布随时间的变化 规律己知或与时间无关,其又称为第一类边界条件或Dirichlet边界条件。

由上可知,其边界条件可以表述为:

$$H(x, y, z)|_{\Gamma_1} = \varphi(x, y, z, t),$$
 (x, y, z) $\in S_1$ (5-4)

式中: $\varphi(x, y, z)$ 为己知的水头分布函数, S_1 为区域内水头已知的边界集合。

2. 流量边界条件:它指在边界上位势函数或水头的法向导数己知或可以用确定的函数表示。流量边界条件又被称为第二类边界条件或Neumann边界条件。 流量边界条件在数学上可以表述为:

$$k\frac{\partial H}{\partial n}\Big|_{\Gamma_2} = q(x, y, z), \qquad (x, y, z) \in S_2 \qquad (5-5)$$

其中, *q* 为渗流区域边界上单位面积流入(出)流量, *S*₂ 为区域内法向流速已 知的边界集合; *n* 为边界法向方向。

3. 自由面边界和溢出面边界条件。

无压渗流时,自由面的边界条件可以表述为:

$$\frac{\partial H}{\partial n} = 0$$

H(x, y, z) = z(x, y) (x, y, z) \in S_3 (5-6)
溢出面的边界条件为:

$$\frac{\partial H}{\partial n} \neq 0$$

$$H(x, y, z)\Big|_{\Gamma_4} = z(x, y) \qquad (x, y, z) \in S_4 \qquad (5-7)$$

式中: z(x, y)是流场内位置点的高程, S₃, S₄分别是自由面和溢出面边界。

对渗流区域采用有限差分法进行渗流分析, 有限差分法计算渗流场的主要步骤为^[68]:

第一步: 离散渗流域。用步长 $\Delta x = \Delta y = \Delta h$ 将渗流区域 Ω 划分成有限个正方形网格,当然,对于 $\Delta x \neq \Delta y$ 的矩形网格,甚至不等距差分,同样能写出其差分方程,不过方程形式更为繁琐些,通常多用等步长正方形网格。

第二步:写出矩阵方程。即

$$\begin{bmatrix} A \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B \end{bmatrix} \tag{5-8}$$

式中, [A]为系数矩阵, [H]为水头列矩阵, [B]为常数列矩阵。

第三步:求解矩阵方程。用线性代数中介绍的方法解出结点水头值,可用 计算机编程计算,则求解更方便、快捷。

5.1.2 等效连续连续介质模型中的渗透张量

所谓等效连续介质,就是将岩石裂隙透水性平均到岩石中去,这种等效是 渗流量的等效,渗透张量是裂隙岩体作为等效连续介质的重要参数^[1]。

对于各向同性介质,其达西定律的形式为

$$u_i = -kJ_i \tag{5-9}$$

即某一方向的流速*u_i* 与该方向水力梯度*J_i* 成正比关系,比例系数*k* 即为渗透系数。*k* 值与方向无关,为一常量。

裂隙岩石的主要透水通道是其中的裂隙,裂隙常成组分布,每组裂隙有较 稳定的产状,使岩体渗透具有明显的各向异性。如果岩体中裂隙相对较发育, 把裂隙的透水性平均到岩体中去,就得到各向异性渗透介质。这时,某一流速 分量不仅与水力梯度相应分量成正比,而且还与水力梯度其他方向的分量成比 例,即

$$u_i = -k_{ij}J_j \tag{5-10}$$

式中: k_{ii}为渗透张量,记为[k]。在总体坐标系中可表示为

$$[k] = \begin{pmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{pmatrix}$$
(5-11)

式(5-10)为各向异性渗透介质的达西定律,也可认为是达西推广定律。

对三维问题,渗透张量共有9个系数,由于对称性, $k_{ij} = k_{ji}$,独立的系数 仅有六个,对二维问题独立的系数为3个。

渗透张量是等效连续介质渗流模型中最重要的参数。渗透张量的主要性质 有^[69]:

1) 主方向及主渗透系数

渗透张量各渗透系数*k*"随坐标轴的转动而变化,其转换关系为

$$k_{rs} = \alpha_{ri} \alpha_{sj} k_{ij} \tag{5-12}$$

式中: α_{ri} 为r轴与i轴夹角的余弦。式(5-12)为由ij坐标系转向rs坐标系得渗透 系数转换关系式。

2) 渗透椭圆(椭球)

3) 渗透圆

用裂隙几何参数可以确定渗透张量,对于一维问题,裂隙岩石的渗透系数为就是单裂隙岩体的渗透系数公式。对于二维问题,设有n组裂隙,裂隙隙宽为a,间距为b,其法线方向与x轴夹角为 α ,法线方向余弦 $n_x = \cos\alpha \cdot n_y = \sin\alpha$ 。将n组裂隙对渗透张量贡献求和,得等效连续介质渗透张量公式为:

$$k_{xx} = \sum_{m=1}^{n} \frac{ga_{m}^{3}}{12b_{m}v} \sin^{2} \alpha_{m}$$

$$k_{xy} = k_{yx} = \sum_{m=1}^{n} \frac{ga_{m}^{3}}{12b_{m}v} (-\sin \alpha_{m} \cos \alpha_{m})$$

$$k_{yy} = \sum_{m=1}^{n} \frac{ga_{m}^{3}}{12b_{m}v} \cos^{2} \alpha_{m}$$
(5-13)

对于三维问题,同理可推导出渗透张量表达式为:

$$[K] = \sum_{m=1}^{n} \frac{ga_{m}^{3}}{12b_{m}v} \begin{pmatrix} 1 - (n_{x}^{m})^{2} & -n_{x}^{m}n_{y}^{m} & -n_{x}^{m}n_{z}^{m} \\ -n_{y}^{m}n_{x}^{m} & 1 - (n_{y}^{m})^{2} & -n_{y}^{m}n_{z}^{m} \\ -n_{z}^{m}n_{x}^{m} & -n_{z}^{m}n_{y}^{m} & 1 - (n_{z}^{m})^{2} \end{pmatrix}$$
(5-14)

利用 FLAC^{3D} 软件分析孔隙介质渗流场时,渗透系数可以是各向同性的,也可以是各向异性的,根据地质实测资料确定,在很多数值计算分析中,将裂隙 围岩的等效渗透系数简化为各向同性渗透系数,将围岩的裂隙发育程度简化为 用围岩的孔隙率来表示。

5.2 FLAC^{3D}流固耦合分析

5.2.1 数值分析模型和计算参数

本节应用有限差分法软件 FLAC^{3D} 对连拱隧道在开挖过程中,存在地下水影 响(考虑极端情况——隧道围岩富含地下水)时围岩渗流场和应力场的耦合作 用分析,吉小明等^[70]也用 FLAC^{3D} 软件论述过隧道开挖过程中的水力耦合问题。

本章数值分析模型和第四章围岩稳定性分析模型完全一样,见图 4-5,不同 的是本章数值分析中加入了渗流场的影响,所以还需要给出围岩的渗透系数、 孔隙率等参数。根据第二章围岩单孔压水试验以及工程勘察报告资料,围岩渗 流场分析参数见表 5-1。

工程位置	岩性	天然孔 隙比 <i>e</i>	渗透系数 $k_H(cm/s)$	孔隙率 $n = e / (1 + e)$	渗透率 k= $k_{\rm H}$ /(g $\rho_{\rm w}$) (m ² /(Pa·sec))
	强风化红砂岩	0.82	1.23×10^{-3}	0.45	1.23×10^{-9}
蓖麻溪隧道 K218+120~ K218+135	弱风化红砂岩	0.67	4.70×10^{-4}	0.40	4.70×10^{-10}
	微风化红砂岩	0.33	3.06×10^{-5}	0.25	3.06×10^{-11}
	围岩松动圈	0.79	4.10×10^{-3}	0.44	4.10×10^{-9}

表 5-1: 地下水渗流计算参数表

隧道开挖模拟的工序和第四章一样,对 15m 长的连拱隧道实施左右两洞分步开挖,每次开挖进尺仍然为 3m,中拱墙在隧道开挖之前已经砌筑,并认为中 拱墙部分为不渗水区域。

5.2.2 隧道开挖前后围岩渗流场分布特征

隧道开挖前,认为隧道所处围岩为饱水地层,渗流边界条件为顶部地表为 自由边界,固定孔隙水压力为零,而左右两边以及底部边界为不透水边界,隧 道开挖前围岩孔隙水压力为静水压力,底部最大静水压力为 0.8Mpa,如图 5-1 所示。



图 5-1 连拱隧道开挖前初始围岩孔隙水压力等值线云图

隧道开挖后,认为地下水在隧道开挖区域的边界上为自由透水边界,围岩 渗流场发生改变。15米长连拱隧道左右两洞全部开挖后(未考虑衬砌挡水作用) 围岩孔隙水压力等值线云图如图 5-2 所示。

从孔隙水压力分布云图可以看出,隧道开挖后,隧道周边围岩孔隙水压开 始下降,地下水向洞内渗透,中拱墙部分为混凝土结构,相对于裂隙围岩认为 是不透水结构,这样在隧道四周由于水压力差,造成渗流场的改变,最终形成 一个类似于渗水漏斗的形状。



图 5-2 连拱隧道开挖后围岩孔隙水压力等值线云图

为了更好的了解隧道开挖前后围岩渗流场的变化情况,在数值计算过程中 对隧道开挖区域附近的一些围岩节点孔隙水压力进行了全过程监测,图 5-3 和图 5-4 是连拱隧道开挖前后左右两洞关键节点的孔隙水压力时步变化曲线,图中还 指出了节点所处的位置。



图 5-3 连拱隧道开挖前后左洞围岩关键节点孔隙水压力时步变化曲线



图 5-4 连拱隧道开挖前后右洞围岩关键节点孔隙水压力时步变化曲线

从图中可见,隧道开挖后,隧道附近围岩孔隙水压力降低幅度较大,一般 会下降到初始孔隙水压力的 20%到 30%。图 5-5 反映了隧道开挖后开挖区域附 近渗流场分布及地下水流动矢量。



图 5-5 连拱隧道开挖后隧道周边围岩地下水渗流场流动矢量分布

可见隧道开挖后,地下水在水头压力作用下开挖向隧道内渗透,隧道底部 在一些围岩裂隙面上甚至会出现一些涌水现象,这和富含地下水岩层中开挖隧 道的实际情况是相符的。

5.2.3 隧道开挖后围岩应力场分析

因为考虑了地下水渗流效应的影响,且地下水的饱和度在计算时已取为1, 所以围岩应力场分析的时候可以使用总应力分析也可以使用有效应力分析。其 中有效应力和总应力之间关系为:

$$\sigma' = \sigma - p \tag{5-15}$$

式中, σ 为有效应力, σ 为总应力,p为孔隙水压力。

在第四章不考虑渗流效应分析的时候,采用的围岩密度使用的是地质资料 提供的天然密度,而在本章数值分析中,由于考虑的地下水的影响,围岩密度 采用的是岩石的干密度,二者之间的关系为:

$$\rho = \rho_d + n\rho_w \tag{5-16}$$

式中, ρ_d 为岩体的干密度, ρ_w 是地下水的密度。 ρ 为岩体的饱水条件下的天然密度。

隧道开挖前围岩初始总地应力场和第四章分析情况一样,这里不再叙述。 但隧道开挖后围岩应力场与不考虑渗流效应时有所不同,原因在于渗流场改变 时围岩内孔隙水压力会发生变化,而孔隙水压力的变化会使围岩有效应力改变。 图 5-6 和图 5-7 为连拱隧道开挖后在断面 K218+129 处围岩竖直方向和水平方向 总应力场分布情况。



图 5-6 连拱隧道开挖后围岩竖直总应力 σ_{π} 等值线云图



图 5-7 连拱隧道开挖后围岩水平总应力 σ_{xx} 等值线云图

考虑渗流效应时隧道断面 K218+120 位置处隧道洞周部分围岩单元应力时 步发展曲线如图 5-8 至图 5-10 所示。



图 5-8 隧道左洞拱脚 5026 单元三个方向应力随计算时步发展曲线



图 4-15 隧道右洞拱顶 4976 单元三个方向应力随计算时步发展曲线

从图中可见,在考虑渗流效应时围岩应力场分布和不考虑渗流效应时的围 岩应力场分布基本一样,只是由于孔隙水压力的影响,围岩渗流有效应力场有 所降低。

5.2.4 隧道开挖后围岩位移场分析

在考虑渗流场作用的流固耦合分析中,由于考虑了隧道围岩的孔隙水压力的变化,围岩有效应力的变化会使围岩孔隙率降低,从而导致更大的围岩位移。 图 5-16 和图 5-17 是隧道开挖后在断面 K218+216 处的围岩位移场等值线云图。 其中竖向位移向上为正,向下为负,水平位移向右为正,向左为负,位移单位 为米。

从图中可见,在考虑渗流效应时,围岩竖向位移值与不考虑渗流场时有较 大区别,此时围岩拱顶的最大竖向位移达到了 4.5mm,隧道顶部的地表最大沉 降量也达到了 4.5mm,这与围岩有效应力的改变和孔隙率的降低导致固体骨架 压缩有重要关系;而围岩的水平位移值和不考虑渗流场时区别不大,仍然在 1~2mm 左右,只是隧道开挖对水平位移场的影响范围扩大了,说明渗流场对围 岩的水平位移影响不大。






图 4-17 隧道开挖后围岩横断面水平位移等值线云图

为了更清楚地掌握隧道开挖数值模拟过程中隧道拱顶等部位的位移随时步 发展的趋势,对这些感兴趣的部位进行位移监测,断面 K218+120 处隧道左右两 洞拱顶和拱脚关键节点位移随时步发展曲线如图 4-18 及 4-19 所示。从图中可见, 隧道拱顶随着隧道的不断开挖,沉降量逐渐增大,当隧道开挖完后位移量达到 4.5mm 左右,而拱脚处的水平位移虽然也随开挖计算时步逐渐增大,但最后位

移量只有 0.8mm 左右。



图 4-18 隧道开挖后围岩横断面左右拱顶位移沉降随时步变化曲线



图 4-19 隧道开挖后围岩横断面左右拱脚水平位移随时步变化曲线

图 4-20 为计算模型在连拱隧道开挖后隧道不同横截面地表沉降曲线,图中 不同截面处的曲线已基本重合为一条曲线,说明沿隧道纵向地表沉降量几乎一 致,区别很小。而横断面方向,地表沉降曲线为一抛物线型曲线,曲线在隧道 开挖部分中间取得峰值,约为 4.1mm 左右,负号表示地表向下沉降。图中黑色 竖线表示坐标系原点位置,此处 x=0。



图 4-20 隧道开挖后围岩横断面地表沉降量曲线

5.2.5 隧道开挖后围岩塑性区分布

在考虑渗流效应时,连拱隧道开挖流固耦合分析结果表明,隧道周边围岩 塑性区相对于不考虑渗流的情况有所减少,主要原因是因为地下水的存在使围 岩有效应力降低,而在计算中考虑地下水渗流效应的时候并没有改变围岩的强 度,即没有考虑地下水对围岩强度的弱化影响。

图 4-21 为隧道左右两洞全部开挖后围岩塑性区分布图。



图 4-20 连拱隧道分步开挖后围岩塑性区分布图

5.3 考虑渗流效应时流固耦合计算结果分析

5.3.1 考虑渗流和不考虑渗流时计算结果对比

通过以上考虑渗流效应和不考虑渗流效应的三维数值计算分析,可以得出 连拱隧道在这两种不同计算方式下的结果差异,现将应力场、位移场以及渗流 场在隧道附近关键节点或单元的计算结果列表综合,见表 5-2 和表 5-3。

隧道\((断面	犬态及位置 K218+120)	σ_{xx} (MPa)	$\sigma_{_{yy}}$ (MPa)	σ_{zz} (MPa)	x-disp (mm)	z-disp (mm)	孔隙水压 力 <i>pp</i> (MPa)
	左洞拱顶	-0.765	-0.417	-0.112	0.22	-2.21	
左 洞 部 挖 后	右洞拱顶	-0.593	-0.395	-0.078	-0.64	-2.51	
	左洞拱脚	-0.737	-0.744	-1.300	0.47	1.60	不少占
	右洞拱脚	-0.702	-0.745	-1.330	-0.86	1.65	小方応
	中拱墙顶	-0.512	-0.693	-1.380	-1.22	0.02	
	中拱墙底	-0.721	-0.856	-1.660	-1.07	0.36	

表 5-2: 不考虑渗流效应时连拱隧道开挖计算结果表

隧道状 (断面)	代态及位置 K218+120)	$\sigma_{_{xx}}$ (MPa)	$\sigma_{_{yy}}$ (MPa)	σ_{zz} (MPa)	$\begin{array}{c} x-disp\\ (mm) \end{array}$	z – disp (mm)	孔隙水压 力 pp (MPa)
左右洞 全部开 挖后	左洞拱顶	-0.583	-0.255	-0.092	0.36	-4.30	0.057
	右洞拱顶	-0.441	-0.265	-0.083	-0.54	-4.61	0.056
	左洞拱脚	-0.648	-0.741	-1.310	0.82	-0.14	0.092
	右洞拱脚	-0.664	-0.831	-1.340	-0.68	-0.13	0.082
	中拱墙顶	-0.451	-0.612	-1.320	-0.94	-2.08	0.080
	中拱墙底	-0.612	-0.718	-1.590	-0.81	-1.74	0.061

表 5-3: 考虑渗流效应时连拱隧道开挖耦合计算结果表

注: 压应力为负, 拉应力为正, 孔隙水压力为正, 竖直位移向上为正, 水平位移向右为正。

通过表中数据可以看出围岩应力场和位移场以及渗流场的变化规律:

(1) 应力场:在先开挖左洞后开挖右洞的情况下,不考虑渗流效应时计算出的围岩应力一般比考虑渗流效应时的围岩应力要偏大一些,前者在水平方向的应力值比后者高 20%~30%,而竖向应力值相差不大,主要原因是考虑渗流效应时,由于孔隙水压力的存在,使围岩有效应力降低的缘故。

(2) 位移场:由于考虑渗流效应时围岩孔隙会压缩,隧道拱顶沉降量比不考 虑渗流效应时大了将近一倍,拱底竖向位移由不考虑渗流效应时的向上隆起变 成了略有下降,但下降值很小,主要原因可能是隧道底部隆起量和围岩孔隙压 缩引起的下沉量相互抵消的缘故。另外,不考虑渗流效应和考虑渗流效应计算 出来的水平位移值相差不大,而且总的趋势是一致的,说明地下水渗流对围岩 的水平位移影响不大。

(3) 渗流场:表中数据主要是隧道开挖后周边部分围岩单元的孔隙水压力,可见此时隧道周边围岩的孔隙水压力已经较小,说明围岩内的水压力通过向洞内渗透,使开挖区域附近围岩孔隙水压力降低,从而形成前面所说的围岩渗透漏斗。

5.3.2 拱顶沉降计算结果和实测数据对比分析

在蓖麻溪隧道左右洞开挖过程中,业主委托铁道部第四勘察设计研究院工 程监理咨询公司对隧道变形进行了全程监测,表 5-4 为该公司对蓖麻溪隧道左线 在断面 K218+125 处长达三个月的拱顶下沉量测计算结果表。

r	-			1			
隧道名称	蓖麻溪隧道(左线)			断面里程		K218+125	
埋设日期	2005-2-19			断面编号		蓖 Z3-2	
观测时间	读数	(mm)	相对标	高(mm) 相对上		累计下	下沉速
日期	后视	前视	单测回	平均值	次差值 (mm)	沉重 (mm)	度 (mm/d)
2005-2-20	1422.16	788.59	633.57	633.58	(11111)	0.00	(mm/a)
	1485.61	852.02	633.59				
2005-2-21	1355.64	721.31	634.33	(24.22	0.74	0.74	0.74
	1384.97	750.66	634.31	634.32			
2005-2-22	1322.14	686.62	635.52	(25.52	1.21	1.95	0.98
	1355.26	719.72	635.54	635.53			
2005-2-23	1412.16	775.99	636.17	(2(1(0.63		0.86
	1452.32	816.17	636.15	636.16		2.58	
2005-2-24	1391.54	754.85	636.69	(2(70	0.54	2.12	0.78
	1380.38	743.67	636.71	636.70		3.12	
2005-2-25	1402.79	765.18	637.61	(27.(1	0.91	4.02	0.01
	1427.27	789.66	637.61	637.61		4.03	0.81
2005-2-26	1456.41	818.28	638.13	629.14	0.53	1.50	0.76
	1334.27	696.12	638.15	038.14		4.30	
2005-2-27	1376.69	739.13	637.56	637.55	-0.59	2.07	0.57
	1402.28	764.74	637.54			5.97	0.57
2005-2-28	1330.38	693.07	637.31	627.22	-0.23	3 74	0.47
	1304.50	667.17	637.33	037.32		5.74	
2005-3-1	1346.85	709.07	637.78	637.77	0.45	1 10	0.47
	1304.80	667.04	637.76			4.17	0.47
2005-3-2	1347.54	709.01	638.53	638.53	0.76	4 95	0.50
	1380.27	741.74	638.53			4.75	
2005-3-5	1332.13	692.66	639.47	639 48	0.95	5 90	0.45
	1267.37	627.88	639.49	057.40		5.90	0.45
2005-3-8	1315.45	675.53	639.92	639 91	0.43	6 33	0.40
2003 5 0	1345.82	705.92	639.90	057.71		0.55	
2005-3-11	1290.37	650.84	639.53	639 53	-0.38	5 95	0.31
2003 3 11	1232.43	592.90	639.53	057.05		5.55	
2005-3-16	1255.91	616.18	639.73	639 74	0.21	6.16	0.26
2003 3 10	1200.28	560.53	639.75	059.11		0.10	0.20
2005-3-26	1261.32	621.41	639.91	639.91	0.17	6 33	0.19
2000 0 20	1234.03	594.12	639.91	037.71		0.00	0.17
2005-4-6	1343.19	703.13	640.06	640.07	0.16	6 49	0.14
	1293.83	653.75	640.08	0.0107	0.10	0.17	0.1.
2005-4-18	1324.50	684.64	639.86	639.86	-0.21	6.28	0.11
_000 110	1270.25	630.39	639.86	009.00	0.21	0.20	
2005-4-27	1335.65	695.64	640.01	640.02	0.16	6.44	0.10
_ /	1342.06	702.03	640.03				
2005-5-7	1427.56	787.43	640.13	640.13	0.11	6.55	0.09
2005-5-7	1438.52	798.39	640.13	040.13	0.11	0.00	0.07

表 5-4 拱顶下沉量测计算表

图 4-21 为隧道左线开挖后该断面拱顶累计下沉量随时间的变化曲线。



根据前面流固耦合分析中拱顶位移监测结果(见图 5-18),对比两图中可见, 数值计算结果拱顶最大沉降量为 4.5mm,而工程监测结果是在隧道开挖后一个 星期左右拱顶累计下沉量达到 4.5mm 左右,这反映了数值分析结果和实测结果 具有很好的一致性。但经过大约 68 天后,实测结果的最后拱顶累计下沉量达到 了 6.5mm,而且趋于稳定,这是由于数值分析时,设定隧道开挖后围岩最大不 平衡力趋于一个相对较小的值时,就认为计算结果收敛了,而没有考虑实际的 时间效应和最终围岩支护后的位移收敛稳定,这是导致二者之间产生差异的主 要原因。

5.4 本章小结

本章利用 FLAC^{3D} 软件流固耦合计算部分,对连拱隧道在开挖过程中考虑地 下水渗流的影响,即存在渗流力时,把围岩简化为等效连续介质,分析了围岩 应力场、位移场以及孔隙水压力的分布情况。主要得到如下一些结论:

(1) 应力场: 连拱隧道开挖后,围岩应力主要在中拱墙部分和隧道拱脚处发 生应力集中,由于考虑了孔隙水压力的作用,围岩有效应力比不考虑渗流时的 应力有所降低,其中水平方向的应力值比后者降低 20%~30%,而竖向应力值则 降低 10%左右。

(2) 位移场:流固耦合计算时,随着地下水渗流作用,围岩孔隙会压缩,隧 道拱顶沉降量比不考虑渗流效应时大了将近一倍,达到了 4.5mm,且与实际量 测结果比较相近,隧道顶面地表的竖向位移曲线为一抛物线型,在隧道开挖中 心线达到沉降峰值。考虑渗流效应计算出来的水平位移值和不考虑渗流效应相 差不大,而且总的趋势是一致的,即隧道开挖后围岩有使隧道径向收敛的效果。

(3) 渗流场:隧道开挖后认为隧道开挖面为自由透水边界,隧道周边围岩孔 隙水压力会随着渗流的进行而降低,最后逐渐形成一渗透漏斗形状。在数值计 算过程中,分步开挖对隧道渗流场的影响比较明显,先开挖区域的孔隙水压力 下降程度比后开挖区域的下降程度要大。

(4) 塑性区: 在考虑渗流效应时,连拱隧道开挖流固耦合分析结果表明,隧 道周边围岩塑性区相对于不考虑渗流的情况有所减少,主要原因是因为地下水 的存在使围岩有效应力降低,而在计算中考虑地下水渗流效应时并没有考虑地 下水对围岩强度的弱化影响。

第六章 全文结论和研究展望

6.1 本文的主要研究成果和结论

本文结合工程实例,通过现场压水试验和资料搜集,在查阅了大量的参考 文献后,利用自编的ANSYS 导入 FLAC^{3D}的 FORTRAN 语言程序,将三维复杂 计算模型导入到 FLAC^{3D}中。并分别模拟计算了连拱隧道在考虑渗流效应和不考 虑渗流效应的情况下,其分步开挖之后隧道围岩应力场、位移场以及渗流场的 分布特征。文中较详细地论述了有限差分法数值计算的理论依据和流固耦合计 算过程,对山区公路隧道围岩渗透系数做了单孔压水试验及其数据分析整理。

通过 FLAC^{3D} 数值计算分析,得出了不同情况下连拱隧道开挖后围岩应力场、位移场以及渗流场的分布规律,通过对以上三场的结果分析,得出了以下结论:

1. 应力场的分布规律

在先开挖左洞后开挖右洞的情况下,不考虑渗流效应时计算出的围岩应力 一般比考虑渗流效应时的围岩应力要偏大一些,前者在水平方向的应力值比后 者高 20%~30%,而竖向应力值相差不大,主要原因是考虑渗流效应时,由于孔 隙水压力的存在,使围岩有效应力降低的缘故。围岩应力集中处主要发生在连 拱隧道中拱墙部分和隧道左右线拱脚处。

2. 位移场的分布规律

考虑渗流效应时围岩孔隙率会下降,固体骨架会压缩,所以流固耦合分析 出来的隧道拱顶下沉量比不考虑渗流效应时大了将近一倍,而且计算结果和实 测结果比较相近。隧道横断面的地表沉降曲线呈一抛物线型。另外,不考虑渗 流效应和考虑渗流效应计算出来的水平位移值相差不大,其总的趋势是使开挖 后的隧道发生径向收敛的效果。

3. 渗流场的分布规律

隧道开挖后周边围岩单元的孔隙水压力呈一定梯度向洞内下降,说明围岩 内的地下水通过裂隙网络向洞内渗透,使开挖区域附近围岩孔隙水压力降低, 从而形成一个渗透漏斗状的围岩孔隙水压力场。

4. 塑性区的分布规律

本文计算的连拱隧道埋深较浅,隧道开挖后围岩塑性区分布范围不大,主 要是在中拱墙和隧道周边附近区域,不考虑渗流效应时的围岩塑性区范围比考 虑渗流效应时的塑性区范围要大,这和应力计算结果是相一致的。

6.2 对进一步工作的展望

在导师的悉心指导下,经过作者的努力,本课题取得了一定的成绩,得出 了一些有益的结论。这篇文章虽然花费了不少时间和精力,也有一些心得和体 会,但仍然还有许多工作有待进一步研究,作者认为有以下工作急待开展:

(1)对于现场工作,应尽可能的了解详细,对于现场试验,事先一定要有 充分的准备,在得到第一手资料后,要仔细分析和消化。

(2)本文考虑的两种情况进行了较多的简化处理,而实际连拱隧道所处的 环境和施工过程远比数值模拟时的初始条件要复杂得多,因此如何在考虑多种 因素影响下,利用数值分析软件进行模拟也有待进一步研究,例如隧道开挖时 的爆破冲击波对围岩稳定性的影响,隧道开挖后的衬砌支护和围岩之间的耦合 作用等。

(3)本文对连拱隧道进行流固耦合数值分析时采用的初始孔隙水压力简化 为静水压力场,且认为数值计算区域内的围岩饱和度为1,这和实际情况也是有 出入的,怎样开挖隧道开挖过程中非饱和渗流问题也是一个急需解决的问题。

(4)本文数值计算中采用的计算时步并不能代表工程中的真实时间效应, 如何模拟隧道开挖后围岩的长期力学行为,这需要用到蠕变准则来进行耦合计算,也可作为隧道后期行为研究的一个方向。

参考文献

[1] 张有天. 岩石水力学与工程. 北京: 中国水利水电出版社, 2005

[2] 杨天鸿,唐春安,徐涛等.岩石破裂过程的渗流特性——理论、模型与应用. 北京:科学出版社,2004

[3] 吉小明. 孔隙裂隙岩体中渗流场与应力场耦合分析: [博士学位论文]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2002

[4] 吕康成, 崔凌秋. 隧道防排水工程指南. 北京: 人民交通出版社, 2005

[5] 刘庭金,朱合华,夏才初等. 云南省连拱隧道衬砌开裂和渗漏水调查结果及分析[J].中国公路学报,2004,17(2):64~67.

[6] 张祉道. 山岭隧道地下水处理及结构设计探讨[J]. 铁道工程学报, 1995, (1): 103~111.

[7] Lomize G M. Flow in Fractured Rock[M]. Moscow: Gosemergoizdat, 1951.

[8] Witherspoon PA, et al. Mechanical and hydraulic properties of rock related to induced seismicity. Engineering Beol, 1977, 11: 35~45

[9] Louis C. Grounder water flow in rock masses and its influence on stability. Rock mech. Res. Report 10. Imperial College, UK, 1969

[10] Louis C. Rock Hydraulics, in Rock Mechanics. Edited by L. Muller Udine. 1974: 299~387

[11] Snow DT. Rock fracture spacings, openings and porosities. J. Soil Mech. Found.Div. ASCE. 1968,94: 73~91

[12] Kelsall,P.C.Kesall,J.B.Cass,C.R.Chabannes.Evaluation of excavation-induced changes in rock permeability. Int.J.Rock Mech.Min.Sci & Geomech. 1984,21(3): 123~135

[13] 田开铭. 对裂隙岩石渗透性的初步研究. 地质研究. 1980(2): 137~143

[14] 田开铭. 裂隙水交叉流的水力特性. 地质学报. 1986(2): 202~213

[15] 张有天,张武功.论隧洞水荷载的静力计算.水利学报.1980(3):52~62

[16] 张有天,张武功.裂隙岩体渗流特性、数学模型及系数量测.岩石力学. 1982(8):41~52

[17] 郑少河,赵阳升,段康廉. 三维应力作用下天然裂隙渗流规律的实验研究. 岩石力学与工程学报,1999,18(4):133-136

[18] 刘才华,陈从新,付少兰. 剪应力作用下岩体裂隙渗流特性研究. 岩石力学

与工程学报,2003,22(10):1651-1655

[19] 刘才华,陈从新,付少兰.二维应力作用下岩石单裂隙渗流规律实验研究. 岩石力学与工程学报,2002,21(8):1194-1198

[20] Noorishad J, Ayatollahi M S, Witherspoon P A. Finite-element method for coupled stress and fluid flow analysis in fractured rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., V19, N4, Aug 1982, P185–193.

[21] Oda. An equivalent continuum model for coupled stress and fluid flow analysis in jointed rock masses. Water Resources Research, 1986.22(13):1845-1856

[22] 陶振宇, 沈小莹. 库区应力场的耦合分析. 武汉水利电力学院学报, 1988, 21(1): 8-13.

[23] 黄涛,杨立中.隧道裂隙岩体温度-渗流耦合数学模型研究.岩土工程学报, 1999, 21(5): 554-558.

[24] 朱珍德,孙钧. 裂隙岩体的渗流场与损伤场耦合分析模型及其工程应用. 长 江科学院院报, 1999, 16(5): 22-27.

[25] 任长吉,黄涛. 裂隙岩体渗流场与应力场耦合数学模型的研究. 武汉大学学报(工学版), 2004, 37(2): 8-12.

[26] T.S.Nguyen etc. Coupled thermal-mechanical-hydrological behaviour of sparsely fractured rock: implication for nuclear fuel waste disposal. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr,1995,32,465-479

[27] 李定方等. 裂隙岩体渗流新模型. 水利水运科学研究, 1996, 4: 283-293

[28] 王媛,等. 复杂裂隙岩体渗流与应力弹塑性全耦合分析. 岩石力学与工程学报, 2000,19(2): 177-181

[29] V. Guvanasen etc. A Three-dimension numerical model for thermo-hydro-mechanical deformation with hysteretic in a fractured rock mass. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.&Geomech Abstr, 2000,37,89-106

[30] M. Bai. Dual-porosity poroelastic modeling of generalized plane strain. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.& Geomech Abstr, 1999,36,1087-1094

[31] M.Bai etc. Modeling of subsidence and stress-dependent hydraulic conductivity for intact and fractured porous media. Rock mech. Rock Eng, 1994, 27(4): 209-234
[32] 黎水泉等.双重孔隙介质非线性流固耦合渗流.力学季刊,2000,21(1):96-101
[33] 赖远明等.寒区隧道温度场,渗流场和应力场耦合问题的非线性分析. 岩土 工程学报, 1999, 21(5): 529-533

[34] 杨立中等.初论环境地质中裂隙岩体渗流-应力-温度耦合作用研究. 水文地 质和工程地质, 2000, (2): 33-35

[35] N. Katsube. The modified mixture theory for fluid-filled porous materials: theory. Joucappl. Mech, 1987, 54: 35-40

[36] N. Katsube. The modified mixture theory for fluid-filled porous materials: applications. Jour.Appl. Mech, 1987, 54: 40-46

[37] 刘庭金,朱合华,夏才初等.云南省连拱隧道衬砌开裂和渗漏水调查结果及分析.中国公路学报,2004,17(2):64-67

[38] 黄涛, 杨立中. 渗流与应力耦合环境下裂隙围岩隧道涌水量的预测研究. 铁道学报, 1999, 21(6): 75-80

[39] 黄涛. 渗流场与应力场耦合环境下裂隙围岩型隧道涌水量预测的研究. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(2): 237-237

[40] 高新强, 仇文革. 隧道衬砌外水压力计算方法研究现状与进展. 铁道工程学报, 2004, (4): 128-131

[41] 张有天. 岩石隧道衬砌外水压力问题的讨论. 现代隧道技术, 2003, 40(3): 1-4

[42] 蒋忠信. 隧道工程与水环境的相互作用. 岩石力学与工程学报,2005,24(1): 121-127

[43] 吴波,高波,索晓明. 地铁隧道开挖与失水引起地表沉降的数值分析. 中国铁道科学, 2004, 25(4): 59-63

[44] 李廷春, 李术才, 陈卫忠等. 厦门海底隧道的流固耦合分析. 岩土工程学报, 2004, 26(3): 397-401

[45] C. Zangerl, E. Eberhardt, S. Loew. Ground settlements above tunnels in fractured crystalline rock : numerical analysis of coupled hydromechanical mechanisms. Hydrogeology Journal, 2003, (11): 162-173

[46] In-Mo Lee, Seok-Woo Nam. The study of seepage forces on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, (16): 31-40

[47] In-Mo Lee, Seok-Woo Nam. Effect of tunnel advance rate on seepage forces acting on the underwater tunnel face. Tunnelling and Underground Space Technology, 2004, (19): 273-281

[48] 湖南省交通规划勘察设计研究院. 长沙至重庆公路通道湖南省常德至吉首 高速公路蓖麻溪隧道工程地质勘察报告, 2004

[49] 张东日,陶连金,李凤仪等. 拉格朗日元法及其应用软件 FLAC. 矿山压力 与顶板管理, 1997, 3(4): 224-226

[50] 龚纪文, 席先武, 王岳军等. 应力与变形的数值模拟方法——数值模拟软件

FLAC介绍. 华东地质学院学报, 2002, 25(3): 220-227

[51] 金衍,陈勉,柳贡慧. 盐膏岩底层的井眼缩径变形分析[J]. 石油大学学报(自 然科学版), 1999, 23(2): 37-39

[52] ITASCA Consulting Group. Inc. FLAC Basics, 1999

[53] ITASCA Consulting Group. Inc. FLAC^{3D}使用手册. Version 2.1

[54] 龚纪文, 崔建军, 席先武等. FLAC 数值模拟软件及其在地学中的应用. 大地构造与成矿学, 2002, 26(3): 321-325

[55] 廖秋林,曾钱帮,刘彤等. 基于 ANSYS 平台复杂地质体 FLAC^{3D} 模型的自动生成. 岩石力学与工程学报,2005,24(6): 1010-1013

[56] 中华人民共和国行业标准. JTG D70—2004. 公路隧道设计规范. 北京:人民 交通出版社, 2004, 8

[57] 李权. ANSYS 在土木工程中的应用. 北京: 人民邮电出版社, 2005

[58] 郝文化. ANSYS 土木工程应用实例. 北京: 中国水利水电出版社, 2005

[59] 陈贵红,李玉文,赵玉光.连拱隧道中墙受力研究.中国铁道科学,2005,26(1): 20-23

[60] 申玉生,赵玉光. 高速公路双连拱隧道的中墙力学特性分析. 地下空间与工程学报, 2005, 1(2): 200-204

[61] 何安久. 连拱隧道中隔墙防、排水施工技术. 地下空间与工程学报, 2005, 1(3): 449-451

[62] 粟玉山. 双连拱隧道中隔墙渗水处理施工技术.铁道建筑,2005,(4):48-49 [63] 张杰,骆建军,吴波. 地铁区间三连拱隧道施工地表沉降的数值模拟及模型 试验研究. 隧道建设,2005,25(2):3-6

[64] 席锦州. 富水底层地铁隧道开挖引起地表沉降的数值模拟研究: [硕士学位 论文]. 成都: 西南交通大学, 2005

[65] 陶龙光,刘波,丁城刚等. 盾构过地铁站施工对地表沉降影响的数值模拟. 中国矿业大学学报,2003,32(3):236-240

[66] 乔京生,陶龙光.地铁隧道水平局部冻结施工应力与位移场数值模拟分析. 铁道建筑,2004(2):39-41

[67] 薛禹群. 地下水动力学. 北京: 地质出版社, 2001

[68] 王君连. 工程地下水计算. 北京: 中国水利水电出版社, 2004

[69] 周志芳,王锦国. 裂隙介质水动力学. 北京:中国水利水电出版社,2004 [70] 吉小明,王宇会. 隧道开挖问题的水力耦合计算分析[J]. 地下空间与工程学 报,2005,1(6): 848-852

附 录

附录一: ANSYS 中连拱隧道三维模型建模源程序

FINI /CLE /FILENAME,'MuLTNL_Mod' /UNIT,SI /PREP7	
*set,x1,-20.0 *set,y1,-55.0 *set,w1,63.0 *set,h1,50.0 *set,y2,-55.0 *set,w2,30.0 *set,b2,50.0 *set,x3,43.0 *set,y3,-55.0 *set,w3,30.0 *set,h3,50.0 *set,y4,-80.0 *set,y4,-80.0 *set,y4,-80.0 *set,y4,-50.0 *set,y5,-5.0 *set,y5,-5.0 *set,y5,-5.0 *set,y5,5.0	!几何面的位置参数
K,1,0,-35 K,2,0.46,-29.47 K,3,5.00,-26.85 K,4,9.55,-29.47 K,5,10.01,-35	!设置关键点坐标
LARC,1,2,4,6.50 LARC,2,3,5,5.25 LARC,3,4,1,5.25 LARC,4,5,2,6.50 LARC,5,1,3,17.00 A,1,2,3,4,5	!生成隧道开挖弧线
K,6,12.93,-35 K,7,13.39,-29.47 K,8,17.94,-26.85 K,9,22.49,-29.47 K,10,22.95,-35	!设置关键点坐标
LARC,6,7,9,6.50	!生成隧道开挖弧线

LARC,7,8,9,5.25 LARC,8,9,10,5.25 LARC,9,10,7,6.50 LARC,10,6,8,17.00 A,6,7,8,9,10	
LARC,4,7,6,5.00 LARC,5,6,7,6.00	
a,5,4,7,6 blc4,x1,y1,w1,h1 blc4,x2,y2,w2,h2 blc4,x3,y3,w3,h3 blc4,x4,y4,w4,h4 blc4,x5,y5,w5,h5 /pnum,area,1 aplot	!生成面
aovl,1,2,3,4,5,6,7,8 numcmp,all	!合并重复元素并保留低编号号码
LANG,20,14,90, , LANG,20,13,90, , NUMCMP,ALL	
L,1,11 L,2,14 L,9,13 L,10,12	!从四个角点上连接出四条辅助线
LSEL,S,LINE,,33,34,1 LSEL,A,LINE,,1 ASBL,8,ALL LSEL,S,LINE,,34,35,1 LSEL,A,LINE,,2,3,1 LSEL,A,LINE,,7,8,1 LSEL,A,LINE,,11 ASBL,10,ALL LSEL,S,LINE,,35,36,1 LSEL,A,LINE,,9 ASBL,11,ALL NUMCMP,ALL	
LSEL,S,LINE,,30 ASBL,7,ALL LSEL,S,LINE,,32 ASBL,13,ALL NUMCMP,ALL	
ET,1,PLANE42 ET,2,SOLID45	!设置面单元和体单元
MP,EX,1,0.1E9 MP,PRXY,1,0.45 MP,DENS,1,2000	!强风化岩层属性

TB,DP,1,,, TBMODIF,1,1,2E+005 TBMODIF,1,2,30.0 MP,EX,2,0.5E9 !弱风化岩层属性 MP, PRXY, 2, 0.3 MP,DENS,2,2200 TB,DP,2,,, TBMODIF,1,1,5.0E+005 TBMODIF,1,2,40 !微风化岩层属性 MP,EX,3,2.0E9 MP,PRXY,3,0.28 MP,DENS,3,2400 TB,DP,3,,, TBMODIF,1,1,1.2E6 TBMODIF, 1, 2, 48 !中拱墙混凝土 C25 材料属性 MP,EX,4,2.5E10 MP,PRXY,4,0.17 MP, DENS, 4, 2700 TB,DP,4,,, TBMODIF,1,1,3.0E6 TBMODIF,1,2,45 !隧道左洞部分岩体属性 MP,EX,5,0.5E9 MP,PRXY,5,0.25 MP,DENS,5,2200 TB,DP,5,,, TBMODIF,1,1,1.2E6 TBMODIF,1,2,40 MP,EX,6,0.5E9 !隧道右洞部分岩体属性 MP,PRXY,6,0.25 MP, DENS, 6, 2200 TB,DP,6,,, TBMODIF,1,1,1.2E6 TBMODIF, 1, 2, 40 !隧道被扰动部分岩体属性 MP,EX,7,0.5E9 MP,PRXY,7,0.25 MP, DENS, 7, 2200 TB,DP,7,,, TBMODIF,1,1,1.2E6 TBMODIF,1,2,40 LSEL, S, LINE, 2,3,1 LSEL, A, LINE, 11 LSEL,A,LINE,,7,8,1 !将几条线整合为一条线 LCCAT,ALL LESIZE,ALL,,,5 !设置网格份数为5 LSEL, S, LINE, 34, 35, 1 lesize,all,,,10,2 lsel,s,line,,15 lesize,all,,,25 type,1

asel,s,area,,8 amesh,all	
LSEL,S,LINE,,5,10,5 LESIZE,ALL,,10 LSEL,S,LINE,,12 LESIZE,ALL,,5 LSEL,S,LINE,,5,10,5 LSEL,A,LINE,,12 LCCAT,ALL lsel,s,line,,33,36,3 lesize,all,,,10,2 lsel,s,line,,13 lesize,all,,,25 asel,s,area,,11 amesh,all	!隧道底面网格划分
LSEL,S,LINE,,1,9,8 LSEL,A,LINE,,14,16,2 LSEL,A,LINE,,4,6,2 LESIZE,ALL,,10 ASEL,S,AREA,,9,10,1 ASEL,A,AREA,,3	!竖向辅助线网格划分
AMESH,ALL	!网格划分面 9、10、3
ASEL,S,AREA,,1,2,1 AMESH,ALL	!隧道开挖部分 !划分开挖部分网格
LSEL,S,LINE,,17,18,1 LESIZE,ALL,,,10 LSEL,S,LINE,,21,24,1 LESIZE,ALL,,,8,2 ASEL,S,AREA,,4,5,1 AMESH,ALL	!划分两边岩层网格
LSEL,S,LINE,,19 LESIZE,ALL,,,41 LSEL,S,LINE,,25,26,1 LESIZE,ALL,,,6,2 LSEL,S,LINE,,21,23,2 LSEL,A,LINE,,13 LCCAT,ALL ASEL,S,AREA,,6 AMESH,ALL	!划分底部岩层网格
lsel,s,line,,20 lesize,all,,,8,0.5 lsel,s,line,,29 lesize,all,,,8,2 lsel,s,line,,27,28,1 lsel,a,line,,30,32,2 lesize,all,,,2 lsel,s,line,,31 lesize,all,,,25	!划分顶部强风化岩层的网格

asel,s,area,,12,13,1 ASEL, A, AREA, ,7 amesh,all LSEL,S,LCCA LDELE, ALL NUMCMP,ALL ALLSEL K,1000,10.01,-35,-15 L,5,1000 /VIEW,1,1,1,1 /REPLOT !每3米拉伸为一个单元(一个爆破循环进尺为3m),纵向5个单元 extopt, esize, 5,0, extopt,aclear,1 type,2 mat,4 ASEL,S,AREA,,3 !拉伸中拱墙部分 vdrag,all,,,,,37 MAT,1 ASEL,S,AREA,,12,13,1 ASEL,A,AREA,,7 VDRAG,ALL,,,,,37 !拉伸强风化岩层部分 MAT.2 ASEL,S,AREA,,4,5,1 !拉伸弱风化岩层受爆破影响小的范围 VDRAG,ALL,,,,,37 MAT,3 ASEL,S,AREA,,6 VDRAG,ALL,.....37 !拉伸微风化岩层部分 MAT,5 ASEL,S,AREA,,1 VDRAG,ALL,,,,,37 !拉伸隧道左洞部分 MAT,6 ASEL,S,AREA,,2 !拉伸隧道右洞部分 VDRAG,ALL,,,,,37 MAT,7 ASEL,S,AREA,,8,11,1 !拉伸隧道周边受爆破震动影响的弱风化岩层 VDRAG,ALL,,,,,37 EPLOT NUMCMP,ALL

SAVE, TNL_Mod,DB !保存数据文件

将 ANSYS 中的节点坐标数据和单元坐标数据导出,并分别命名为 nlist.lis 和 elist.lis 文件,先将它们放到同一个文件夹下,然后运行由 Fortran 语言编制的可执行程序 atof.exe,便可生成 FLAC^{3D} 软件能够识别的数据库文件 autof.flac3d。

源程序如下:

character *2 str1 integer M(14),G(10,1000000),N(10) INTEGER a,b,d,s,t double precision x,y,z DATA N/10*0/

open(unit=4,file='nlist.lis',status='old') open(unit=3,file='elist.lis',status='old') open(unit=2,file='atof.flac3d',status='new') K=1 write(2,*)'* BY LX' write(2,*)'* GRIDPOINTS' read(4,1110)str1 read(4,1100)str1

20

80

read(4,1100,end=80)str1

if(mod(K,21).eq.0) then

K=1 else read(4,*,end=80)d,x,y,z

write(2,1200)d,x,-z,y K=K+1 end if goto 20 continue K=1 a=1

> b=1 write(2,*)'* ZONES' read(3,2100)str1 read(3,2100)str1

 $21 \qquad if(mod(K,21).eq.0) then$

read(3,2400,end=70)str1 read(3,2400,end=70)str1 read(3,2400,end=70)str1 K=1

```
else
         read(3,*,end=70)(M(I),I=1,14,1)
         s=int(M(2))
         N(s)=N(s)+1
         t=int(N(s))
         G(s,t)=M(1)
         if(M(11).eq.M(12)) then
             write(2,2200)M(1),M(7),M(8),M(9),M(11)
         else
          if(M(9).eq.M(10)) then
             write(2,2700)M(1), M(12),M(13),M(8),M(11),M(9),M(7)
            else
         write(2,2300)M(1),M(7),M(8),M(10),M(11),M(9),M(14),M(12),M(13)
            end if
         end if
            K=K+1
         end if
         goto 21
70
         continue
         write(2,*)'*GROUP'
         do 30,a=1,10,1
         if(N(a).ne.0) then
         write(2,2600)a
         t=int(N(a))
         write(2,*)(G(a,b),b=1,t,1)
         end if
30
         continue
            close(3)
              close(2)
               close(4)
2100
               format(A/)
               format('z',2X,'T4',518)
2200
2300
               format('z',2X,'B8',9I8)
2400
               format(A)
2500
               format(10I8)
               format('ZGROUP',I3)
2600
2700
               format('z',2X,'W6',7I8)
1100
               format(A/)
1110
               format(A//)
               format('G',I8,6E22.13)
1200
               end
```

攻读学位期间的主要科研成果

一、发表的论文

- [1] 李地元,李夕兵,赵国彦. 露天开采下地下采空区顶板安全厚度的确定. 露 天采矿技术,2005,(5):17-20
- [2] 李夕兵,李地元,赵国彦等.金属矿地下采空区探测、处理与安全评判.采 矿与安全工程学报,2006,23(1):24-29
- [3] 岩小明,李夕兵,李地元等. 露天开采地下矿室隔离层安全厚度的确定. 地 下空间与工程学报,2006年发表
- [4] 岩小明, 李夕兵, 郭雷, 李地元. 地下开采矿岩稳定性的模糊灰元评价. 矿 冶工程, 2005, 25(6): 21-25

二、参加的科研课题

- 1、大型露天矿复杂地下采空区精确探测和安全开采研究
- 2、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——深部多相多 场耦合理论研究
- 3、湖南省交通厅科技项目:山区公路隧道渗流理论与控制技术研究
- 4、广东大宝山露天矿地下采空区探测与处理技术研究

三、获得奖励

- 1、2003-2004 研究生二等奖学金
- 2、2003-2004 年度优秀共青团员
- 3、2004-2005 研究生二等奖学金

致 谢

两年半的研究生学习一晃而过,在这两年半的时间里,无论是在专业知识 上,还是在为人处事方面,我都有幸得到了众多师长、同学和朋友热情而无私 的关心和支持,这都会使我在以后的成长道路上受益匪浅。在这里我向你们表 示最真挚的感谢。

首先要感谢我的导师李夕兵教授。本文是在李老师的精心指导下完成的, 不管是从论文一开始的选题、构思还是到后来关键问题的解决,无不凝聚着李 老师对学生高度负责的精神和心血。他对问题的独特见解、扎实的岩石力学基 础、严谨的治学态度、勤恳的工作作风和高尚的敬业精神,给我留下了非常深 刻的印象。在进行论文研究的时间里,李老师对于我提出的每一个问题,不论 细小与否,都给予了仔细而认真的回答,对于我文章中的每一个错误都给予了 及时的纠正。这些都将会成为我今后学习和工作的榜样,在此对他表示我最深 厚的感谢和最诚挚的敬意。

感谢赵国彦教授,他在我读研期间给予了我很大的帮助和鼓励,也为我的 学习和工作提出了很多宝贵的意见和经验。从赵老师那里,我学到了很多书本 上学不到的东西,增长了很多见识,也掌握了一些处理工程实践的经验和方法。 在此也表示真挚的感谢。

还要感谢邓健教授、刘爱华教授、李启月老师以及资源与安全工程学院其 他很多老师,他们在我读研期间给予了很多关心和帮助,在此一并表示感谢。

感谢我的师兄刘志祥、胡柳青、张义平、王卫华、张伟、周子龙、黄炳仁、 刘希灵、刘广等人,以及师姐宋友红、谭键、万国香等,还有我的同学宫凤强、 岩小明、郭雷、胡盛斌、朱卓慧等人,以及我的师弟杨官涛、崔栋梁、丁鹏等 人,他们在我两年半的学习生活中起到了重要的作用,他们给我指点迷津,与 我一起探讨专业知识,也与我一起分享着日常生活中的每一个细节。感谢我的 同学和朋友李讯、乔俊宇、邓宇、王欢以及 C14 班全体同学,他们在我论文遇 到问题时,积极热情地帮助我。

感谢我的家人,两年半的学习,之所以能顺利度过,离不开他们对我的帮助和鼓舞,他们在各个方面照顾我、关心我,特别是生活方面,无微不至,没 有他们,也就没有我如今在这作硕士论文的机会。

> 李地元于长沙 2006年4月