

第四届全国岩土力学
数值分析与解析方法讨论会
论文集

主编 袁建新

武汉测绘科技大学出版社

第四届全国岩土力学数值分析 与解析方法讨论会论文集

主编：袁建新

编辑：佘诗刚

论文评审委员会：

袁建新、高大钊、陈子荫、俞裕泰、朱维申
潘轺湘、丰定祥、陆士强、佘诗刚

中国力学学会岩土力学专业委员会

1991年4月 山东泰安

内 容 简 介

本论文集选自1991年召开的“第四届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会”上交流的论文。它基本代表了我国目前岩土力学与岩土工程研究的状况与水平,是建国以来国内在该学科方面公开出版的会议论文选集之一。

本论文集共选编论文94篇,主要包括:岩土本构模型与参数研究;岩土力学计算方法;岩土工程分析;反演理论与地应力分析及岩土工程稳定性与可靠度问题等内容。取材广泛,资料新颖,内容丰富,具有一定的实用价值。

本论文集可供从事岩土工程建设的广大工程技术人员,从事岩土力学研究的科研人员及高等院校有关专业的师生参考。

第四届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集

中国力学学会岩土力学专业委员会 编

武汉测绘科技大学出版社出版

武汉测绘科技大学印刷厂印刷

开本:787×1092毫米1/16 印张:42 5/6 字数:1080千字

1991年4月第一版 1991年4月第一次印刷

印数:001—500

ISBN 7-81030-072-51/P·19 定价:38元

前 言

第四届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会于1991年4月9日至12日在山东泰安召开, 这次会议由中国力学学会岩土力学专业委员会和山东矿业学院主办, 并得到中国科学院武汉岩土力学研究所的支持和帮助。

近十年来, 随着计算方法和计算技术的迅速发展, 使得岩土力学和岩土工程中很多过去难以计算分析的问题有可能获得解决, 从而促进了岩土力学与工程的发展。第一届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会于1982年3月22日至26日在南宁举行; 第二届讨论会于1985年11月4日至8日在西安召开; 第三届讨论会于1988年11月9日—12日在广东省珠海市举行, 历次会议均编印了论文摘要或论文集。本届会议共收到学术论文150篇。限于篇幅, 本论文集选用了90余篇, 并公开出版。这些论文内容丰富, 涉及面广, 较全面地反映了我国岩土力学与工程界的广大科技工作者自珠海会议以来所取得的重要研究成果。主要内容包括: 岩土本构模型与参数研究; 岩土力学计算方法; 岩土工程分析; 反演理论与地应力分析以及岩土工程稳定性与可靠度问题等。从本次会议内容看来, 我国岩土力学与工程的计算和解析方法的研究与应用, 其发展是比较迅速的。

第四届讨论会论文集的编辑出版, 得到了各方面的支持, 在此, 我们非常感谢广大作者为这次会议提供了很多优秀论文。此外, 中国科学院武汉岩土力学所文献情报室在所领导的支持下组织了该会议论文集的编辑、打印, 校对、绘图等工作, 付出了辛勤的劳动。

由于本届会议论文篇幅较大, 数量较多, 公式复杂, 加之时间紧, 工作中一定有些错误和遗漏之处, 请同志们批评指正。

中国力学学会岩土专业委员会主任委员
中国科学院武汉岩土力学研究所所长

袁建新
1991. 4.

目 录

一、岩土本构模型与参数研究

多裂隙岩体的等效弹性损伤连续模型及有限元分析·····	李新平、朱维申	(1)
巷道支架位移的时序分析模型·····	李术才	(8)
土体弹塑性模型的一种新形式·····	卢廷浩	(18)
散粒体细观变形模式及宏观应力应变关系·····	王建国	(26)
节理岩石边坡稳定分析的计算机模拟试验·····	王 宏、陶振宇	(33)
根据井眼破裂形状反演原始水平应力的边界元间接模型·····	刘夕才、林韵梅	(41)
双剪应力应变非线性本构模型研究·····	俞茂宏、谢 爽	(46)
黄土的强度条件·····	邢义川、刘祖典、郑颖人	(53)
具有双剪概念的土体双曲线模型·····	李跃明、俞茂宏、曾国熙	(66)
新滩滑坡稳定性三维计算分析·····	徐天平、吴绵拔	(71)
岩土类工程材料本构关系的势函数模型理论·····	杨光华	(77)
岩石的内时损伤本构模型·····	叶黔元	(85)
一个简单实用的应力应变模式——线性双曲线组合模式·····	郭俊仃	(91)
岩土力学屈服准则及角隅模型·····	安 民	(98)
突变理论方法对土体破坏的探讨·····	张业民	(105)
新弹塑性模型在面板堆石坝计算中的应用·····	沈珠江、章为民	(110)

二、岩土力学计算方法

隧道位移反分析的测点最优布置·····	吕爱钟、王泳嘉	(121)
三维有限元非线性分析程序JRNA3应用于		
重力拱坝优化设计·····	谷先荣、丰定祥、葛修润	(129)
巷道金属支架荷载反算·····	蒋斌松	(139)
层状地基弹塑性分析的半解析元法·····	郑颖人、陈敬虞、庄最清	(148)
岩土工程中的三维弹塑性边界元法及程序·····	郑颖人、徐建刚	(158)
黄土隧道拱部拉伸裂缝扩展的三维有限元——无限元耦合		
追踪分析·····	张孟喜、陈炽昭	(166)
库水位下降期土坝二维饱和——非饱和渗流数值分析方法·····	黄 俊、苏向明	(174)

堆山工程软土地基固结的非线性有限元分析·····	王志建、廖济川	(181)
桩基础地基应力的复变函数分析·····	张利民	(188)
应用莫尔——库仑屈服条件和塑性强化理论计算土工		
压力隧洞锚喷衬砌与围岩的应力·····	吕有年	(194)
非均匀等参元及其在岩土工程中的应用·····	吴新生、葛修润	(202)
岩坡中楔形体稳定分析的基本问题·····	陈胜宏、王鸿儒	(212)
加筋土挡土墙的有限元分析·····	李佳川、陈禄生	(218)
关于弹塑性位移反分析可行性的研究·····	冯紫良、杨志法、洪赓武、金诗强	(226)
用计算机模拟检验桩基完整性的研究·····	王海根	(233)
土坝三维有效应力动力分析·····	吴胜元、郑颖人、张德敦	(243)
用反分析法确定地基的土性参数·····	顾强康、石宏达	(251)
二维场地地震液化的随机振动分析·····	郑颖人、张德敦、王燕昌	(259)
成层土中桩基的三维边界元与有限元耦合分析·····	刘祖德、潘固宁、蒋 桐	(267)
无限域或半无限域岩土工程问题的粘弹塑性		
有限元分析·····	杨明成、张德澄、郑颖人	(275)
半无限元计算成层土中乐夫波的弥散曲线·····	夏唐代、陈云敏、吴世明	(284)
高边墙大型地下洞室几何材料非线性分析·····	李欢秋、周早生、赵玉祥	(293)
大坝观测资料的优化反分析·····	朱岳明、戴妙林	(299)
三峡蓄水引起库区构造应力场变化的有限元分析·····		
王继存、祝景忠、续春荣、黄清阳	(308)	
地应力场的反分析·····	陶振宇、董保国	(315)
多圆均布载荷作用下弹塑性半空间体的力学分析·····	夏永旭、胡庆安、邓永琨	(322)
砂层震动孔压消长的一维解析理论研究·····	张建民、谢定义	(333)
非均质土中单桩弹性性状有限元分析·····	沈伟跃、赵锡宏	(338)
全长粘结型锚杆支护后井巷围岩应力和位移的弹塑性分析·····	高家美、顿志林	(346)
考虑隧洞掘进面空间效应的弹——粘塑性边界元法的		
工程应用·····	朱合华、杨林德	(357)
仓底仓壁颗粒压力的散体元计算·····	魏 群、高佳昌、章美文	(362)
土工有压隧洞温度应力变化协调算法·····	蔡晓鸿	(370)
上部结构—地基动力相互作用的边界元—有限元联合解法·····	干 钢、李翼祺	(378)
计算可靠性指标 β 的高阶矩方法·····	李镜培、高大钊	(385)

天然地基冲切破坏时基底应力和极限承载力的

流体力学解析法·····	邱正祥、朱小林	(390)
一种削减岩土体剪切波速计算误差的新方法·····	邹正盛、栾作田、王先锋	(398)
中等长度推力桩双参数的确定·····	丛玉胜、吴恒立	(403)
用模糊数学确定地基承载力初探·····	成国保、曹厚增、邵 正	(409)
弹性地基上正交各向异性自由矩形板问题·····	梁兴复、曲庆璋	(415)
洞室顶部出现裂缝时的应力场及其强度因子计算·····	杨宗孟	(423)
层状围岩的三维等效岩体非线性有限元分析·····	钟 涛、俞裕泰	(429)
自动绘制复杂区域上高精度应力等值线的一种新方法·····	郑 宏、葛修润	(436)

三、岩土力学工程分析

论隧洞施工应力分析·····	张有天	(442)
岩体变形与渗流的相互作用·····	郭雪莽、林 皋	(448)
挤密碎石桩地基加固检测工程实例·····	陈连成	(453)
地基覆盖层对土石坝地震加速度反应影响初探·····	吴再光、韩国城	(460)
同类土两种原位测试成果对比分析·····	詹生金	(466)
程潮铁矿西区地表移动的数值分析及研究·····	高谦、祝景忠、张德政	(471)
岩体蠕变的灰色预测·····	尹 菲	(478)
复杂岩基条件下李家峡拱坝坝体稳定规律性研究·····	许劲松、郭雪莽、林皋	(483)
某三百米级高土石坝的地震危险性分析·····	张利民、黄大寿、胡 定	(490)
斜坡稳定性的定性定量结合分析法·····	尚岳全	(495)
裂隙岩体的数值分析方法研究·····	陈胜宏、熊文林	(500)
利用弹性波速划分岩体单元推求变形模量的研究·····	周大明	(505)
夯扩桩的性状及其成果判释·····	朱占林、丁小学	(509)
双道防渗墙围堰或土坝的渗流计算方法·····	谢 红	(522)
高地应力隧洞围岩非线性流变及其对洞室支护的力学效应·····	孙钧、宋德彰	(528)
塑料板排水井堆载预压加固淤泥的试验研究·····	林 峰、张剑锋	(534)
多种监测数据综合分析滑坡的滑动规律·····	孙方谷、顾 群	(541)
上海地铁车站深基坑开挖的原体测试及分析·····	傅德明、史柏川	(547)
真空预压加固地基的固结解析理论·····	叶柏荣、董志良	(555)
利用电测静力触探对福建沿海城市第四纪土层进行 划分与命名·····	姚 环	(561)

牛马司煤矿水井头井—300水平主井马头门合理支护方式的

有限元分析·····	黄醒春	(570)
张坊水库软弱夹层变形特性试验研究·····	齐俊修	(578)
天生桥二级电站厂房区地应力场的三维弹塑性有限元 反演分析·····	张俊、范景伟	(585)
一个新的岩土弹塑性本构模型的应用·····	俞茂宏、孟晓明	(591)
用逐步回归算法分析砂砾料压实性的影响因素·····	张克昌、高队队	(597)
可伸长锚杆的设计计算与试制及其在软岩 巷道中的应用·····	郑璐石、郑颖人、何祖光	(602)
大面积堆载下比奥固结理论的简化解·····	王延祥	(611)
砂土振动液化过程的动力分析·····	崔杰、门福录	(614)
岩石声发射凯塞效应测定地应力方法研究 及在水电工程中的应用·····	鲁先元、田野	(619)
某滑坡推力计算实例·····	王克明	(627)
动力参数选择的最优化方法·····	黄河清	(633)
土中结构的抗力曲线浅析·····	李福厚、牛正倍、陈洛燕	(636)
高层空间剪力强结构与地基(弹塑性模型)共同作用的研究 ·····	袁聚云、赵锡宏、董建国、沈伟跃	(640)
高层剪力墙结构与超长桩箱基础的现场测试研究·····	董建国、赵锡宏	(646)
灰色预测系统在盘道岭隧洞中的应用·····	刘考学、张光前	(651)
坝料土的湿化变形试验与计算·····	殷宗泽、张金富	(657)
试论中国岩土力学与工程文献库的建设·····	余诗刚	(663)

多裂隙岩体的等效弹性损伤连续模型及有限元分析*

The Equivalent Elastic Damage Continuum Model of Porous Rock

Masses And Finite Element Analysis

李 新 平

朱 维 申

(中国科学院武汉岩土力学研究所 430071)

提 要

对于由裂隙、岩石组成的多裂隙岩体, 本文通过对裂隙岩体内的应力、应变的体积平均, 提出了适合于这种岩体特性的等效连续模型, 运用损伤力学以及断裂力学理论, 定义了岩体损伤张量, 有效应力张量, 损伤应变等, 建立了损伤演化方程以及多裂隙岩体的本构关系。利用所建立的模型, 对一工程实例进行了有限元分析, 计算结果与常规有限元分析、实测数据进行比较, 获得了较满意的结果。

关键词: 多裂隙岩体、岩体损伤张量、有效应力、损伤应变、损伤演化、有限元分析。

一、引 言

本文要研究的多裂隙岩体, 最大特点是岩体内存在许多中等规模的裂隙, 且裂隙并非将岩体切成一块一块, 因此可以称之为断续介质, 用一般的连续介质力学方法来处理此类介质, 将不会反映它的有关特点如材料各向异性、裂隙变形的影响等, 如果用计算机来模拟这些裂隙, 不仅工作浩大, 而且将受到计算机容量的限制, 引入损伤力学中的损伤概念, 将岩体中的裂隙看作一种宏观损伤, 已在国内外受到岩石力学研究者的重视, 如日本的Kawamoto, I. 等^[1]以及中国的周维垣^[2]等。但这方面的研究只是刚刚起步, 有待探索的工作还较多, 本文将岩体内的应力、应变局部体积平均化使之连续, 用损伤力学的概念认为岩体内的裂隙体是一种初始损伤场, 它对岩石内的应力(有效应力)的影响用损伤张量体现, 对岩体应变的贡献用损伤应变表示, 从而建立了一种等效的连续弹性损伤模型, 并结合有限元计算方法对一岩体工程进行力学分析。

二、多裂隙岩体的等效弹性损伤连续模型

对于包含岩石与裂隙体的岩体介质, 我们在其内任取一基本单元 V_L , 且对任一基本单元作如下假定:

- (1) V_L 内含有大量的裂隙;
- (2) 裂隙的线性尺寸与 V_L 的最小尺寸相比是小的;
- (3) V_L 与所研究的工程区域相比是小的。

在 V_L 内作用有均匀应力场 σ^0 , 如不考虑体积力有

$$\sigma_{ij,n_j}^0 = 0 \quad \underline{x} \in V_L \quad (2.1)$$

$$\sigma_{ij,n_j}^0 = F_i \quad \underline{x} \in S \quad (2.2)$$

* 国家自然科学基金资助项目

其中 S 为 V_L 的外边界面积, F_i 为外边界上的面力分量, n 为边界面 S 上的外法向矢量。

由于裂隙体的存在, 在岩石中将会有二次应力、应变场 $\underline{\sigma}^*$ 、 $\underline{\epsilon}^*$ 引入到岩石的应力场和应变场中, $\underline{\sigma}^*$ 满足如下条件

$$\sigma_{ij,j}^* = 0 \quad \underline{x} \in V_m \quad (2.3)$$

$$(\sigma_{ij}^* + \sigma_{ji}^*)n_j = 0 \quad \underline{x} \in S_k \quad (2.4)$$

其中 V_m 为岩石所占的体积, S_k 为边界面 S 中裂隙所占的面积。

在笛卡尔坐标系中, 由于 $X_{j,k} = \delta_{jk}$, 则 V_L 内的体积平均应力为

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V_L} \int_{V_L} \sigma_{ij} dv = \frac{1}{V_L} \int_{V_m} \sigma_{ij} dv$$

$$= \frac{1}{V_L} \int_{V_m} \sigma_{ik} x_{j,k} dv$$

进行分部积分有

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V_L} \left(\int_S \sigma_{ik} n_k x_j ds - \int_{V_m} \sigma_{ik,k} x_j dv \right)$$

考虑到(2.1)、(2.3)式及 $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^0 + \sigma_{ij}^*$ 则有

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V_L} \int_S (\sigma_{ik}^0 + \sigma_{ik}^*) n_k x_j ds \quad (2.5)$$

利用边界条件(2.2)、(2.4)以及在微面积上力矢量保持一定, 依照损伤力学的观点^{[1], [3]}

则有

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}^0 + \underline{\sigma}^* = \underline{\bar{\sigma}} (\underline{I} - \underline{\Omega})^{-1} \quad (2.6)$$

其中 $\underline{I}$ 为单位张量, $\underline{\sigma}$ 为作用在岩石中的有效应力张量, $\underline{\Omega}$ 为岩体的损伤张量, 对于一组平行裂隙, $\underline{\Omega}$ 定义为^[3]

$$\underline{\Omega} = \frac{2l}{3V_L} \underline{n} \otimes \underline{n} \sum_{k=1}^N S_k \quad (2.7)$$

式中 l 为裂隙排距, $\underline{n}$ 为裂隙的外法向矢量, N 为裂隙数目, S_k 为第 k 个裂隙的面积。

对于多组裂隙, 损伤张量为每组裂隙按(2.7)计算而后线性叠加的总和。

在 V_L 内对应变进行体积平均有

$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}_{ij} &= \frac{1}{V_L} \int_{V_L} \epsilon_{ij} dv \\ &= \frac{1}{V_L} \int_{V_m} \epsilon_{ij} dv + \frac{1}{2V_L} \sum_{k=1}^N \int_{S_k} \\ &\quad ([u_i^{(k)}] n_j^{(k)} + [u_j^{(k)}] n_i^{(k)}) ds_k \end{aligned} \quad (2.8)$$

其中 $[u_i^{(k)}]$ 代表第 k 个裂隙面上的位移间断值。

如果岩石是线弹性材料, 综合(2.6)、(2.8)式就得裂隙岩体的应力——应变关系式

$$\begin{aligned} \underline{\bar{\epsilon}} &= - \frac{\lambda}{2\mu(3\lambda+2\mu)} \text{tr}[\underline{\bar{\sigma}}(\underline{I} - \underline{\Omega})] \underline{I} \\ &\quad + \frac{1}{2\mu} [\underline{\bar{\sigma}}(\underline{I} - \underline{\Omega})] + \underline{\bar{\epsilon}}' \end{aligned} \quad (2.9)$$

其中 μ 为拉梅常数, tr 为二阶对称张量的第一不变量, $\tilde{E}'$ 为岩体的损伤应变, 为 (2.8) 式的后面一项。

裂隙面上的间断位移在二维和三维情况下分别为^[3]

$$[\tilde{U}] = \frac{(1-\nu^2)(\pi a)^{1/2}(1+F)}{E} K \quad (2.10)$$

$$[\tilde{U}] = \frac{16(1-\nu^2)(1+F_I)}{3\pi E} a(\tilde{\sigma} \cdot \tilde{n}) \cdot \tilde{n} \tilde{n} \\ + \frac{32(1-\nu^2)(1+F_{II})}{3\pi E(2-\nu)} a(\tilde{\sigma} \cdot \tilde{n}) \cdot (\tilde{I} - \tilde{n} \tilde{n}) \quad (2.11)$$

因此损伤应变 $\tilde{E}'$ 分别为

$$\tilde{E}' = \sum_{k=1}^N \frac{(1-\nu^2)\pi^{1/2} a^{3/2} (1+F)}{V_L E} \\ (\tilde{\sigma}_n^{(k)} \tilde{n}^{(k)} + \tilde{n}^{(k)} \tilde{K}^{(k)}) \quad (2.12)$$

$$\tilde{E}' = \frac{1}{2V_L} \sum_{k=1}^N a_k^2 \{ \{ \tilde{\sigma}_n^{(k)} \} [(1+F_I) \cdot \frac{16(1-\nu^2)a_k}{3E} \\ H<\tilde{\sigma}_n^{(k)}>] \tilde{n}^{(k)} + \frac{32(1-\nu^2)(1+F_{II})}{3(2-\nu)E} a_k \\ \tilde{\tau}_n^{(k)} \} \tilde{n}^{(k)} + \tilde{n}^{(k)} \{ \frac{32(1-\nu^2)(1+F_{II})}{3(2-\nu)E} a_k \tilde{\tau}_n^{(k)} \\ + \tilde{\sigma}_n^{(k)} [(1+F_I) \cdot \frac{16(1-\nu^2)a_k}{3E} H<\tilde{\sigma}_n^{(k)}>] \tilde{n}^{(k)} \} \} \quad (2.13)$$

其中 E, ν 为弹性常数, F, F_I, F_{II} 为裂隙间的相互影响因子, a, a_k 为裂隙的半长度或线状裂隙的半径。

$$\tilde{K} = \tilde{\sigma}_n^{(k)} H<\tilde{\sigma}_n^{(k)}> \sqrt{2a} \tilde{i} + \tilde{\tau}_n^{(k)} \sqrt{2a} \tilde{j}$$

$$\tilde{\sigma}_n^{(k)} = (\tilde{\sigma} \cdot \tilde{n}^{(k)}) \cdot \tilde{n}^{(k)}$$

$$\tilde{\tau}_n^{(k)} = (\tilde{\sigma} \cdot \tilde{n}^{(k)}) \cdot (\tilde{I} - \tilde{n}^{(k)} \tilde{n}^{(k)})$$

$$H(X) = \begin{cases} 1 & X > 0 \\ 0 & X < 0 \end{cases}$$

在岩体力学中, 岩体常常处于受压状态, 因此要产生裂隙闭合效应, 而以上讨论的是裂隙张开的情形, 故此, 裂隙闭合时, 要对损伤张量和损伤应变进行修正, 详细讨论参见^[3]。

三、裂隙岩体的损伤演化方程

裂隙体作为岩体的损伤源, 其损伤演化就是裂隙的进一步扩展, 通过模型试验观察和断裂力学的理论分析, 裂隙是沿着裂隙间的岩桥方向扩展而贯通破坏。裂隙扩展分为起裂、亚裂纹稳定扩展、失稳扩展三个阶段。裂隙的亚裂纹扩展过程是由于外部条件(如裂隙的水的物化作用, 裂隙尖端的微张裂隙, 裂隙表面与尖端的应力松弛)使裂隙临界扩展阻力 R 降低, 因此存在着一个稳定扩展区域, 即

$$R \leq G \leq R^* \quad (3.1)$$

其中 G 为裂隙扩展力, R^* 为失稳扩展阻力

在裂隙的亚裂纹扩展过程中, 随着裂纹的扩展, 外部环境的影响相对减弱, 我们不妨用幂函数表示这种影响

$$R' = R \left(\frac{a'}{a} \right)^n \quad (3.2)$$

其中 R 、 a 为裂隙起裂时的值, R' 、 a' 为扩展后的值, n 为影响指数, Atkinson和Rawlings^[4]通过实验表明西部花岗岩(Westerly granite)在有水存在时 R^*/R 至少大于3, 假定环境对扩展阻力的影响范围为裂隙大小的一倍, 由 $R^*/R=3$ 得 $n \approx 3/2$ 。

当裂隙从 a 扩展至 a' 时, 此时的裂隙状态即是前一扩展过程的终止, 又是后一扩展过程的起裂点, 并且扩展力 G' 与扩展阻力 R' 是平衡的。在二维情况下, 按照Griffith能量扩展准则, 我们考虑裂隙之间的相互作用时, 我们就得到裂隙起裂、扩展、失稳的平衡关系式

$$\begin{cases} \frac{1-\nu^2}{E}(2b)\tan\left(\frac{\pi a}{2b}\right)(\bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2)_{in} = R \\ \frac{1-\nu^2}{E}(2b)\tan\left(\frac{\pi a'}{2b}\right)(\bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2) = R\left(\frac{a'}{a}\right)^n \\ \frac{1-\nu^2}{E}(2b)\tan\left(\frac{\pi a^*}{2b}\right)(\bar{\sigma}_n^{*2} + \bar{\tau}_n^{*2}) = R^* \end{cases} \quad (3.3)$$

其中 $\bar{\sigma}_n^{*2} + \bar{\tau}_n^{*2} > \bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2 > (\bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2)_{in}$, $a^* > a' > a$, $2b$ 为两裂隙的中心距。

(3.3)式就是裂隙扩展的应力与扩展长度之间的关系式, 也可以看作是岩体的损伤演化方程, 因为损伤演化只与裂隙的扩展长度有关。把上式与塑性力学中的屈服面比较, 两者是较为相似的。当 $\bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2$ 满足(3.3)时, 裂隙处于扩展临界状态; 当 $d(\bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2) = 0$, 而 $\bar{\sigma}_n$ 与 $\bar{\tau}_n$ 进行内部调整, 裂隙仍处于扩展的临界状态而不扩展; 当 $d(\bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2) > 0$, 裂

隙扩展; 当 $d(\bar{\sigma}_n^2 + \bar{\tau}_n^2) < 0$, 即卸载时, 裂隙不扩展, 由于裂隙扩展是不可逆的, 所以(3.3)记忆着裂隙的长度和再次扩展的临界状态, 故(3.3)式也可称之为岩体的损伤面。

四、损伤模型的有限元分析及工程实例

(一) 损伤模型的有限元离散过程

对于损伤岩体, 使用体平均应力 $\bar{\sigma}$ 的平衡方程可由虚功原理写成

$$\int_V \bar{\sigma} \delta \bar{\epsilon} dv = \int_S t^0 \delta u ds_t + \int_V f \delta u dv \quad (4.1)$$

其中 δu , $\delta \bar{\epsilon}$ 分别是虚位移与虚应变, t^0 是边界 S_t 上的面力矢量, f 是体积力矢量。

将(2.9)式写成矩阵形式

$$\{\bar{\epsilon}\} = [C] \{\bar{\sigma}\} \quad (4.2)$$

一般地, $[C]$ 为非对称矩阵, 使之对称化为

$$[C'] = \frac{1}{2} ([C] + [C]^t) \quad (4.3)$$

将不会改变应变能的形式, 其中 t 代表矩阵的转置, $[C']$ 的逆

$$[D] = [C']^{-1} \quad (4.3)$$

代表裂隙岩体的弹性矩阵

其次, 我们进行一般有限元离散

$$\{u\} = [N] \{U\}, \quad \{\bar{\epsilon}\} = [B] \{U\} \quad (4.5)$$

其中 $\{U\}$ 为节点位移矢量, $[N]$ 为形函数矩阵, $[B]$ 为应变节点位移矩阵, $\{u\}$, $\{\bar{\epsilon}\}$, $\{\bar{\sigma}\}$ 分别为位移、应变、应力的矢量形式

$$\{u\} = \{u_1 \ u_2 \ u_3\}^t$$

$$\{\bar{\epsilon}\} = \{\bar{\epsilon}_{11} \ \bar{\epsilon}_{22} \ \bar{\epsilon}_{33} \ 2\bar{\epsilon}_{12} \ 2\bar{\epsilon}_{13} \ 2\bar{\epsilon}_{23}\}^t$$

$$\{\bar{\sigma}\} = \{\bar{\sigma}_{11} \ \bar{\sigma}_{22} \ \bar{\sigma}_{33} \ \bar{\sigma}_{12} \ \bar{\sigma}_{13} \ \bar{\sigma}_{23}\}$$

将上面各式代入方程(4.1)中就离散成静态损伤分析的代数方程组

$$[K_i] \{U_i\} = \{F_i\} \quad (4.6)$$

$$\{F_i\} = \int_S [N] \{t^0\} ds_t + \int_V [N] \{f\} du$$

$$\{t^0\} = \{t_1 \ t_2 \ t_3\}^t, \quad \{f\} = \{f_1 \ f_2 \ f_3\}^t$$

$\{F_i\}$ 是将载荷 $\{F_0\}$ 分成 n 等份后的第 i 步载荷增量, 逐个施加载荷增量 F_i , 利用(4.6)求出节点位移增量 $\{U_i\}$, 最后将所有 n 步的位移增量迭加即得总的位移。在第 i 步, 首先用 $[K_{i-1}]$ 代替 $[K_i]$ 算出位移增量 $\{U_i\}$, 继而求出应力增量 $\{\Delta \sigma_i\}$, 而此时的应力状态为

$$\{\sigma_i\} = \sum_{k=1}^i \{\Delta \sigma_k\},$$

然后利用损伤演化方程(3.3)判断裂隙是否扩展, 如扩展, 则要

相应地调整 $[D]$, 得出相应的 $[K_i']$, 再计算位移增量 $\{U_i'\}$, 比较 $\{U_i\}$ 与 $\{U_i'\}$ 的误差, 如

满足误差要求, 则停止此步的运算, $\{U_i'\}$ 则为此步的位移增量, $[K_i']$ 为第 $i+1$ 步载荷增量的 $[K_{i+1}]$ 进行新一轮计算; 如不满足误差要求, 则继续进行迭代直至满足要求。

(二) 工程实例计算

某水电站的地下洞室的尺寸、位置、洞周应力分布如图1所示。地下洞室分九步开挖, 开挖步骤如图2所示。围岩为花岗岩, 岩石的弹性模量 $E_r = 2.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, 泊松比 $\nu = 0.25$ 。而岩体的弹模为 $E_m = 1.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, 泊松比 $\nu = 0.25$, 它们的Mohr-Coulomb破坏准则分别为

$$\tau = 210 + \sigma \tan 60^\circ \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\tau = 59 + \sigma \tan 56^\circ \quad \text{kg/cm}^2$$

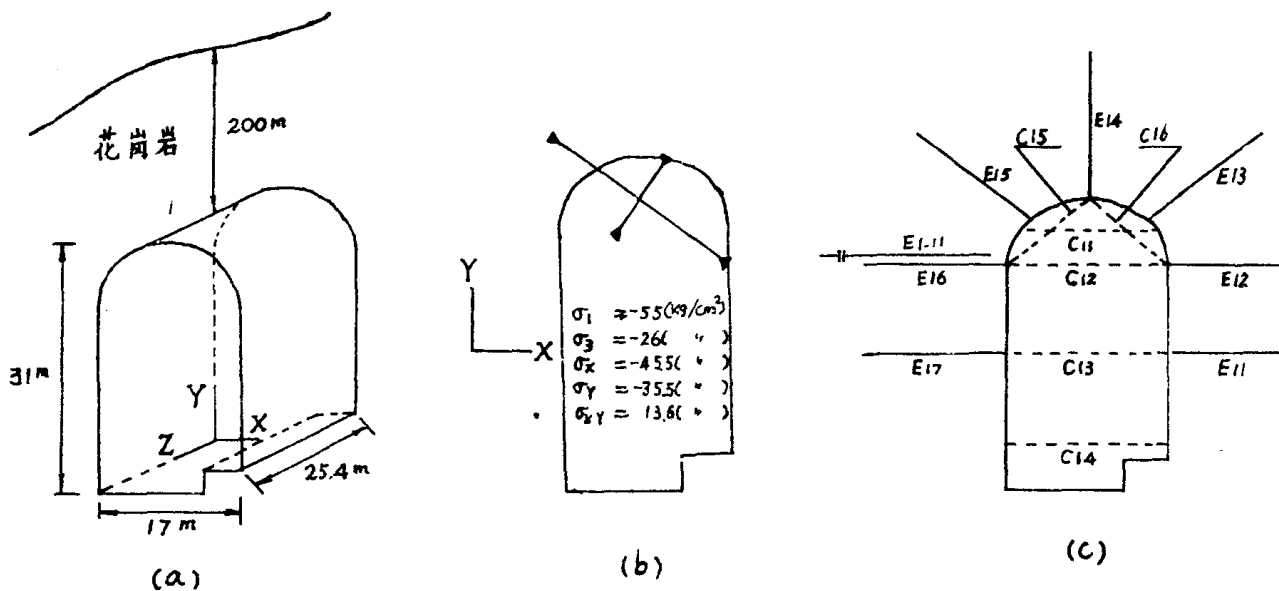


图1 地下洞室

依照文献[1]提供的资料, 按(2.7)式确定的损伤张量为

$$\tilde{\Omega} = \begin{pmatrix} 0.4803 & -0.1578 \\ -0.1578 & 0.2209 \end{pmatrix} \quad (4.7)$$

如下考虑损伤演化, 即 $da=0$, 并认为裂隙具有一定厚度, 在压缩时没有闭合, 则确定 $[D]$ 为

$$[D] = \begin{pmatrix} 0.9025 & 0.2922 & 0.0649 \\ & 1.2580 & 0.1017 \\ \text{对称} & & 0.3956 \end{pmatrix} \times 10^5 \quad (4.8)$$

收敛计与伸缩位移计 $C11, C12, C13, C14, C15$ 以及 $EM1, E11, E12, E13, E14, E15, E16, E17$ 的布置如图1(c)所示。对这个工程的有限元计算模拟分为损伤分析与常规分析, 常规分析采用岩体的材料常数 E_m 与 ν 、损伤分析、常规分析及实测结果如图3, 4, 5所示。结果比较表明, 损伤分析的结果比常规分析的结果更接近于实测值, 在洞室周

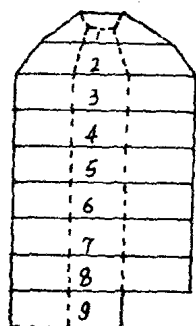


图2 开挖步骤

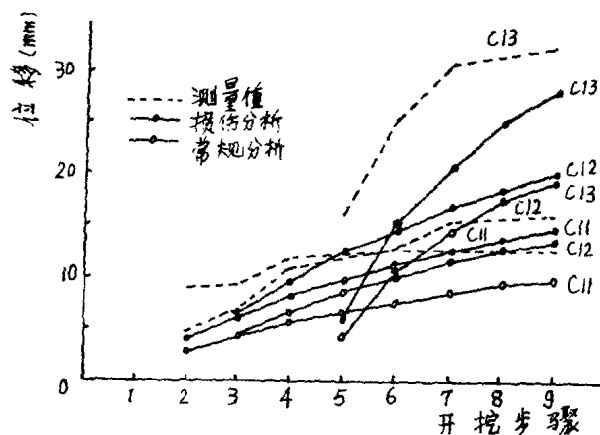


图3 洞室累积收敛位移

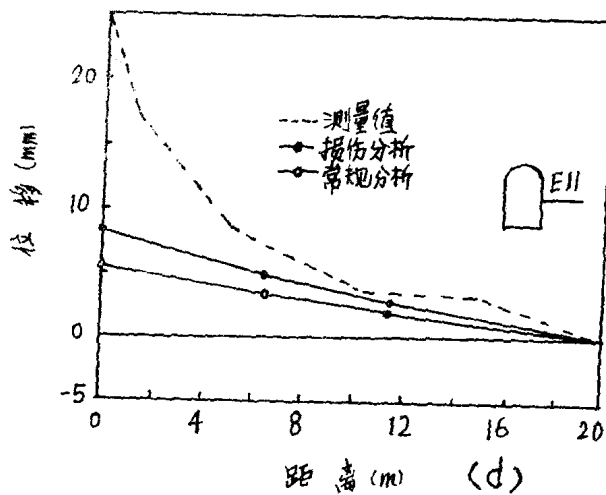
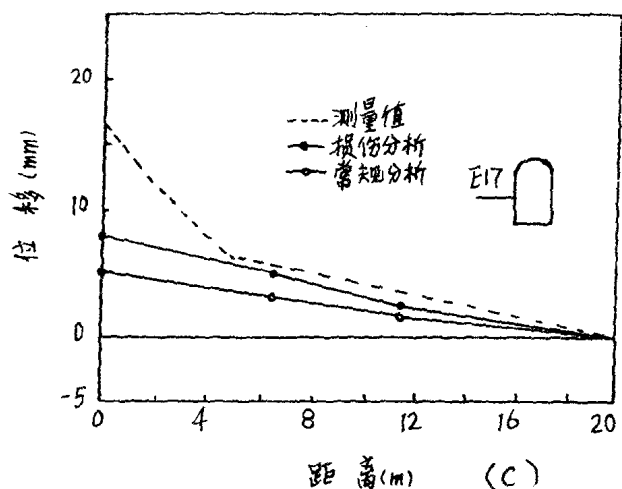
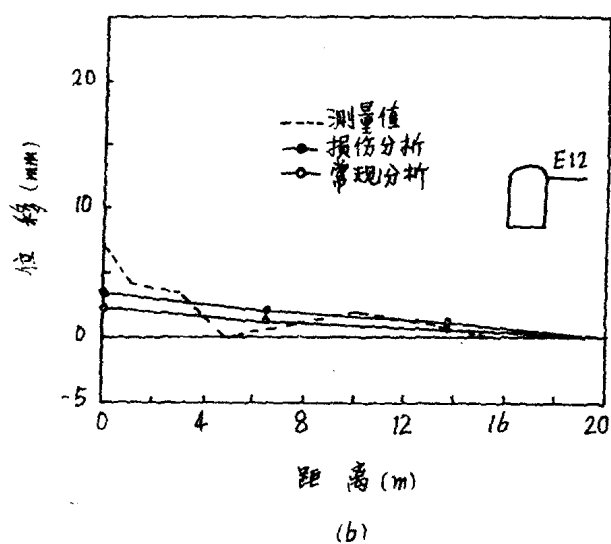
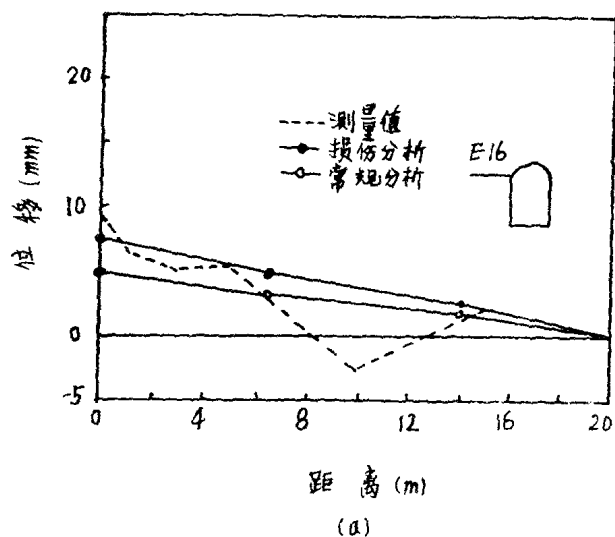


图4 开挖完毕后的伸缩位移, (a)E16, (b)E12, (c)E17, (d)E11

巷道支架位移的时序分析模型*

李 术 才

(山东矿业学院 271019)

提 要

本文在现场采集大量数据的基础上,采用《时间序列分析》的方法,对巷道支架位移动态数据建模及预报问题,进行了分析和探讨,发现自激励门限自回归模型较AR2MA模型更为适用。用它对所测数据建模及预报,取得了令人满意的效果。

边由于岩体松动使得损伤计算值与实测值相差较大外,在其它远离点则吻合较好,说明了损伤分析较常规分析优越,证明了其有效性与精确性。

五、结语

本文通过体积平均的方法将不连续的应力场与应变场化为连续场,建立了裂隙岩体的等效连续模型。利用损伤力学与断裂力学理论,将岩体裂隙看作一种损伤场,并用岩体损伤张量表示对岩石中的应力(即有效应力)的影响,

损伤应变表示对岩体应变的影响,建立了损伤演化方程和多裂隙岩体的本构关系。针对此模型,讨论了有限元计算分析的步骤,并对一工程实例进行了损伤有限元分析与常规有限元分析,结果表明,损伤分析较常规分析更接近于实测值,并较好地与实测值符合,证明了本文所提出的等效弹性损伤连续模型的有效性与实用性。

参 考 文 献

- [1] Kawamoto, T., Ichikawa, Y. and Kyoya, T., Deformation and fracturing behaviour of discontinuous rock mass and damage mechanics theory, Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomech., Vol. 12, 1988, P.1.
- [2] 孙卫军, 裂隙岩体弹塑性——损伤本构模型及其在岩体工程中的应用, 清华大学工学博士学位论文, 1989。
- [3] 李新平, 朱维申, 多裂隙岩体的本构关系, 国家自然科学基金论文汇编, 1990。
- [4] Segau, P., Formation and growth of extensional fracture sets, Geological society of America Bulletin, Vol. 95, 1984, P.454

* 国家自然科学基金资助项目

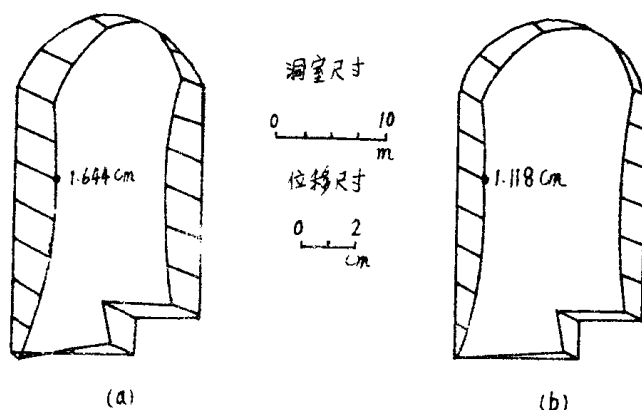


图5 开挖完后后洞室变形量

一、引言

矿山巷道支护是地下工程中的重要课题，好的支护应同时满足安全和经济的要求，而正确的支护计算是达到这一要求的先决条件，支架计算首先需要正确确定支架上的荷载，支架荷载决定于支架与围岩的共同作用。为此，需找出围岩正确的力学模型和测定地应力。目前，围岩力学模型的研究尚未取得满意的成果，因此，以这种方式确定支架荷载是困难的。

为避开这个困难，利用求解反问题的思路，可以根据支架上一些点所测量到的距离变化值反求支架荷载，这个问题的研究已取得了一些可用的成果。根据实测，支架上测点的距离变化值具有明显的随机特征，这一点与已有的荷载观测值的随机性质是一致的。本文目的在于利用测点距离变化值建立时序分析模型，从而为确定支架荷载的变化规律提供必要的基础，并可以此对支架未来荷载发展作出预报，这对于工程实践无疑十分重要。

时间序列分析是概率统计学的一个重要分支，它是处理随机动态数据的一种科学方法[3]—[5]。目前，在众多的领域中时间序列分析已获得了成功的应用。近年，已开始引用到岩石力学领域中[2][6]。本文将利用这种方法对在山东省龙口矿务局洼里煤矿得到的实测数据进行处理和分析。

二、观测数据采集

在山东龙口矿务局洼里煤矿8102工作面开切眼处安设了用于观测的金属支架，支架型号为RGZ-3，架距0.8米。测点布置如图1，量测距离的25个测点对列于表1。当工作面向前推进4.8米后，开始测量，每天定时测量一次，取得25个数据。测量仪器使用精度为0.01mm。规定测点距离缩短为正、反之为负，用 d_{m-n} 表示 m 、 n 测点对每天的距离变化值。

表1 量测距离的测点对

始点	终 点
1	7, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15
2	3, 10, 12
3	13
14	2, 6, 8, 10
15	2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12

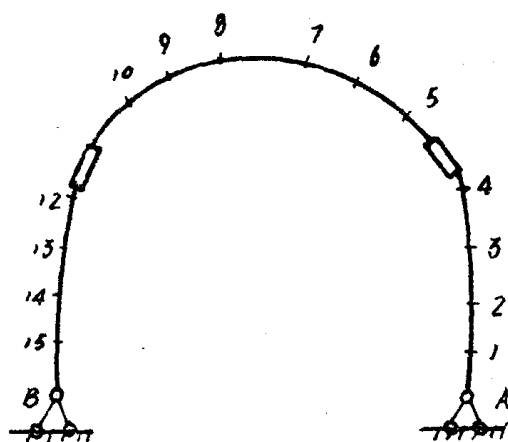


图 1

下面，给出6对测点的观测数据序列