

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 39 卷

第 7 期 (总 311 期)

Vol. 39

No. 7 (Total 311)

7

2017

主 办

中国水利学会

中国土木工程学会

中国力学学会

中国建筑学会

中国水力发电工程学会

中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



07

9 771000 454001



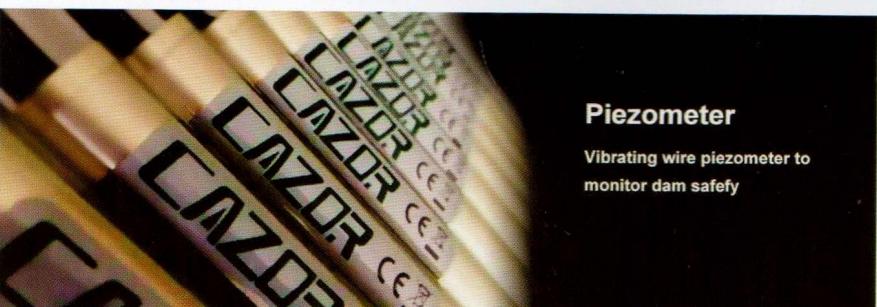
英国CAZOR公司专业研发、制造适用于岩土工程相关领域的各种传感器（振弦、电阻应变、MEMS）、仪器仪表及数据采集系统，企业工厂位于北美洲加拿大，这里得天独厚的地理环境结合先进的自动化生产设备，确保了制造过程的超高标准，产品凭借优异的质量和稳定的性能跻身国际一流水平。

在中国，CAZOR产品已成功应用到西部大开发的多处工程项目中。

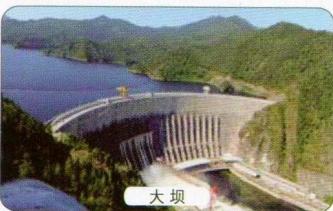
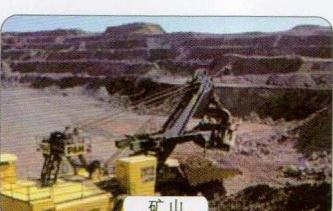
ISO 9001:2008 ANSI/NCSL Z540-1 ISO/IEC 17025

产品类目

- 渗压计
- 压力计（盒）
- 量水堰计
- 沉降仪
- 应变计
- 裂缝计
- 收敛计
- 位移计
- 荷载盒
- 应力计
- 测斜仪
- 倾角计
- 温度计
- 读数仪
- 数据采集系统
- 集线箱



应用场景



CAZOR产品中国区独家经销推广



南京嘉兆仪器设备有限公司 CAZOR INSTRUMENTS CO., LTD.

南京市玄武区龙蟠路155号紫金联合立方广场2-208 210037

Tel. +8625-85526088 Fax. +8625-85526070 info@cazor.com.cn www.cazor.com.cn www.cazor.co.uk

《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

名誉编委:	周 镜	孙 钧	黄熙龄	魏汝龙	谢定义	殷宗泽	
主任:	陈生水						
副主任:	汪小刚	龚晓南	孔令伟	滕延京	陈祖煜	张建民	
编委:	(以汉语拼音为序)						
蔡袁强	蔡正银	曹文贵	陈国兴	陈龙珠	陈仁朋	陈生水	陈卫忠
陈云敏	陈正汉	陈祖煜	程展林	邓 刚	杜修力	范嘉程	冯世进
冯夏庭	高广运	高文生	高玉峰	葛宇甯	龚晓南	何满潮	洪振舜
黄安斌	黄茂松	黄润秋	蒋明镜	孔令伟	赖远明	李广信	李国英
李术才	李万红	李运辉	刘汉龙	刘松玉	卢文波	马 巍	明经平
缪林昌	邵生俊	沈 强	沈水龙	沈小克	施 斌	施建勇	宋二祥
孙德安	滕延京	汪 稔	汪小刚	王复明	王建华	王兰民	王立忠
王明洋	王卫东	王 媛	韦昌富	吴宏伟	谢和平	谢康和	谢永利
徐长节	徐永福	杨春和	杨光华	杨 庆	杨仲轩	姚仰平	于玉贞
俞清瀚	袁晓铭	岳中琦	詹良通	张 嘎	张鸿儒	张建红	张建民
张文忠	章为民	赵明华	郑 刚	郑 宏	郑俊杰	周 成	周创兵
周 健	周小平	朱合华	朱俊高	卓子然			
M. D. Bolton	L. Laloui	X. S. Li	J. Chu	F. H. Lee	H. S. Yu	J. H. Yin	
W. D. Guo	J. C. Chai	J. Han	F. Zhang	Y. J. Cui	Ta-teh Chang		
主编:	蔡正银						
副主编:	汪小刚	杨春和	明经平				
责任编辑:	明经平	周 平	李运辉	胡海霞	孙振远	黄贤沙	

岩土工程学报

(月刊 1979年创刊)

第39卷第7期(总311) 2017年7月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 39, No. 7 (Total No. 311) Published in July 2017

主 管	中国科学技术协会		
主 办	中国水利学会	中国土木工程学会	
	中国力学学会	中国建筑学会	
	中国水力发电工程学会	中国振动工程学会	
承 办	南京水利科学研究院		
编 辑 出 版	《岩土工程学报》编辑部		
	地址:南京虎踞关34号, 210024		
	电话:(025) 85829534, 85829556 传真:(025) 85829555		
	电子信箱: ge@nhri.cn		
主 编	蔡正银		
印 刷	河海大学印刷厂		
发 行 范 围	公开发行		
订 阅	全国各地邮局(南京邮局总发行)		
	国内邮发代号 28-62		
国 外 总 发 行	中国国际图书贸易总公司(北京399信箱)		
	国外发行代号 MO 0520		
网 址	www.cgejournal.com		

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号:广登32000000054

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

Chinese Hydraulic Engineering Society, China Civil Engineering Society, The Chinese Society of Theoretical and Applied Mechanics, The Architectural Society of China, Chinese Society for Hydropower Engineering and Chinese Society for Vibration Engineering

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

Editorial Office of Chinese Journal of Geotechnical Engineering
Address: 34 Hujuguan, Nanjing 210024, China
Tel: 86-25-85829534, 85829556 Fax: 86-25-85829555
E-mail: ge@nhri.cn

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation
P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site:

www.cgejournal.com

《岩土工程学报》征稿简则

本刊于1979年创刊,是中国水利学会、中国土木工程学会、中国力学学会、中国建筑学会、中国水力发电工程学会、中国振动工程学会联合主办的学术性科技期刊。本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊,并在建筑类核心期刊位于前列;本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录;本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录;本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录;本刊被“工程索引Ei Compendex数据库”和“日本科学技术振兴机构数据库JST”等国际数据库收录。本刊网址(www.cgejournal.com)全文发布本刊所有刊载文章。

1 宗旨及内容

(1) 本刊旨在促进学科理论和实践的发展、促进海内外学术交流、加速科研成果向现实生产力转化。

(2) 刊登土力学和岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究所工程实践成果等。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿,倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿,并优先刊用这些稿件。

(3) 本刊为月刊,主要栏目有:黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

2 来 稿

(1) 来稿应符合科技论文写作惯例和基本要求,作者自留底稿。请优先采取网络在线投稿(www.cgejournal.com),本刊保留书面投稿(一式两份)和电子邮件投稿(ge@nhri.cn)。

(2) 来稿一般在3个月内提出处理意见,请不要一稿两投,若3个月后仍未收到稿件处理通知,作者有权自行处理来稿。

(3) 来稿注明作者姓名、性别、出生年月、出生地、学历、学位、技术职称、简历以及研究课题、单位全称及所属部门、地址、电话、传真、电子信箱及邮编等。

(4) 署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5) 稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6) 凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

(1) 稿件文责由作者自负。编者对稿件内容和论点不作改动。稿件一经选用应由第一作者参考审阅意见、稿面质疑、本刊体例作必要的修改补充或删减。文图、资料、数据力求准确无误,一次定稿。

(2) 作者收到稿件录用通知后,应在45天内将修改清稿(WORD排版打印)连同同意发表稿件的作者声明一并寄回本部,并在线上载或E-mail发送修改清稿的电子文件。

(3) 修改清稿版面,黄文熙讲座和综述文章一般不超过15页,论文一般不超过9页,短文和工程实录不超过7页,焦点论坛不超过2页,讨论不超过1页。

(4) 稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

(5) 凡本刊刊登的稿件均收入相应期刊光盘版及期刊网,并与印刷稿一次性付稿酬。

(6) 本刊版面为A4开本,双栏排版,版芯为25.4 cm×17.8 cm。

(7) 文章清稿层次体例为:中文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词、中图分类号、文献标识码、文章编号、作者简介;英文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词;基金项目及编号(首页下注);正文(按1 2 3, 1.1 1.2 1.3, (1) (2) (3), a) b) c)分章节);参考文献。

(8) 图表设计恰当,具自明性;先见引文,后见图表;表名和图名一律中英文并列。表格用三线表。单栏图幅宽为8.0 cm,双栏图幅宽为

17.0 cm。插图比例宜适当,图面宜清晰,线条宜均匀,主线选5号线,坐标线选4号线,辅助线选3号线,图中汉字为小5号宋体字,图中字符务必与正文一致。

(9) 计量单位使用我国法定计量单位,公式及中外文字符务必分清大小写,正斜体,黑白体,上下角标等,易混淆字符第一次出现时用铅笔注明。

(10) 摘要应写成报道性内容,直接阐明研究的目的、方法、结果和结论,具独立性和自明性,以300字左右为宜。摘要应排除本学科领域中常识性内容,引言中出现的内容不宜写入摘要;不对论文的内容作自我评价;不要简单重复题目中已有的信息;不出现数学公式、化学结构式、插图和表格,不引入参考文献序号。关键词选词规范,以3~8个为宜。鼓励内容较为丰富详细的英文摘要,且语法正确、术语规范。

(11) 参考文献限于作者亲自阅读、本文明确引用、公开发表或有案可查者。参考文献全部列于文后,按正文首次引用的先后次序编号,并在正文引用处右上角注明参考文献序号。多次引用同一著者的同一文献时,在正文标注首次引用的文献序号,并在序号的“[]”外著录引文页码。原始语种非英文参考文献后同时附相应的英文项目,并注明其原始语种。参考文献著录项目、体例如下:

a) 专著(普通图书、会议文集、学位论文、报告、汇编等):[参考文献序号] 主要责任者.文献题名:其他题名信息[文献类型标志].其他责任者.版本项.出版地:出版者,出版年:引文页码。

b) 期刊中析出文献:[参考文献序号] 主要责任者.析出文献题名[J].刊名:刊名其他信息,年,卷(期):起止页码。

c) 专著中析出文献:[参考文献序号] 析出文献主要责任者.析出文献题名[文献类型标志]//专著主要责任者.专著题名:其他题名信息.版本项.出版地:出版者,出版年:析出文献起止页码。

d) 国际、国家标准:[参考文献序号] 主要责任者.标准编号 标准名称[S].出版地:出版者,出版年。

e) 专利:[参考文献序号] 专利所有者.专利题名:专利国别,专利号[P].公告日期或公开日期。

f) 电子文献:[参考文献序号] 主要责任者.电子文献题名:其他题名信息[电子文献类型标志/载体类型标志].出版地:出版者,出版年(更新或修改日期)[引用日期].获取和访问路径。

外文文献著录规则同中文文献。外国人名,姓前名后,名用缩写,不经缩写点。

注:①文献类型标志: M—普通图书, C—会议文集, J—期刊, D—学位论文, R—报告, S—标准, P—专利;②电子文献类型标志: DB—数据库, CP—计算机程序, EB—电子公告;③载体类型标志: MT—磁带, DK—磁盘, CD—光盘, OL—联机网络。

4 退 稿

(1) 未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

(2) 作者收到稿件录用通知3个月仍未寄回修改清稿又未向编辑部说明情况者,即视为作者自动撤稿。

(3) 退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

本刊编辑部设在南京水利科学研究院岩土工程研究所内。地址:南京市虎踞关34号,邮政编码:210024,电话:(025)85829534,85829556,85829553,85829543,传真:(025)85829555,电子信箱:ge@nhri.cn,网址:www.cgejournal.com。

另设岩石力学编辑组在中国科学院武汉岩土力学研究所内。地址:武汉市武昌小洪山,邮政编码:430071,电话:(027)87198484。

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

目 次

论 文

- 竖向荷载作用下散体地基应力解析方法 曹文贵, 贺 敏, 王江营 (1165)
地表超载作用下盾构隧道劣化机理与特性 黄大维, 周顺华, 赖国泉, 冯青松, 刘林芽 (1173)
基于 K_0 固结排水卸荷应力路径试验粉土应力 - 变形特性研究 张坤勇, 李广山, 梅小洪, 杜 伟 (1182)
砂土三维多重机构边界面模型 方火浪, 沈 扬, 郑 浩, 曾泽斌 (1189)
深厚软土地中三维凹陷地形非线性地震响应分析 梁建文, 梁佳利, 张 季, 巴振宁 (1196)
深埋隧洞 TBM 挖进微震与岩爆活动规律研究 赵周能, 冯夏庭, 陈炳瑞 (1206)
基于裂纹扩展模式的岩质斜坡阶梯状滑移破裂机制研究 朱 雷, 黄润秋, 严 明, 陈国庆 (1216)
基于数字图像与数值计算的节理岩体锚固效应研究 种照辉, 李学华, 鲁竞争, 张 骥, 梁 顺 (1225)
盾构隧道开挖面极限支护压力研究 徐前卫, 唐卓华, 朱合华, 王国富, 路林海 (1234)
高心墙堆石坝坝基廊道受力特性研究 冯 蕊, 何蕴龙, 白新革 (1241)
基于广义 SMP 准则的软基路堤临界填土高度研究 张常光, 赵均海, 范 文, 代 岩 (1251)
围岩性质对于注浆压力变化规律及浆液扩散模式的影响研究 朱明听, 张庆松, 李术才, 张 霄, 谭英华, 王 凯 (1258)
考虑非均衡吸附的多孔介质中循环注入污染物运移规律 郭志光, 白 冰 (1267)
不规则颗粒及其集合体三维离散元建模方法的改进 金 磊, 曾亚武, 叶 阳, 李晶晶 (1273)
易液化深厚覆盖层地震动放大效应台阵观测与分析 周燕国, 谭晓明, 陈 捷, 裴向军, 陈云敏 (1282)
防冲吸能锚杆(索)的静动态力学特性与现场试验研究 王爱文, 潘一山, 赵宝友, 盛继权 (1292)
正交各向异性板裂曲岩爆机制与控制对策研究 冯 帆, 李夕兵, 李地元, 王少锋 (1302)

短 文

- 面板堆石坝性状的初步统计分析 温立峰, 柴军瑞, 许增光, 覃 源, 李炎隆 (1312)
边坡力的分布特征和稳定性分析 卢应发, 黄学斌, 刘德富 (1321)
一种新型光纤光栅局部位移计在小应变测量中的应用 徐东升 (1330)
高应变率下预制单节理岩石 SHPB 脆裂试验能量耗散分析 李 森, 乔 兰, 李庆文 (1336)
沉积相和深度对第四纪土动剪切模量和阻尼比的影响 陈国兴, 卜屹凡, 周正龙, 张书菡, 许汉刚 (1344)
基于单轴剪切破坏的岩石 M-C 准则参数反演分析 杨仁树, 陈 骏, 方士正, 侯丽冬, 陈帅志 (1351)

简 讯

- 2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术一号通知 (1224)
第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告 (1240)
第四届 GeoShanghai 国际会议通知 (1250)
《岩土工程学报》征订启事 (1311)
本期广告索引 (1329)
《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)
征稿简则 (扉页 II)

CONTENTS

PAPERS

- Analytical method for stress of granular medium foundation under vertical load CAO Wen-gui, HE Min, WANG Jiang-ying (1165)
Mechanisms and characteristics for deterioration of shield tunnels under surface surcharge
..... HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, LAI Guo-quan, FENG Qing-song, LIU Lin-ya (1173)
Stress-deformation characteristics of silty soil based on K_0 consolidation and drainage unloading stress path tests
..... ZHANG Kun-yong, LI Guang-shan, MEI Xiao-hong, DU Wei (1182)
Three-dimensional multi-mechanism bounding surface model for sands
..... FANG Huo-lang, SHEN Yang, ZHENG Hao, ZENG Ze-bin (1189)
Nonlinear seismic response of 3D canyon in deep soft soils LIANG Jian-wen, LIANG Jia-li, ZHANG Ji, BA Zhen-ning (1196)
Activity laws of microseisms and rockbursts in deep tunnels by TBM tunneling
..... ZHAO Zhou-neng, FENG Xia-ting, CHEN Bin-rui (1206)
Step-path failure mechanism of rock slopes based on crack coalescence modes in rock mass
..... ZHU Lei, HUANG Run-qiu, YAN Ming, CHEN Guo-qing (1216)
Anchorage behaviour of specimens containing a single fissure based on digital image correlation and numerical method
..... CHONG Zhao-hui, LI Xue-hua, LU Jing-zheng, ZHANG Ji, LIANG Shun (1225)
Limit support pressure at excavation face of shield tunnels
..... XU Qian-wei, TANG Zhuo-hua, ZHU He-hua, WANG Gguo-fu, LU Lin-hai (1234)
Stress characteristics of foundation gallery of high core wall rockfill dam FENG Rui, HE Yun-long, BAI Xin-ge (1241)
Critical filling height of embankment on soft ground based on generalized SMP criterion
..... ZHANG Chang-guang, ZHAO Jun-hai, FAN Wen, DAI Yan (1251)
Effects of properties of surrounding rock on change laws of grouting pressures and diffusion patterns
..... ZHU Ming-ting, ZHANG Qing-song, LI Shu-cai, ZHANG Xiao, TAN Ying-hua, WANG Kai (1258)
Transport laws of contaminant in porous media considering non-equilibrium adsorption under cyclic injection
..... GUO Zhi-guang, BAI Bing (1267)
Improving three-dimensional DEM modeling methods for irregularly shaped particles and their assembly
..... JIN Lei, ZENG Ya-wu, YE Yang, LI Jing-jing (1273)
Observations and analyses of site amplification effects of deep liquefiable soil deposits by geotechnical downhole array
..... ZHOU Yan-guo, TAN Xiao-ming, CHEN Jie, PEI Xiang-jun, CHEN Yun-min (1282)
Static and dynamic mechanical properties of energy absorption bolts (cable) and field tests
..... WANG Ai-wen, PAN Yi-shan, ZHAO Bao-you, SHENG Ji-quan (1292)
Mechanism and control strategy of buckling rockbursts of orthotropic slab
..... FENG Fan, LI Xi-bing, LI Di-yuan, WANG Shao-feng (1302)
- ### NOTES
- Preliminary statistical analysis of behavior of concrete face rockfill dams
..... WEN Li-feng, CHAI Jun-rui, XU Zeng-guang, QIN Yuan, LI Yan-long (1312)
Distribution characteristics of force and stability analysis of slope LU Ying-fa, HUANG Xue-bin, LIU De-fu (1321)
New fiber Bragg grating sensor-based local displacement transducer for small strain measurements of soil specimens
..... XU Dong-sheng (1330)
Energy dissipation of rock specimens under high strain rate with single joint in SHPB tensile tests
..... LI Miao, QIAO Lan, LI Qing-wen (1336)
Influence of sedimentary facies and depth on normalized dynamic shear modulus and damping ratio of quaternary soils
..... CHEN Guo-xing, BU Yi-fan, ZHOU Zheng-long, ZHANG Shu-han, XU Han-gang (1344)
Inversion analysis of M-C criterion parameters of rock based on uniaxial shearing failure
..... YANG Ren-shu, CHEN Jun, FANG Shi-zheng, HOU Li-dong, CHEN Shuai-zhi (1351)
- ### NEWS
- (1224, 1240, 1250, 1311, 1329)
- ### Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering
- (head page I)
- ### Invitation for original papers
- (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE201707001

竖向荷载作用下散体地基应力解析方法

曹文贵¹, 贺 敏¹, 王江营²

(1. 湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082; 2. 长沙理工大学水利工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘要: 竖向荷载作用下地基应力分析方法是基础工程设计与计算的重要依据, 现有方法不能反映实际地基土的散体介质特性。为此, 依据现有散体介质应力传递研究成果, 首先假定竖向集中荷载作用下散体地基应力呈半无限曲线圆锥体形状向下传递, 将竖向集中荷载作用下散体地基应力分析问题转化为锥顶作用竖向集中荷载的曲线圆锥应力分析问题, 从探讨直线圆锥应力分析方法入手, 获得了半无限曲线圆锥应力的求解方法, 进而提出了竖向集中荷载作用下散体地基应力的解析方法; 然后, 将圆形竖向均匀荷载作用下散体地基应力分析问题视为竖向集中荷载作用下散体地基应力的积分求解问题, 建立了圆形竖向均匀荷载作用下散体地基应力分析方法, 该方法较充分地反映了地基土的散体介质特点, 较现有 Boussinesq 解具有明显的优越性; 最后, 采用该方法、Boussinesq 解以及颗粒流数值分析方法对圆形竖向均匀荷载作用下散体地基应力分布进行了对比分析, 表明了本文方法的合理性与可行性。

关键词: 散体地基; 竖向集中荷载; 圆形竖向均匀荷载; 应力传递; Boussinesq 解; 颗粒流数值分析

中图分类号: TU431 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)07-1165-08

作者简介: 曹文贵(1963-), 男, 湖南南县人, 博士后, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程教学与研究工作。E-mail: cwglyp@hnu.edu.cn。

Analytical method for stress of granular medium foundation under vertical load

CAO Wen-gui¹, HE Min¹, WANG Jiang-ying²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. School of Hydraulic Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China)

Abstract: The analytical method for stress of foundation under vertical load is an important basis of design and computation in foundation engineering. However, the existing methods cannot reflect the properties of granular media for foundation soils. Therefore, according to the current researches on stress transmission of granular media, firstly, supposing that the stress in a granular medium foundation under vertical point load always diffuses downward with a curve cone, an analytical problem for the stress of the granular medium foundation under vertical point load is converted into that of a curve cone under vertical point load at its top, and a stress-solving method for a curve cone is obtained by discussing the stress-solving method for a line cone, hence, an analytical method for the stress of the granular medium foundation under vertical point load is proposed. Then, an analytical method for the stress of the granular medium foundation under circular vertical uniform load is established by regarding the problem as the integral solution of the stress of the granular medium foundation under vertical point load, which can adequately report the characteristics of the granular media of foundation soils and shows obvious superiority to the Boussinesq solution. Finally, by simultaneously adopting the proposed analytical method and Boussinesq solution as well as the numerical analytical method with PFC^{3D}, a comparative analysis of stress distribution in granular medium foundation under circular vertical uniform load is carried out, and it is indicated that the proposed method is reasonable and feasible.

Key words: granular medium foundation; vertical point load; circular vertical uniform load; stress transmission; Boussinesq solution; numerical analysis with PFC^{3D}

0 引言

地基沉降分析是地基处理与基础工程设计的重要依据, 竖向附加荷载作用下的地基附加应力分析是其关键。目前地基附加应力几乎全部采用基于连续固体介质力学理论的 Boussinesq 解进行分析^[1], 可是, 地

基土体绝非连续固体介质, 是无抗拉强度或抗拉强度甚微的不连续散体, 其应力传递机理及其分布规律与

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378198, 51508039); 高等学校博士学科点专项科研基金项目(20130161110017)

收稿日期: 2016-03-28

连续固体介质迥然不同,因此,采用 Boussinesq 解分析地基附加应力必然存在极大的不合理性,这实际已为国内外众多学者和工程技术人员^[3-19]充分认识。为此,深入研究并发展能充分反映具有不连续散体性质特点的地基附加应力分析方法具有重要的理论与工程实际意义,这正是本文研究的出发点。

目前,国内外众多学者^[2-13]对散粒体介质应力传递机理及其分布规律进行了较深入的试验与理论研究,其主要包括自重和外荷载作用下散体介质应力传递与分布规律两方面。对于前者,Roberts 通过观测粮仓底面所受压力的分布规律,首次发现了所谓“粮仓效应”,而且,Janssen^[2]于 1895 年提出了著名的 Janssen 公式,从理论上解释了“粮仓效应”,为散体介质应力传递机理与分布规律的研究奠定了较坚实的基础,然而,其并未考虑在外荷载作用下的散体介质应力传递问题,无法应用于地基附加应力分析;对于后者,Bouchaud 等^[3]、Cates 等^[4]基于弹塑性理论建立了无黏性颗粒体应力传递的双曲线偏微分方程,并获得了轴对称于荷载作用方向的双曲线楔形或锥形的应力传递范围及其形状; Da Silva 等^[5]基于二维颗粒体光弹模型试验,发现了以荷载作用线为对称轴的抛物线圆锥(台)应力传递范围及其形状;孙广忠^[6]通过室内竖向荷载作用下颗粒体模型试验发现了无黏性颗粒体应力传递的扩散效应; Geng 等^[7]通过圆盘和五边形组成的二维堆积体的光弹模拟试验,发现了其在竖向荷载作用下的应力分布峰值宽度与深度之间呈线性关系;文献[8~12]基于随机理论提出了散体介质应力传递分析的随机“q 模型”,但该模型认为颗粒之间的应力传递仅与颗粒的排列情况有关,以及应力传递只沿重力方向进行,忽视了散体颗粒应力亦可沿水平方向传递的客观实际情况;韦珊珊^[13]利用声波测试技术,研究了竖向荷载作用下散体地基的应力分布与传递规律,描述了土体工程性质(包括土类,含水率和密度等)变化对附加应力传递与分布的影响,并表明地基土体在竖向荷载作用下的附加应力扩散程度较 Boussinesq 解有明显减小的定性变化规律。上述研究对定性分析外荷载作用下散体介质应力传递机理与分布规律具有明显的作用,但均未提出在外荷载作用下散体介质的应力分布的分析方法,无法定量分析散体介质在外荷载作用下的应力分布,因而其应用受到限制。于是,为了定量分析散体介质在外荷载作用下的应力分布,一些学者^[14-18]就外荷载作用下散体介质的应力分析方法进行了初步研究。代志宏等^[14]从土体微观结构角度入手,以土颗粒作为隔离体进行静力学分析,并考虑颗粒粒径、颗粒之间胶结力和颗粒体静水压力等影响,发现了地基土体宏观附加应力呈圆锥状

向下传递与扩散的规律,为定量分析散体介质在外荷载作用下的应力分布分析方法研究提供了依据,但由于该模型参数多而复杂,也未能给出明确而可行的参数确定方法,难以实现其工程应用;廖智强等^[15]基于概率论思想提出了一种无须任何复杂模型及假设的附加应力概率论解析方法,虽然其分析结果与 Boussinesq 解较接近,但明显具有不合理性,因为散体在外荷载作用下的应力传递并非随机概率分析问题;刘源等^[16]利用焦散线法和激光全息光弹试验方法对二维颗粒堆积体在竖向荷载作用下的应力传递规律进行了试验研究,获得了不同深度的竖向应力分布曲线,虽然其验证了前述随机“q 模型”的合理性,但其仅适用于二维问题分析,并不适用于三维问题分析;蒋红英等^[17-18]利用随机理论建立了无黏性有序对称排列的二维颗粒堆积体应力的传导-扩散方程,虽具有一定的合理性,但无法解决无序排列的三维颗粒堆积体应力传递规律的分析问题。

综合上面所述,虽然目前研究对散体在荷载作用下的应力传递机理与分布规律有了较深入认识,但尚未建立出在荷载作用下的散体应力传递及分布的实用分析方法,无法应用于具有不连续散体特点的地基附加应力分析,有必要就此展开进一步研究,这正是本文研究的核心内容。为此,本文将在现有散体介质的应力传递机理研究基础上,考虑地基土体的不连续散体性质特点,对竖向附加荷载作用下地基应力分析方法展开深入研究,发展更加合理的地基附加应力分析方法,以期完善地基附加应力分析的理论与方法。

1 散体地基应力传递机理及分析模型

国内外许多学者^[3-19]已就竖向荷载作用下颗粒堆积体的应力传递机理进行了较深入研究,获得了一个重要的结论即竖向集中荷载作用下的半无限空间散体介质的应力呈曲线圆锥体向下扩散,如图 1 所示,其圆锥对称平面与圆锥表面交线为光滑曲线,它或为双曲线^[3-4],或为抛物线^[5, 16]等等。因此,在表面竖向集中荷载作用下的散体地基可分为曲线圆锥体以内和以外两部分,应力只在曲线圆锥体内进行传递,而曲线圆锥体以外部分没有应力传递,于是在表面竖向集中荷载作用下的散体地基应力可视为锥顶作用竖向集中力的曲线圆锥体的应力求解问题。

为了解决上述曲线圆锥体的应力求解问题,首先须解决曲线圆锥体形状的描述问题,为此,根据前述分析研究,曲线圆锥体是由其对称平面与圆锥体表面之交线沿曲线圆锥体对称轴即荷载作用线旋转形成的,因此,只要能用数学方程描述出上述交线的形状,

曲线圆锥体的形状就能准确地进行描述。可是, 尽管上述交线为一光滑旋转曲线, 但其形状与地基土的工程性质(包括土的类型、土颗粒直径与形状以及表面粗糙度、地基土颗粒级配等等)存在密切关系, 由于不同地基土的工程性质不同, 因此, 该交线难以采用确定的显式函数表示, 但可以采用较特殊的隐式函数进行描述。为了研究方便, 这里设定为较统一的隐式函数, 具体形式可表示为

$$r = f(z) \quad (1)$$

(r, z) 为曲线圆锥表面上任一点坐标, 如图 1 所示。当然, 式(1)的具体函数形式有待进一步研究。

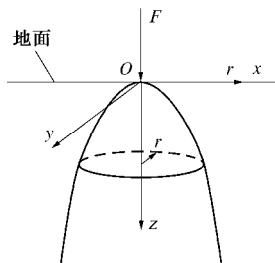


图 1 坚向集中荷载作用下地基应力传递模型

Fig. 1 Model for stress transmission of foundation under vertical point load

上述已介绍坚向集中荷载作用下的散体地基应力传递机理及其分析模型, 但是, 在工程实际中, 建筑地基往往更多地表现为坚向分布荷载作用下的地基问题, 因此, 有必要探讨分布荷载作用下散体地基应力传递机理及其分析模型。考虑到坚向分布荷载作用下地基应力传递机理及其分析模型与建筑物基础基底形状具有紧密关系, 地基应力传递机理实际上非常复杂, 本文仅讨论圆形坚向均布荷载作用下的散体地基应力分析方法, 因此, 下述仅探讨圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力传递机理及其分析模型。为此, 依据前述坚向集中荷载作用下散体地基应力传递机理及其分析模型, 总结归纳出圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力传递机理及其分析模型, 具体内容如下:

(1) 在表面圆形坚向均布荷载作用下, 散体地基应力以曲线圆台形状向下传递与扩散, 曲线圆台侧表面形状与图 1 曲线圆锥的相似, 如图 2 所示, 可表示为

$$r = r_0 + f(z) \quad (2)$$

式中, r_0 为地基表面均布荷载作用域的半径。

(2) 将半无限曲线圆台顶面圆形域划分为若干微元, 如果视微元上分布荷载为集中荷载, 则半无限曲线圆台内应力可视为各微元集中荷载作用于如图 1 所示曲线圆锥顶引起应力的叠加。

(3) 在表面圆形坚向均布荷载作用下, 散体地基

影响范围(即半无限曲线圆台)以外没有产生应力。

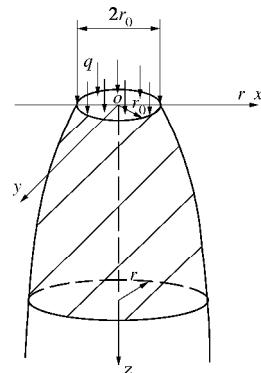


图 2 圆形坚向均布荷载作用下地基应力分析模型

Fig. 2 Analysis model for stress of foundation under circular vertical uniform load

上述即为本文提出的坚向荷载作用下散体地基附加应力分析模型。由此可以看出, 考虑散体介质特点的圆形坚向均布荷载作用下地基附加应力分析问题可转化为顶面作用圆形坚向均布荷载的半无限圆台的应力求解问题, 为此, 下面将做进一步介绍。

2 圆形坚向均布荷载作用下的散体地基应力分析方法

由前述分析可知, 圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力分析问题可转化为如图 2 所示的半无限曲线圆台应力求解问题, 而半无限曲线圆台应力求解问题又可转化为坚向集中荷载作用于半无限曲线圆锥顶的应力求解问题, 因此, 本文将从探讨半无限曲线圆锥应力求解方法入手, 进而解决圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力分析方法问题。

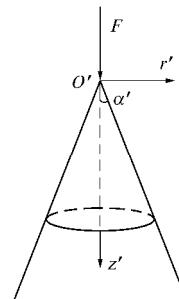


图 3 坚向集中荷载作用下直线圆锥应力分析模型

Fig. 3 Stress analysis model for line cone under vertical point load

2.1 集中荷载作用下曲线圆锥应力求解方法

为了获得半无限曲线圆锥应力的求解方法, 本文将首先从探讨半无限直线圆锥(如图 3 所示)应力求解方法入手, 为此, 如果选取其位移函数 z , 则须满足相容方程:

$$\nabla^4 z = 0 \quad , \quad (3)$$

式中,

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r'^2} + \frac{1}{r'} \frac{\partial}{\partial r'} + \frac{\partial^2}{\partial z'^2} \quad . \quad (4)$$

于是, 直线圆锥各应力分量可表示为

$$\left. \begin{aligned} s_{r'} &= \frac{\partial}{\partial z'} \left(m \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial r'^2} \right) z' , \\ s_{q'} &= \frac{\partial}{\partial z'} \left(m \nabla^2 - \frac{1}{r'} \frac{\partial}{\partial r'} \right) z' , \\ s_{z'} &= \frac{\partial}{\partial z'} \left((2-m) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z'^2} \right) z' , \\ t_{z'r'} &= \frac{\partial}{\partial r'} \left((1-m) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z'^2} \right) z' , \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中, m 为材料泊松比, $t_{z'r'} = t_{r'z'} = 0$ 。由于直线圆锥的轴对称性, 则 $t_{q'r'} = t_{r'q'} = t_{z'q'} = t_{q'z'} = 0$ 。为了利用式(3)确定出各应力分量, 必须确定出合理而满足边界条件的位移函数 ζ , 为此, 试选 3 个函数 $\zeta_1 = R'$, $\zeta_2 = z' \ln r'$, $\zeta_3 = z' \ln(R' + z')$ (其中 $R' = \sqrt{r'^2 + z'^2}$)^[20] 的线性组合作为位移函数:

$$z = A_1 \zeta_1 + A_2 \zeta_2 + A_3 \zeta_3 \quad , \quad (6)$$

式中, A_1 , A_2 和 A_3 分别为待定常数。将式(6)代入式(5)可得

$$\left. \begin{aligned} s_{r'} &= A_1 \frac{z'}{R'^3} \left[(1-2m) - \frac{3r'^2}{R'^2} \right] + A_2 \frac{1}{r'^2} + A_3 \left(B_1 - B_2 \right) , \\ s_{q'} &= A_1 (1-2m) \frac{z'}{R'^3} - A_2 \frac{1}{r'^2} + A_3 \left[\frac{(1-2m)z'}{R'^3} - B_1 \right] , \\ s_{z'} &= A_1 \left[-\frac{3z'^3}{R'^5} - (1-2m) \frac{z'}{R'^3} \right] + A_3 \left(\frac{2mz'}{R'^3} - \frac{3z'^3}{R'^5} \right) , \\ t_{z'r'} &= A_3 \frac{r'}{R'^3} \left(2m - \frac{3z'^2}{R'^2} \right) - A_1 \frac{r'}{R'^3} \left[\frac{3z'^2}{R'^2} + (1-2m) \right] , \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中,

$$\left. \begin{aligned} B_1 &= \frac{1}{R'(R'+z')} , \\ B_2 &= \frac{(3+2m)z'}{R'^3} - \frac{3z'^3}{R'^5} . \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

由此可以看出, 式(7)包含 A_1 , A_2 和 A_3 3 个待定常数, 须根据边界条件确定。由于直线圆锥侧表面法线方向余弦为 $l=0$, $m=\cos a'$, $n=-\sin a'$ (如图 3 所示, a' 为直线圆锥顶角的一半), 于是, 由于直线圆锥侧表面上任意点满足关系式 $r'=z' \tan a'$, 根据直线圆锥侧表面所受外力为 0 的边界条件可得

$$\left. \begin{aligned} (s_{r'})_{r'=z' \tan a'} \cos a' - (t_{z'r'})_{r'=z' \tan a'} \sin a' &= 0 , \\ -(s_{z'})_{r'=z' \tan a'} \sin a' + (t_{r'z'})_{r'=z' \tan a'} \cos a' &= 0 . \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

另外, 根据圆锥受集中力 F 作用的竖向 (即圆锥对称轴线方向) 平衡条件, 即任意垂直于圆锥对称轴截面

上的正应力 s_z 在截面上的面积积分必须与集中力 F 的大小相等, 可得

$$\int_0^{r'} (2\pi r' dr') s_z = F \quad , \quad (10)$$

式中, r' 为圆锥任意截面圆半径, 可表示为 $r'_1 = z' \tan a'$ 。于是, 将式(7)代入式(9)、(10)可得关于 A_1 , A_2 和 A_3 的 3 个方程, 联立求解可确定出这 3 个待定常数, 可表示为

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{F}{2\pi} \frac{(1-2m)\cos a' - 2m}{1 - (1-2m)\cos a' + (1-2m)\cos^2 a' - \cos^3 a'} , \\ A_2 &= 0 , \\ A_3 &= -\frac{F}{2\pi} \frac{(1+\cos a')(1-2m)}{1 - (1-2m)\cos a' + (1-2m)\cos^2 a' - \cos^3 a'} . \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

再将式(11)代入式(7)即可得锥顶受集中力 F 作用的直线圆锥体的应力解, 即

$$\left. \begin{aligned} s_{r'} &= \frac{F}{2\pi k} \left[(1-2m) \left(\frac{\cos a' z'}{R'^3} - \frac{1+\cos a'}{R'(R'+z')} \right) + \frac{3z'r'^2}{R'^5} \right] , \\ s_{q'} &= \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{(1-2m)(1+\cos a')}{R'(R'+z')} - \frac{(1-2m)z'}{R'^3} \right] , \\ s_{z'} &= \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3z'^3}{R'^5} - \frac{(1-2m)\cos a' z'}{R'^3} \right] , \\ t_{z'r'} &= t_{r'z'} = \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3z'^2 r'}{R'^5} - \frac{(1-2m)\cos a' r'}{R'^3} \right] , \\ t_{q'r'} &= t_{r'q'} = t_{z'q'} = t_{q'z'} = 0 , \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中,

$$k = 1 - (1-2m)\cos a' + (1-2m)\cos^2 a' - \cos^3 a' . \quad (13)$$

前述已获得直线圆锥应力解即式(12), 于是, 本文将在此基础上探讨曲线圆锥体的应力求解方法。为此, 任取垂直于曲线圆锥对称轴的截面 AB (该截面实际为一圆), 并作相切于该截面圆的直线圆锥, 如图 4 所示, 直线圆锥顶点为 O' , 相应曲线圆锥顶点为 O 。根据圣维南原理, 在顶点 O 作用集中荷载 F 的曲线圆锥在截面 AB 上的应力与在顶点 O' 作用集中荷载 F 的直线圆锥在截面 AB 上的应力相同, 因此, 曲线圆锥受集中力 F 作用的应力求解可通过前述直线圆锥应力解进行坐标变换获得。为此, 下面具体介绍曲线圆锥受集中力 F 作用的应力求解过程与方法。

首先, 分析坐标系 $O'r'\theta'z'$ 与坐标系 $Or\theta z$ 之间的关系。如图 4 所示, 由于直线 $O'B$ 与两坐标系 z' 和 z 轴的夹角相等, 因此, 可得

$$\frac{f(z)}{z'} = f'(z) \quad . \quad (14)$$

如果令 $z' = g(z)$, 则由式(14)可得

$$z' = g(z) = \frac{f(z)}{f'(z)} \quad (15)$$

另外, 由图 4 可知

$$\cos \alpha' = \frac{z'}{O'B} = \frac{z'}{\sqrt{f^2(z) + z'^2}} \quad (16)$$

于是, 将式 (15) 代入式 (16) 可得

$$\cos \alpha' = \frac{g(z)}{\sqrt{f^2(z) + g^2(z)}} \quad (17)$$

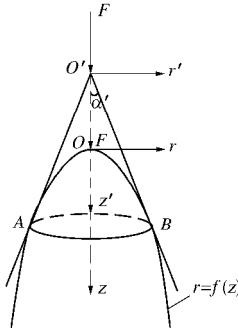


图 4 曲线圆锥应力求解模型

Fig. 4 Model for solving stress of curve cone

因此, 坐标系 $O'r'\theta'z'$ 与坐标系 $O'r\theta z$ 之间转换关系可表示为

$$\left. \begin{array}{l} r' = r, \\ q' = q, \\ z' = g(z). \end{array} \right\} \quad (18)$$

于是, 将式 (17)、(18) 代入式 (12) 可得曲线圆锥 ($r \leq f(z)$) 在锥顶作用集中力 F 的应力解, 可表示为

$$\left. \begin{array}{l} s_r = \frac{F}{2pk} \left[\frac{t(1-2m)g(z)}{L^3} - \frac{(1+t)(1-2m)}{L(L+g(z))} + \frac{3r^2g(z)}{L^5} \right], \\ s_q = \frac{F}{2pk} \left[\frac{(1+t)(1-2m)}{L(L+g(z))} - \frac{(1-2m)g(z)}{L^3} \right], \\ s_z = \frac{F}{2pk} \left[\frac{3g^3(z)}{L^5} - \frac{t(1-2m)g(z)}{L^3} \right], \\ t_{rz} = t_{rz} = \frac{F}{2pk} \left[\frac{3rg^2(z)}{L^5} - \frac{t(1-2m)r}{L^3} \right], \\ t_{qr} = t_{rq} = t_{zq} = t_{qz} = 0, \end{array} \right\} \quad (19)$$

式中,

$$L = \sqrt{r^2 + g^2(z)}, \quad (20)$$

$$t = \frac{g(z)}{\sqrt{f^2(z) + g^2(z)}}, \quad (21)$$

$$k = 1 - (1-2m)t + (1-2m)t^2 - t^3. \quad (22)$$

据此可获得在表面坚向集中荷载作用下散体地基应力求解方法, 其可分为集中荷载作用影响范围以内和以外两种情况进行表述, 具体情况如下:

(1) 在表面坚向集中力 F 作用的影响范围以内 ($r \leq f(z)$) 的散体地基应力可采用式 (19) 进行分析。

(2) 在表面坚向集中力 F 作用的影响范围以外

($r > f(z)$) 的散体地基应力为

$$s_r = s_q = s_z = t_{rz} = t_{qr} = t_{qz} = 0. \quad (23)$$

上述即为坚向集中荷载作用下散体地基应力求解方法。在此基础上, 可以方便地获得圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力求解方法, 其具体分析过程如下所述。

2.2 圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力分析方法

为了获得圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力分析方法, 可利用前述坚向集中荷载作用下散体地基应力解, 采用积分方法进行分析, 为此, 首先将式 (19) 采用直角坐标系的形式表示, 可得

$$\left. \begin{array}{l} s_x = \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3g(z)x^2}{L^5} + (1-2m)(B_3 - B_4 x^2) \right], \\ s_y = \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3g(z)y^2}{L^5} + (1-2m)(B_3 - B_4 y^2) \right], \\ s_z = \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3g^3(z)}{L^5} - \frac{t(1-2m)g(z)}{L^3} \right], \\ t_{xy} = \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3g(z)xy}{L^5} - B_4(1-2m)xy \right], \\ t_{yz} = \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3g^2(z)y}{L^5} - \frac{t(1-2m)y}{L^3} \right], \\ t_{zx} = \frac{F}{2\pi k} \left[\frac{3g^2(z)x}{L^5} - \frac{t(1-2m)x}{L^3} \right], \end{array} \right\} \quad (24)$$

式中,

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + g^2(z)}, \quad (25)$$

$$\left. \begin{array}{l} B_3 = \frac{[(1+t)L^2 - g(z)(L+g(z))]}{L^3[L+g(z)]}, \\ B_4 = \frac{(1+t)[2L+g(z)]}{L^3[L+g(z)]^2}. \end{array} \right\} \quad (26)$$

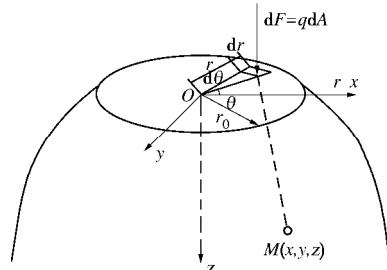


图 5 圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力分析模型

Fig. 5 Stress analysis model for granular medium foundation under circular vertical uniform load

于是, 下面将利用式 (24) 在荷载作用圆形域上进行积分以获得圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力求解方法。如图 5 所示, 设坚向均布荷载为 q , 均布荷载作用圆形域半径为 r_0 , 并以均布荷载作用圆形域中心为原点 O 建立直角坐标系 $Oxyz$, 取微元面积 $dA = r dr d\theta$, 微元集中力 $dF = qdA = qr dr d\theta$, 微元集中

力 dF 在地基任一点 $M(x, y, z)$ 引起的应力可利用式 (24) 获得, 可表示为

$$ds = [\Delta s_x, \Delta s_y, \Delta s_z, \Delta t_{xy}, \Delta t_{yz}, \Delta t_{zx}]^T, \quad (27)$$

式中,

$$\left. \begin{aligned} \Delta s_x &= \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g(z)B_5^2}{L^5} + (1-2m)B_7 \right] q r d r d q, \\ \Delta s_y &= \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g(z)B_6^2}{L^5} + (1-2m)B_8 \right] q r d r d q, \\ \Delta s_z &= \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g^3(z)}{L^5} - \frac{t(1-2m)g(z)}{L^3} \right] q r d r d q, \\ \Delta t_{xy} &= \frac{1}{2\pi k} B_5 B_6 \left[\frac{3g(z)}{L^5} - (1-2m)B_4 \right] q r d r d q, \\ \Delta t_{yz} &= \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g^2(z)B_6}{L^5} - \frac{t(1-2m)B_6}{L^3} \right] q r d r d q, \\ \Delta t_{zx} &= \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g^2(z)B_5}{L^5} - \frac{t(1-2m)B_5}{L^3} \right] q r d r d q, \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

式中,

$$L = \sqrt{B_5^2 + B_6^2 + g^2(z)}, \quad (29)$$

$$\left. \begin{aligned} B_5 &= (x - r \cos q), \\ B_6 &= (y - r \sin q), \\ B_7 &= B_3 - B_4 B_5^2, \\ B_8 &= B_3 - B_4 B_6^2. \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

于是, 利用式 (27) 或式 (28) 在圆形竖向均匀荷载作用域 A 上进行积分即可得到圆形竖向均匀荷载作用下散体地基影响范围内 (即半无限曲线圆台) 的应力解, 可表示为

$$s = [s_x, s_y, s_z, t_{xy}, t_{yz}, t_{zx}]^T = \iint_A ds. \quad (31)$$

亦可表示为

$$\left. \begin{aligned} s_x &= \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g(z)B_5^2}{L^5} + (1-2m)B_7 \right] q r d r d q, \\ s_y &= \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g(z)B_6^2}{L^5} + (1-2m)B_8 \right] q r d r d q, \\ s_z &= \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g^3(z)}{L^5} - \frac{t(1-2m)g(z)}{L^3} \right] q r d r d q, \\ t_{xy} &= \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} \frac{1}{2\pi k} B_5 B_6 \left[\frac{3g(z)}{L^5} - (1-2m)B_4 \right] q r d r d q, \\ t_{yz} &= \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g^2(z)B_6}{L^5} - \frac{t(1-2m)B_6}{L^3} \right] q r d r d q, \\ t_{zx} &= \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} \frac{1}{2\pi k} \left[\frac{3g^2(z)B_5}{L^5} - \frac{t(1-2m)B_5}{L^3} \right] q r d r d q. \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

值得注意, 在利用式 (32) 进行积分时, 须满足条件:

$$\sqrt{(x - r \cos q)^2 + (y - r \sin q)^2} \leq f(z). \quad (33)$$

当然, 如果点 $M(x, y, z)$ 在圆形竖向均匀荷载作用下散体地基影响范围以外 (即 $\sqrt{x^2 + y^2} > r_0 + f(z)$), 则 M 点的应力为

$$s_x = s_y = s_z = t_{xy} = t_{yz} = t_{zx} = 0. \quad (34)$$

对于基础中心线上各点应力, 可以在式 (32) 中令 $x=y=0$ 获得, 具体可表示为

$$\left. \begin{aligned} s_x &= s_y = \frac{q}{k} \left[\frac{1}{2} I^3 - \frac{3}{2} I + \frac{1}{2} (1-2m)(t-1)(1-I)+1 \right], \\ s_z &= \frac{q}{k} \left[-I^3 + t(1-2m)I - t(1-2m)+1 \right], \\ t_{xy} &= t_{yz} = t_{zx} = 0, \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

式中,

$$I = \frac{g(z)}{\sqrt{r_1^2 + g^2(z)}}, \quad (36)$$

$$r_1 = \begin{cases} f(z) & r_0 \geq f(z) \\ r_0 & r_0 < f(z) \end{cases}. \quad (37)$$

至此已获得在竖向集中荷载和圆形竖向均匀荷载作用下散体地基的应力分析方法。由此可以看出, 前述竖向集中荷载和圆形竖向均匀荷载作用下散体地基应力解中均包含一个未知函数 $f(z)$, 该函数反映散体地基在竖向荷载作用下的应力传递机理, 是本文地基应力求解的关键, 由于其与地基土工程性质密切相关, 受众多因素影响, 难以采用统一形式表示, 必须对此进行专门研究, 本文对此暂不作探讨, 留待以后再作专题研究。当然, 文献[5]已给出相关研究成果, 值得借鉴。

3 验证与讨论

前述已经建立出竖向集中荷载和圆形竖向均匀荷载作用下散体地基应力分析方法, 其合理性还需验证, 为此就算例 (在表面作用圆形竖向均匀荷载的地基) 分别采用本文方法、Boussinesq 解以及适合于散体介质分析的颗粒流分析软件 (PFC^{3D}) 进行对比分析。

3.1 验证分析

(1) 分析方案

散体地基表面作用圆形竖向均匀荷载 $q=200$ kPa, 均布荷载作用圆形域半径 $r_0=0.3$ m, 分别采用本文方法、Boussinesq 解和颗粒流数值分析方法 (PFC^{3D}) 进行对比分析。

(2) 数值分析参数确定

参考文献[21]中 Karlsruhe 细砂标定的颗粒力学参数, 具体情况见表 1。

表 1 Karlsruhe 细砂数值分析参数

Table 1 Parameters of numerical analysis of Karlsruhe fine sands			
数值分析 模型参数	数值	颗粒物理 力学参数	数值
颗粒数/个	58976	密度/(g·cm ⁻³)	2.65
平均半径/m	0.02	摩擦系数	3
最大/最小半径	2.2	法向刚度/(N·m ⁻¹)	1.5×10 ⁸
扩大系数	1.28	切向刚度/(N·m ⁻¹)	2.06×10 ⁸
测量球半径/m	0.04	孔隙率	0.38

(3) 散体地基应力传递影响范围函数 $f(z)$ 的确定

采用颗粒流数值分析软件对上述计算模型进行分析, 根据其分析所得应力分布采用拟合方法获得影响范围函数 $f(z)$,

$$r = f(z) = z / (0.7588 + 0.3073z) \quad (38)$$

依据上述分析方案和计算参数, 采用本文方法、Boussinesq 解和颗粒流数值分析方法获得了分布荷载中心线及水平截面的应力对比分析结果, 见表 2~4。

表 2 中心线 σ_z 对比分析

深度 <i>z/m</i>	计算方法	应力值/kPa		相对误差/%
		解析解	数值解	
0.2	Boussinesq 解	165.86	192.91	14.02
	本文解析解	200		3.68
0.4	Boussinesq 解	97.6	124.93	21.88
	本文解析解	132.28		5.88
0.6	Boussinesq 解	56.9	70.55	19.35
	本文解析解	74.78		6.00
0.8	Boussinesq 解	35.82	43.82	18.26
	本文解析解	46.36		5.80
1.0	Boussinesq 解	24.26	28.45	14.73
	本文解析解	31.5		10.72
1.2	Boussinesq 解	17.38	21.28	18.33
	本文解析解	23.02		8.18
1.4	Boussinesq 解	13.02	16.41	20.66
	本文解析解	17.8		8.47
1.6	Boussinesq 解	10.1	14.23	29.02
	本文解析解	14.38		1.05
1.8	Boussinesq 解	8.06	11.14	27.65
	本文解析解	12		7.72
2.0	Boussinesq 解	6.56	9.45	30.58
	本文解析解	10.3		8.99

表 3 水平截面 σ_z 对比分析 ($y=0$, $z=0.8$ m)

Table 3 Comparative analysis of σ_z on horizontal section ($y=0$, $z=0.8$ m)

<i>x/m</i>	计算方法	应力值/kPa		相对误差/%
		解析解	数值解	
0.2	Boussinesq 解	31.94	40.89	21.89
	本文解析解	42.80		4.67
0.4	Boussinesq 解	23.02	31.47	26.85
	本文解析解	34.00		8.04
0.6	Boussinesq 解	14.12	19.78	28.61
	本文解析解	21.96		11.02
0.8	Boussinesq 解	7.92	8.89	10.91
	本文解析解	9.26		4.16
1.0	Boussinesq 解	4.32	1.49	189.9
	本文解析解	1.50		0.67

表 4 水平截面 σ_z 对比分析 ($y=0$, $z=1.5$ m)

Table 4 Comparative analysis of σ_z on horizontal section ($y=0$, $z=1.5$ m)

<i>x/m</i>	计算方法	应力值/kPa		相对误差/%
		解析解	数值解	
0.2	Boussinesq 解	10.98	14.95	26.56
	本文解析解	15.64		4.62
0.4	Boussinesq 解	9.76	13.40	27.16
	本文解析解	14.82		10.60
0.6	Boussinesq 解	8.10	12.39	34.62
	本文解析解	13.58		9.60
0.8	Boussinesq 解	6.36	11.95	46.78
	本文解析解	12.08		1.09
1.0	Boussinesq 解	4.80	9.34	48.61
	本文解析解	9.82		5.14

3.2 讨论

针对拟定的计算方案, 采用 3 种方法分别对圆形坚向均布荷载作用下散体地基应力进行了分析与计算, 本文据此进行如下讨论:

(1) 由于颗粒流数值分析方法能较真实地反映散体介质的应力传递机理, 因此, 采用该方法进行分析最符合实际。所以, 本文以此方法所获结果作为比较分析的“真实值”, 当然, 它的真实性还是有限制的, 本文之所以这样处理仅仅是一种无奈的办法, 因为就目前研究水平而言, 尚找不到更能反映实际的分析方法。

(2) 采用本文方法所得应力分析结果比采用 Boussinesq 解所得应力分析结果更加接近数值方法分析结果, 说明本文方法比 Boussinesq 解更具合理性。

(3) 虽然本文方法分析结果更接近于数值分析结果, 但是, 两者之间仍然存在较大差距, 究其原因, ①数值分析结果未必能完全反映客观实际, 这主要与数值软件开发时所采用的计算技术与参数选用的合理性有关; ②本文方法建立时虽然考虑了散体介质应力传递的机理, 但是, 影响范围内土体仍被视为连续介质, 存在一定的不合理性。

(4) 采用本文方法进行分析时, $f(z)$ 的确定是关键, 本文进行验证分析时是通过数值分析结果采用拟合方法获得的, 其不适用于具体工程问题分析, 没有普遍适用性, 这使本文方法的工程应用受到限制, 因此, 对此应作更深入研究。

4 结 论

(1) 在现有散体介质应力传递机理研究上, 总结归纳出了坚向集中荷载作用下散体地基圆锥形影响范围边界曲面描述的统一模型, 揭示了坚向荷载作用下散体地基应力传递机理, 为坚向荷载作用下散体地基应力分析方法研究奠定了基础。

(2) 建立出了坚向集中荷载作用下散体地基应力

的解析方法, 为竖向分布荷载作用下散体地基应力分析方法研究创造了条件。

(3) 建立出了圆形竖向均布荷载作用下散体地基应力分析方法, 该方法较充分地反映了地基的散体介质特点。

(4) 通过工程算例的比较分析, 表明了本文方法的合理性与可行性。

参考文献:

- [1] 赵明华. 土力学与基础工程[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2000. (ZHAO Ming-hua. Soil mechanics and foundation engineering[M]. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2000. (in Chinese))
- [2] JANSSEN H A. Versuche Über getreide druck getreide druck in silozellen[J]. Zeitshrift des Vereines Deutscher Ingenieure, 1895, **39**(35): 1045 – 1049.
- [3] BOUCHAUD J P, CATES M E, CLAUDIN P. Stress distribution in granular media and nonlinear wave equation[J]. Journal de Physique I, 1995, **5**(6): 639 – 656.
- [4] CATES M E, WITTMER J P, BOUCHAUD J P, et al. Development of stresses in cohesionless poured sand[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London Series A, 1998, **356**(1747): 2535 – 2560.
- [5] DA SILVA M, RAJCHENBACH J. Stress transmission through a model system of cohesionless elastic grains[J]. Nature, 2000, **406**(6797): 708 – 710.
- [6] 孙广忠. 岩体力学基础[M]. 北京: 科学出版社, 1983. (SUN Guang-zhong. Rock mass mechanics foundation[M]. Beijing: Science Press, 1983. (in Chinese))
- [7] GENG J, HOWELL D, LONGHI E, et al. Footprints in sand: the response of a granular material to local perturbations[J]. Physical Review Letters, 2001, **87**(3): 035506-(1-4).
- [8] COPPERSMITH S N, LIUC H, MAJUMDAR S, et al. Model for force fluctuations in bead packs[J]. Physical Review E, 1996, **53**(5): 4673 – 4685.
- [9] LIU C H, NAGEL S R, SCHECTER D A, et al. Force fluctuations in bead packs[J]. Science, 1995, **269**(5223): 513 – 515.
- [10] MILLER B, O'HERN C, BEHRINGER R P. Stress fluctuations for continuously sheared granular materials[J]. Physical Review Letters. 1996, **77**(15): 3110 – 3113.
- [11] MUETH D M, JAEGER H M, NAGEL S R. Force distribution in a granular medium[J]. Physical Review E, 1998, **57**(3): 3164 – 3169.
- [12] RADJAI F, JEAN M, MOREAU J J, et al. Force distribution in dense two-dimensional granular systems[J]. Physical Review Letters, 1996, **77**(2): 274 – 277.
- [13] 韦珊珊. 土中应力分布传递规律的试验及测试技术研究[D]. 南宁: 广西大学, 2003. (WEI Shan-shan. Research on test, measuring and testing techniques of laws of stress distribution and transfer in soil[D]. Nanning: Guangxi University, 2003. (in Chinese))
- [14] 代志宏, 吴 恒, 张信贵. 附加应力在土体中传递分布的细观模型[J]. 工程地质学报, 2004, **12**(增刊): 73 – 78. (DAI Zhi-hong, WU Heng, ZHANG Xin-gui. The mesoscopic structure model of additional stress transfer in the soil[J]. Journal of Engineering Geology, 2004, **12**(S0): 73 – 78. (in Chinese))
- [15] 廖智强, 刘根保. 附加应力的概率式解答[J]. 岩土力学, 2015, **36**(8): 2223 – 2227. (LIAO Zhi-qiang, LIU Gen-bao. Probabilistic solution to additional stress[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(8): 2223 – 2227. (in Chinese))
- [16] 刘 源, 缪馥星, 苗天德. 二维颗粒堆积体中力的传递与分布研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(4): 468 – 473. (LIU Yuan, MIAO Fu-xing, MIAO Tian-de. Force distributions in two dimensional granular packs[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(4): 468 – 473. (in Chinese))
- [17] 蒋红英. 颗粒介质传力特性及其在岩土工程中的若干应用问题[D]. 兰州: 兰州大学, 2005. (JIANG Hong-ying. Transmission of force through granular matter and its several applications in geological engineering[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2005. (in Chinese))
- [18] 蒋红英, 苗天德, 鲁进步. 二维颗粒堆中力传递的一个概率模型[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(7): 881 – 885. (JIANG Hong-ying, MIAO Tian-de, LU Jin-bu. A probabilistic model for force transmission in two dimensional granular packs[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(7): 881 – 885. (in Chinese))
- [19] 孙其诚, 程晓辉, 季顺迎, 等. 岩土类颗粒物质宏-细观力学研究进展[J]. 力学进展, 2011, **41**(3): 351 – 371. (SUN Qi-cheng, CHENG Xiao-hui, JI Shun-ying, et al. Advances in the micro-macro mechanics of granular soil materials[J]. Advances in Mechanics, 2011, **41**(3): 351 – 371. (in Chinese))
- [20] 李遇春. 弹性力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LI Yu-chun. Elastic mechanics[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))
- [21] 常 在, 杨 军, 程晓辉. 砂土强度和剪胀性的颗粒力学分析[J]. 工程力学, 2010, **27**(4): 95 – 104. (CHANG Zai, YANG Jun, CHENG Xiao-hui. Granular mechanical analysis of the strength and dilatancy of sand[J]. Engineering Mechanics, 2010, **27**(4): 95 – 104. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707002

地表超载作用下盾构隧道劣化机理与特性

黄大维¹, 周顺华^{*2}, 赖国泉³, 冯青松¹, 刘林芽¹

(1. 华东交通大学铁路环境振动与噪声教育部工程研究中心, 江西 南昌 330013; 2. 同济大学道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804;
3. 中铁西北科学研究院有限公司, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 对某软土地区地铁盾构隧道进行了调研与分析, 发现盾构隧道在现有计算理论所允许的地表超载作用下极易发生横向变形超限, 并引发管片纵缝接头破损与渗漏水, 对此展开了模型试验、数值仿真及理论分析。研究表明: 地表均布超载导致的隧道附加竖向土压力并不是均匀分布, 且在隧道中心正上方一定范围内要大于地表均布超载; 隧道的穿越土层越软弱, 地表超载导致的隧道周围附加土压力对隧道结构抵抗横向变形越不利; 隧道发生椭圆变形过程中, 管片纵缝接头是管片环中的最薄弱部位。最后提出了软土地区盾构隧道采用“刚性衬砌”的设计理念, 并给出了加大管片纵缝接头强度与刚度的建议。

关键词: 盾构隧道; 地表超载; 模型试验; 管片接头; 劣化

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)07-1173-09

作者简介: 黄大维(1984-), 男, 博士, 讲师, 主要从事地下铁道与岩土工程相关研究。E-mail: 1110604@tongji.edu.cn。

Mechanisms and characteristics for deterioration of shield tunnels under surface surcharge

HUANG Da-wei¹, ZHOU Shun-hua², LAI Guo-quan³, FENG Qing-song¹, LIU Lin-ya¹

(1. Engineering Research Center of Railway Environmental Vibration and Noise, Ministry of Education, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China; 2. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China; 3. China Railway Northwest Research Institute Co., Ltd., Lanzhou 730000, China)

Abstract: The metro shield tunnel in soft soil area is investigated and analyzed. It is shown that overlarge transverse deformations of the shield tunnel are induced due to the surface surcharge, which is an allowable magnitude according to the current computational theories, and it brings about problems of breakage and leakage of longitudinal segment joints. Through the scaled model tests, numerical simulations and theoretical analyses, the research results show that the additional vertical earth pressure on shield tunnel induced by the uniform surface surcharge is not the uniform pressure, and the vertical earth pressure on the top of shield tunnel is larger than the uniform surface surcharge. The additional earth pressure around the shield tunnel caused by surcharge is more negative for preventing tunnel deformation as the tunnel passes through softer soil. The longitudinal segment joints are the weakest points on the segment ring in the process of transverse deformation. Finally, the design concept of rigid linings for shield tunnels in soft soil areas is proposed, and some suggestions for enhancing the strength and stiffness of longitudinal segment joints are given.

Key words: shield tunnel; surface surcharge; model test; segment joint; deterioration

0 引言

对某软土地区运营期地铁盾构隧道调研与分析表明, 在地表超载作用下盾构隧道极容易发生横向变形超限, 并由此引发管片接头破损与渗漏水。隧道结构的变形与内力是由隧道结构特性与周围地层特性共同决定的^[1], 因此, 对于特定的地层与盾构隧道结构, 有其特定的病害成因机理与结构劣化特性。盾构隧道在设计过程中, 为减小隧道结构的内力以减小管片配筋, 通过减小的盾构隧道横向刚度, 以加大隧道结构

横向变形, 从而使隧道获得水平抗力, 即所谓的“柔性衬砌”设计^[2](反之为“刚性衬砌”, 即隧道结构横向刚度较大, 在土压力作用下隧道横向变形较小, 但“柔性衬砌”与“刚性衬砌”并无定量的界定, 均为相对概念); 同时为了标准化施工, 对于同一环管片, 所有的管片纵缝接头采用近似相同的设计。然而, 上

基金项目: 国家自然科学基金项目(51608200, 51478353, 51368020)

收稿日期: 2016-06-27

*通讯作者 (E-mail: zhoushh@tongji.edu.cn)

述设计理念用于软土地区盾构隧道是否合理有待进一步分析。

本文对某软土地区盾构隧道在地表超载作用下导致的结构病害进行了调研与分析，并通过缩尺模型试验、数值仿真及理论分析，对地表超载作用下盾构隧道结构劣化机理与特性进行了分析，并提出了软土地区盾构隧道新的设计理念及相应的结构病害防治建议。论文成果可为已建盾构隧道的管控提供指导，并为新建盾构隧道的设计提供参考与借鉴。

1 地表超载导致的盾构隧道病害分析

1.1 地表超载导致的隧道病害案例

某软土地区盾构隧道采用通缝拼装，管片宽度为 1.2 m。管片采用高强混凝土模筑，其强度等级为 C55。单环隧道由 6 块管片组成，其分块方式及尺寸如图 1 所示。管片环的环向与纵向均采用 M30 直螺栓连接，其机械性能等级为 5.8 级。该软土地区地铁盾构隧道运营期结构变形与服役状态调研与分析表明，在地表堆载作用下隧道极易发生横断面变形超限，并由此引发隧道结构破损与渗漏水。通过与其他相同设计埋深的盾构隧道进行类比，并结合现有分析计算理论可知，绝大部分地表超载均为现有计算理论所允许的地表超载。类似的工程问题在以往研究中均已证实^[3-8]，以下通过 4 个工程案例进行说明（工程案例表述均为地铁公司提供的原始材料整理而成，存在个别信息不全现象）。

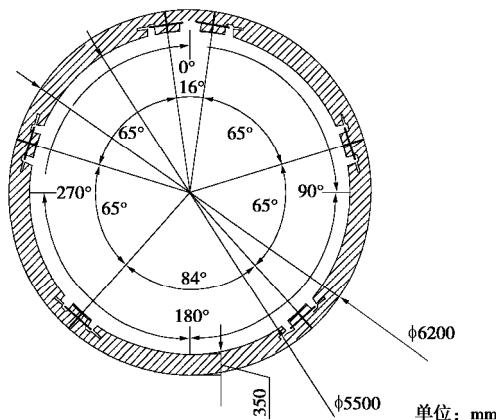


图 1 盾构隧道示意图

Fig.1 Diagram of shield tunnel

案例一：某区间盾构隧道顶部埋深为 7~16.6 m。2010 年 5 月中旬巡视发现地表有约 7 m 高的堆土，其横向与纵向约各为 300 m，导致上行线 560~600 环的隧道顶部纵缝张开，混凝土块脱落，螺栓明显露出；隧道结构内侧腰部纵缝处混凝土挤压开裂，渗漏水明显。隧道的水平向直径变形最大可达 194 mm，竖直向直径变形最大可达 147 mm，超出了盾构隧道结构

施工验变形收要求（施工验收规范的椭圆度规定为 31 mm）。

案例二：某区间盾构隧因地表堆土厚度约 4.1 m 而发生了较大的结构收敛变形（累计的最大水平直径变形达到 128 mm），并导致管片接缝渗漏水、漏泥漏砂和管片碎裂现象。根据持续监测数据分析表明，结构变形具有继续恶化的趋势。在地表堆载作用下，线路同时发生了约 15 mm 的沉降。

案例三：某区间盾构隧道在车站的一端，隧道穿越土层为④层淤泥质黏土，紧邻隧道的下卧土层总体为⑥层粉质黏土，紧邻隧道的上覆土层为④层淤泥质黏土与③层淤泥质粉质黏土，隧道顶部埋深为 8~12 m。在地表堆土作用下，隧道结构发生了严重的横椭圆变形，并导致盾构隧道发生了破损。

案例四：某地铁区间盾构隧道在施工完成后，且线路未投入运营，因地表堆土约 5~6 m（堆土范围为线路纵向约 86.4 m，垂直线路方向约 50 m），导致隧道结构发生了较大的横椭圆变形，堆土段的病害发生位置如图 2 所示。隧道的最大累计椭圆度为 103.8 mm，明显大于盾构隧道完成施工后的对椭圆度的要求。

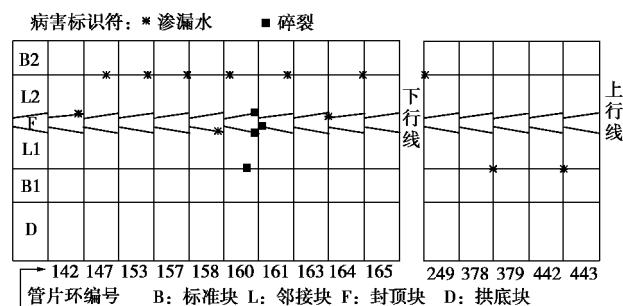


图 2 隧道结构病害位置示意图

Fig. 2 Diagram for location of structural disease of tunnel

1.2 地表超载导致的隧道病害特点

从上述案例及其他有据可查的资料分析来看，该软土地区通缝拼装盾构隧道在地表超载作用下极易发生横椭圆变形超限，甚至发生了结构破损与渗漏水。盾构隧道发生结构变形与病害主要呈现出如下特点：

(1) 发生病害的盾构隧道主要穿越极软弱土层，其土体具有含水率高、压缩模量小等特点，含水率为 45%~53%，压缩模量为 2~4 MPa。

(2) 盾构隧道拱顶部纵缝接头易出现螺栓外露（如图 3 (a) 所示），当变形进一步加大时将导致封顶块发生管片棱角破损（如图 3 (b) 所示），并同时发生结构渗漏水。

(3) 盾构隧道在拱腰部的纵缝接头部位极易发生接头渗漏水（如图 3 (c) 所示），当变形大到一定程度时，拱腰部的纵缝接头将发生内侧混凝土碎裂。

(4) 拱底部纵缝接头在隧道横断面变形过程中极

少发生结构破损与渗漏水。

上述关于管片纵缝接头的病害规律通过案例四中隧道结构病害统计结果也可以看出, 如图 2 所示。

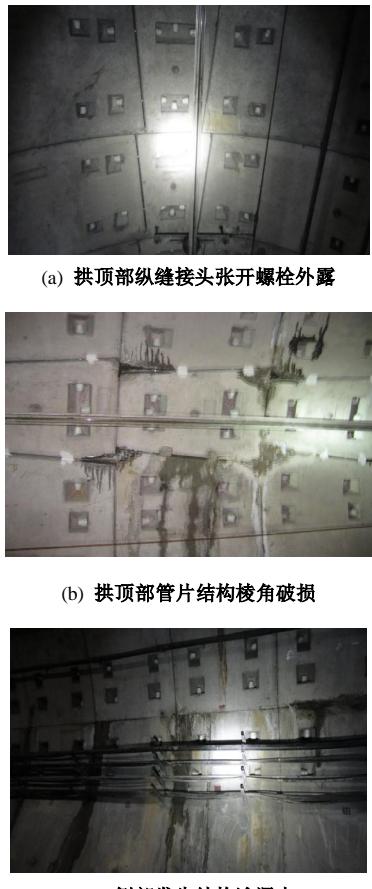


图 3 盾构隧道结构病害

Fig. 3 Disease of shield tunnel

2 盾构隧道变形与纵缝接头内力分析

地表超载作用下盾构隧道发生横椭圆变形与管片接头病害, 主要与超载过程隧道周围土压力及隧道结构内力变化有关。然而, 隧道周围的土压力进行现场量测十分困难, 且管片纵缝接头内力复杂, 为探明地表超载作用下盾构隧道变形机理与结构劣化特性, 采用缩尺模型试验、数值仿真及理论分析相结合开展相关研究。

2.1 室内模型试验

表 1 模型试验相似常数

Table 1 Similarity constants for model tests

物理量	相似关系	相似常数	物理量	相似关系	相似常数
几何尺寸	基本量	10	弯矩	$C_M = C_g \cdot C_l^4$	10000
重度	基本量	1	轴力	$C_N = C_g \cdot C_l^3$	1000
应变	C_e	1	弯曲刚度	$C_{EI} = C_l^4$	10000
应力	$C_s = C_l \cdot C_g$	10	轴向刚度	$C_{EA} = C_l^3$	1000
位移	$C_d = C_l$	10	剪切刚度	$C_{GA} = C_l^3$	1000
弹性模量	$C_E = C_l$	10			

综合权衡试验场地条件、试验尺寸大小对试验测试误差的影响, 以及试验的时间成本与经济成本, 确定了室内模型试验以几何相似常数 $C_l = 10$ (对应的几何相似比为 1:10) 和重度相似常数 $C_g = 1$ 作为相似设计基本量。根据模型试验相似基本定理, 并按弹性力学问题推导模型试验的相似常数, 得到了各物理量的相似常数如表 1 所示。根据图 1 的原型隧道结构, 在满足几何相似比时, 模型隧道外径为 620 mm, 宽度为 120 mm, 而模型隧道管片厚度以满足外力作用下产生相似的变形作为相似条件进行设计, 模型隧道管片环采用弹性模量为 2.7 GPa 的尼龙材料进行加工, 其厚度为 38.3 mm。隧道模型管片环纵缝接头设计见文献[9], 即采用开槽模型接头模拟管片纵缝接头。模型隧道管片环如图 4 所示。



图 4 模型隧道管片环

Fig. 4 Segment rings for shield tunnel model

本次模型试验采用细砂模拟隧道上覆土层与下卧土层, 采用橡胶粒模拟隧道穿越土层, 即模拟盾构隧道穿越软弱地层。因实际的土体的压缩模量是以压力为 100~200 kPa 时对应的压缩模量, 考虑到模型试验的相似比问题, 理论上模型土应该取压力为 10~20 kPa 时的压缩模量保持相似关系。为此, 通过改变压缩试验时的每级加载的质量, 即每级加载为原正常试验加载的 1/10。分别对细砂、橡胶粒进行了压缩试验, 得到细砂与橡胶粒在压力 10~20 kPa 时, 细砂的压缩模量约为 2.65 MPa, 橡胶粒的压缩模量约为 0.35 MPa, 对应代表的原型土的压缩模量分别为 26.5 MPa 与 3.5 MPa, 因此, 隧道穿越土层符合原型土压缩模量为 2~4 MPa。模型土的参数如表 2 所示。本次模型试验主要是分析地表超载作用下, 穿越软土地层盾构

隧道的顶部附加竖向土压力, 试验时采用橡胶粒模拟隧道穿越土层, 其压缩模量接近软土相似比的要求, 但其重度不满足相似比的要求, 即其重度偏小。因本次试验的目的是分析地表超载导致的隧道竖向土压力增量, 因此, 穿越土层的重度不满足相似比要求对分析地表超载导致的盾构隧道顶部附加竖向土压力影响较小。同理, 隧道上覆土层与下卧土层的力学性能不满足相似比要求对分析地表超载导致的盾构隧道顶部附加竖向土压力影响也较小。

模型槽长为 3 m(约为 $5D$, D 为模型隧道的外径); 宽为 1.1 m(约为 9 环隧道模型管片环的宽度); 高度为 2 m(约为 $3D$)。模型试验时, 将隧道下卧土层铺设约为 $0.5D$ 的细砂, 再将模型隧道吊入模型槽内, 随后采用逐层填土方式进行, 每层厚度约为 $0.25D$, 每加完一层土静置时间约为 24 h, 即让变形近似稳定。当填土至模型槽顶部后, 采用砂袋进行逐层堆载。模型试验如图 5 所示。

表 2 土体参数

Table 2 Parameters of soils

模型土	重度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 (kPa)	内摩擦 角($^\circ$)
细砂(含水率 7.0%)	18.0	10.137	29.20
橡胶粒(含水率 1%)	7.1	14.570	28.63



图 5 模型试验现场

Fig. 5 Model test field

图 6 (a) 为模型隧道变形实测结果, 在隧道上部覆土厚为 $2.75D$ 时, 水平变形为 16.9 mm , 竖向变形为 -19.1 mm , 即隧道呈现出横椭圆变形, 其椭圆度为 $58D\%$, 远大于施工验收规范规定的 $5D\%$ 。图 6 (b) 为隧道顶部不同覆土厚度时对应隧道顶层位置的竖向土压力(所有土压力盒布设在与第 5 环(共 9 环)管片的顶部及同一高度的水平位置, 由于土压力盒的数量有限, 未对称布置土压力盒)。从图中可以看出, 在隧道上部逐层堆土的过程中, 隧道顶层位置的竖向土压力出现了明显的分布不均匀现象, 即出现了“竖向土压力集中”。通过土体中埋设土体沉降刻度板, 并与固定在模型槽有机玻璃上的刻度尺对比即可读出土体的沉降, 隧道顶层位置(与上述土压力盒位于同一高

度)的土体沉降量如图 6 (c) 所示, 从图 6 (c) 可以看出, 隧道上部逐层堆土过程中, 隧道顶部土层出现了明显的不均匀沉降, 即隧道正上方土体沉降少, 其两侧的土体沉降多。分析表明, 导致隧道顶部土层沉降量不一致主要是因为隧道结构的竖向压缩量小于隧道两侧穿越土层的竖向压缩量, 也正是因为隧道上覆土层出现了不均匀沉降, 导致土体间产生剪应力, 从而使堆土荷载向下传递过程中向隧道上部转移, 使隧道顶部出现“竖向土压力集中”。由此可见, 地表均布超载导致的附加竖向土压力并不是均匀分布。

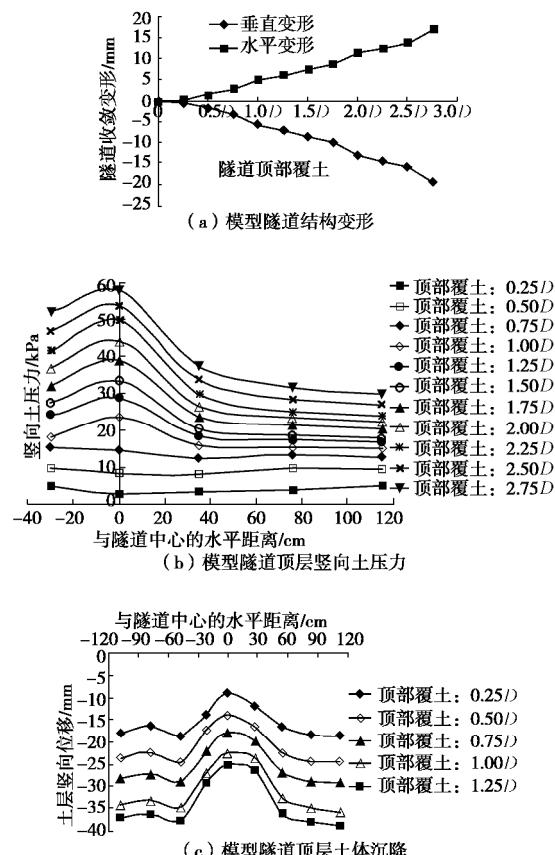


图 6 模型试验测试结果

Fig. 6 Measured results for model tests

2.2 数值仿真分析

利用 PLAXIS 有限元软件, 根据相似关系, 建立了室内缩尺模型试验对应的原型有限元数值模型。有限元模型中管片采用板单元, 管片纵缝接头参考先前发表的文献[9]所述的做法, 即采用局部抗弯刚度折减予以设计, 数值模型中纵缝接头参数如表 3 所示。管片与土的接触面设置了界面虚拟厚度 d_{inter} 为 0.1 m , 强度折减因子 R_{inter} 为 0.66 (刚性时强度折减因子 R_{inter} 为 1)。假设隧道周围土体为压缩模量 2.5 MPa 的软土, 隧道顶部埋深为 $1.5D$ (D 为隧道直径), 即隧道上覆土层厚度为 9.3 m , 隧道下卧土层厚度取约为 $5D$, 即隧道下卧土层厚度为 30 m 。数值模型按室内模型试验

相同的加载方式时, 图 7 (a) 与图 7 (b) 分别为隧道变形与隧道顶层位置的竖向土压力。由表 1 可知, 应力相似常数与位移相似常数均为 10, 图 7 (a)、(b) 分别与图 6 (a)、(b) 比较可知, 数值模型计算结果与室内模型试验实测结果总体保持良好的相似关系, 由此可见, 采用本数值模型展开数值分析是可行的。图 7 (b) 与图 6 (b) 比较可知, 数值模型隧道顶部的竖向土压力相对室内模型试验的 10 倍还稍有偏大, 主要与室内模型试验时模型槽的边界效应有关。

表 3 隧道有限元模型的纵缝接头参数

Table 3 Parameters of longitudinal segment joints for finite element model tunnel

接头位置	接头刚度 ($N \cdot M \cdot rad^{-1}$)	折减区中心角 ($^{\circ}$)	折减区模量 /MPa
拱顶部	3.4×10^7	4	2967.9
拱腰部	2.5×10^7	4	2231.7
拱底部	5.0×10^7	4	4199.4

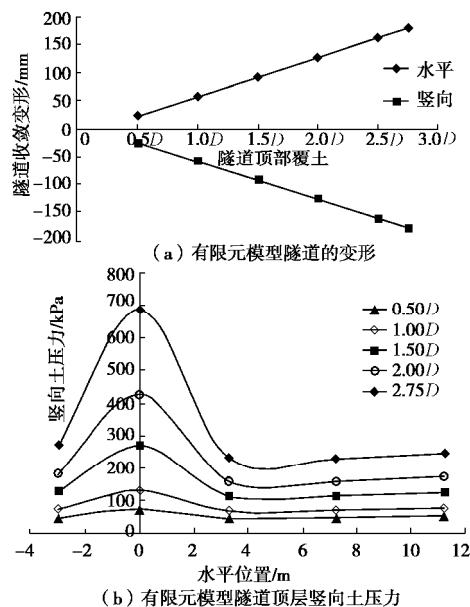


图 7 有限元仿真结果

Fig. 7 Finite element simulation results

为了分析地表超载作用下隧道穿越土层对隧道周围附加土压力的影响, 通过对上述数值模型改变参数, 即隧道上覆土层、穿越土层及下卧土层的厚度分别为 12, 6.4, 30 m。地表堆土按 2 m 考虑, 并换算为均布荷载 (土体重度取为 $18 kN/m^3$, 超载对应的均布荷载为 $36 kPa$)。隧道各土层情况及土体力学参数分别如表 4, 5 所示。

通过数值仿真, 分别得到了在 $36 kPa$ 的地表均布超载作用下导致的隧道附加变形与隧道周围附加土压力。在地表超载作用下, 方案 1 与方案 2 的隧道附加竖向收敛变形分别为 -11.10 , -5.90 mm, 附加水平收

敛变形分别 10.87 , 5.73 mm。由此可见, 在相同地表超载作用下, 隧道穿越土层越软弱, 地表超载导致的隧道结构附加椭圆变形越大。

表 4 地层中的土体情况

Table 4 Information of different soil grounds

方案	上覆土层	穿越土层	下卧土层
1	①	①	②
2	①	②	②

表 5 各土体的力学参数

Table 5 Parameters of soils

土体编号	$g / (kN \cdot m^{-3})$	c / kPa	$j / ({}^{\circ})$	E / MPa	m
①	17.6	9	16.5	3.36	0.26
②	18.5	4	30.5	12.26	0.31

图 8 (a) 为两种方案中地表超载导致隧道上半部分的附加竖向土压力 (土压力取自紧贴隧道外壁的土体)。若按现有分析理论, 软土地区盾构隧道的竖向土压力直接取为上覆土重 (即按土柱理论进行计算), 地表超载直接换算为相应的隧道上覆土层, 因此, 由地表均布超载导致的隧道附加竖向土压力则等于地表超载。然而, 从图 8 (a) 可以看出, 地表均布超载为 $36 kPa$ 时, 隧道结构受到的附加竖向土压力并不是传统理论认为的呈均匀分布状态, 而是在隧道中心正上方一定范围内大于 $36 kPa$, 而两侧小于 $36 kPa$ 。两种方案比较可知, 隧道穿越土层越软弱, 地表超载导致的隧道中心正上方一定范围内的附加竖向土压力越大, 也即地表超载导致的“隧道附加竖向土压力集中”现象越明显。图 8 (a) 中竖向土压力分布曲线在隧道中心正上方出现了凹陷, 主要与封顶块管片纵缝接头转动变形导致隧道在顶部出现了不圆滑变形有关, 从而影响到隧道与地层的相互作用力。

地表超载导致的附加水平土压力由两部分组成, 一是竖向土压力增加导致的侧向水平地层压力 (即: $s_h = I s_v$, s_h 为侧向水平地层压力; I 为侧压力系数; s_v 为竖向土压力), 另一部分是隧道水平直径增大导致的水平抗力 (即: $P = ky$, P 为水平抗力; k 为水平抗力系数; y 为隧道在相应位置对侧部土体的水平向挤压量)。图 8 (b) 为地表超载导致隧道侧部的附加水平土压力 (土压力取自紧贴隧道外壁的土体), 从图中可看出, 由于模型隧道并不是采用均质圆环模型, 而是考虑了管片纵缝接头, 因此隧道变形并不是圆滑的, 导致的隧道水平抗力并非圆滑; 此外, 由于图 8 (a) 中隧道中心正上方竖向土压力有“凹陷”现象, 导致对应的侧向水平地层压力从上往下也呈现出“先小后大再小”的趋势。由两种不同的隧道穿越土层方案比较可知, 隧道穿越土层越软弱, 地表超载导致的

隧道附加水平土压力越小。由附加水平土压力组成可知,当隧道穿越软弱地层时,土体的水平抗力系数越小^[10-13],对隧道产生水平抗力不利;同时隧道穿越土层越软弱,地表超载导致的“隧道附加竖向土压力集中”现象越明显,对应的隧道侧向水平地层压力将出现上大下小的趋势,对隧道抵抗横向变形更为不利。

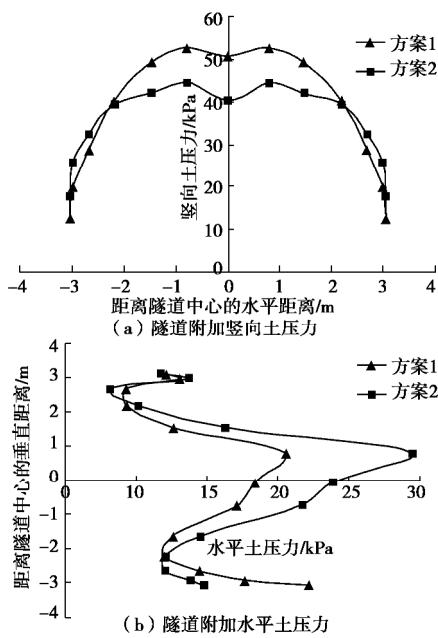


图 8 隧道附加土压力

Fig. 8 Additional earth pressures on tunnel

由两种不同的隧道穿越土层方案的隧道附加竖向土压力与水平土压力的比较可知,地表超载作用下,隧道穿越土层越软弱,对隧道结构抵抗横椭圆变形有两方面的不利:①超载导致的隧道中心正上方一定范围内的附加竖向土压力越大;②超载导致隧道中心正侧部一定范围内的附加水平土压力越小,而隧道发生横椭圆变形正是竖向土压力大于水平土压力所致。同时也说明,由于软土地层的水平地层抗力系数小^[10-13],通过隧道发生横向变形来增加水平抗力,以减小隧道弯矩从而减少隧道结构配筋(即“柔性衬砌”设计)的设计理念在软弱地区中并不合理。因此,在软土地区盾构隧道设计时,建议加大隧道结构的刚度。

2.3 管片纵缝接头内力与变形分析

由于实际工程中的管片纵缝接头位置的应力复杂,加上在数值仿真中管片纵缝接头采用局部刚度折减予以模拟^[9],在此利用数值模型中的方案1,隧道上覆层采用分层堆土方法进行,通过数值仿真得到管片纵缝接头位置的弯矩与轴力,再参照文献[14, 15]的计算方法得到螺栓的拉力、受压区混凝土应力及管片纵缝接头张开量。因为假设管片环处于正常使用阶段,因此在结构受力过程中认为混凝土与螺栓均处于

理想的弹性状态。根据管片设计参数可知:管片幅宽 b 为1.2 m,有效接触高度 h 为25 cm;拱顶部与拱底部接头的受压区外缘至管片距离 h_1 为10 cm,螺栓受拉有效高度 d 为15 cm;拱腰部接头受压区外缘至管片距离 h'_1 为15 cm,螺栓受拉有效高度 d' 为10 cm;螺栓总有效截面积 A_1 为1413.7 mm²,螺栓有效长度 l_0 为40 cm,管片与螺栓的弹性模量 E_c 和 E_s 分别为 3.55×10^4 MPa和 2.0×10^5 MPa,螺栓预紧力 T_0 为100 kN(根据单环足尺试验结果反分析所得)。图9为隧道在逐层堆载作用下的弯矩分布总体趋势图,若弯矩以外侧受拉为正,内侧受拉为负,则得到各接头在不同隧道上覆土厚度时的弯矩如图10所示。

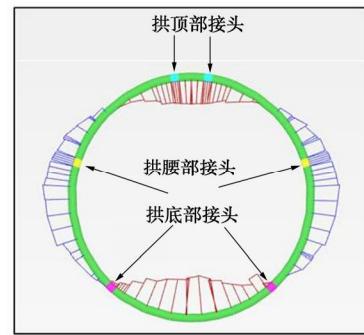


图 9 隧道弯矩总体分布图

Fig. 9 Distribution diagram of bending moments on segment ring

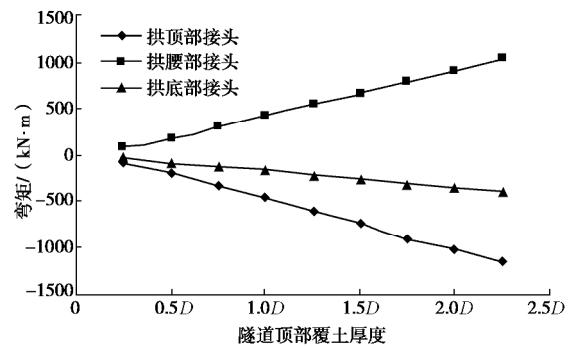


图 10 不同覆土厚度时接头处弯矩

Fig. 10 Bending moments on segment joint under surcharge

由图9,10可知,拱顶部接头与拱腰部接头刚好位于弯矩较大的位置;而拱底部接头所处位置接近正负弯矩拐点,因此拱底部接头在同一阶段承受的弯矩最小。图11为不同隧道上覆土厚度时各接头的螺栓拉力,尽管同一阶段拱顶部接头弯矩绝对值稍大于拱腰部接头弯矩,但由于拱腰部接头属于外张接头,相比拱顶部接头而言,螺栓距离受压区外边缘的距离要小,因此在同一阶段,拱腰部接头的拉力要稍大于拱顶部接头拉力,但总体比较接近。在同一阶段,拱底部接头螺栓拉力最小,且远小于拱顶部与拱腰部接头的螺栓拉力。

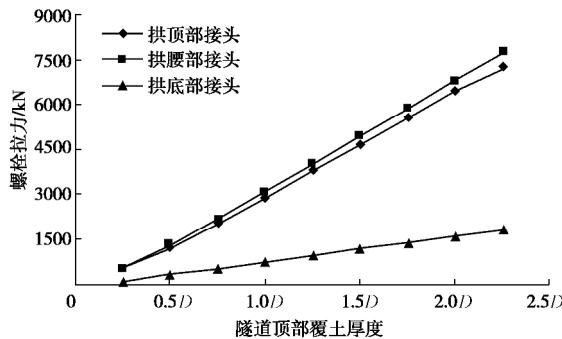


图 11 不同覆土厚度时接头螺栓拉力

Fig. 11 Axial forces on segment joint bolts under surcharge

图 12 为隧道顶部不同覆土厚度时管片纵缝接头张开角, 从图中可以看出, 同一阶段, 拱腰部接头的张开角最大, 其次分别为拱顶部接头与拱底部接头。拱腰部接头属于外张接头, 且管片采用外侧设置单道防水密封垫, 因此, 在地表超载过程中, 拱腰部接头最容易发生渗漏水。本文所得的计算结果与文献[6]通过数值仿真及几何简易分析方法所得结果较为接近。

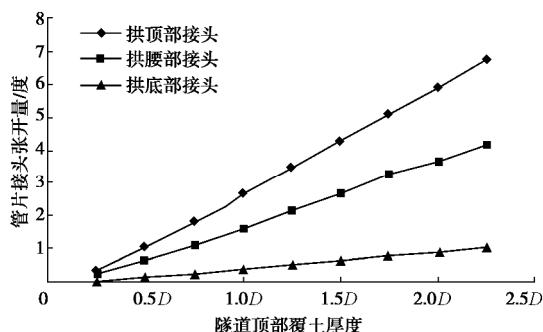


图 12 不同覆土厚度时接头张开量

Fig. 12 Opening of segment joints under surcharge

图 13 为不同上覆土厚度时接头部位的轴力, 图 14 为接头受压区混凝土的应力。从图 14 可知, 拱腰部接头受压区混凝土压应力最大, 主要原因如下: ①拱腰部接头轴力最大 (由图 13 可知); ②拱腰部接头位于弯矩较大的位置; ③拱腰部接头为外张接头, 螺栓距离受压区外边缘的距离要小于其他接头, 即轴力、弯矩及接头构造特点共同导致拱腰部接头受压区混凝土应力最大。而拱底部接头受压区混凝土应力最小, 这也是隧道在变形过程中, 拱底部接头极少发生破损的原因。

对于受压区混凝土应力, 虽然拱顶部接头小于拱腰部接头, 但由于拱顶块管片为封顶块, 管片采用纵向插入式, 为锥形设计, 且从图 9 可以看出, 拱顶部接头位于弯矩较大位置, 因此, 在隧道发生横椭圆变形时, 封顶块管片与其邻接块管片之间的接头应力复杂, 极易导致接头棱角应力集中, 从而导致隧道发生横椭圆变形过程中拱顶部接头出现管片棱角破损 (如图 3 (b) 所示)。

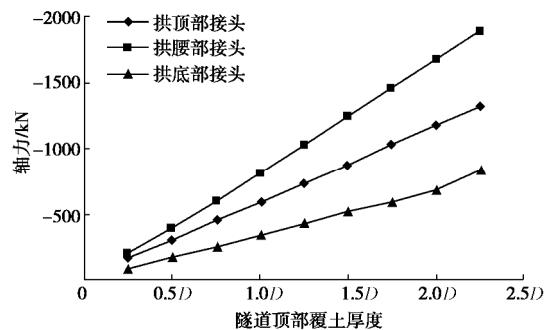


图 13 不同覆土厚度时接头部位的轴力

Fig. 13 Axial forces for segment joint under surcharge

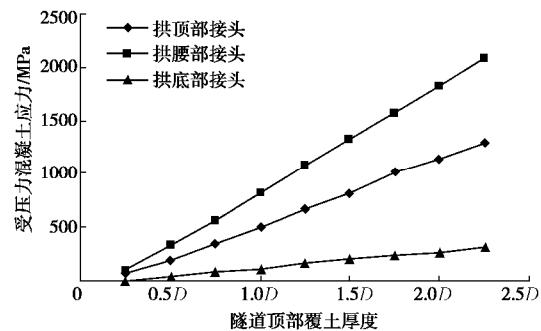


图 14 不同覆土厚度时接头受压区混凝土应力

Fig. 14 Compressive stresses on segment joint concrete under surcharge

3 盾构隧道劣化特性与病害防治

3.1 地表超载作用下盾构隧道劣化特性

根据工程案例、缩尺模型试验、数值仿真分析可知, 由于软土地区的地层特性, 以及该地区盾构隧道的管片分块方式、拼装方法、管片接头的构造特性等, 决定了该软土地区的通缝拼装盾构隧道在地表超载过程中隧道的劣化特性, 主要如下:

(1) 工程案例分析表明, 地表超载作用下软土地区盾构隧道极易发生横椭圆变形超限, 并引发结构破损与渗漏水。在盾构隧道横椭圆变形导致结构劣化的过程中, 管片纵缝接头是最薄弱部位, 即结构渗漏水与棱角破损主要发生在管片纵缝接头, 极少发生管片主截面开裂现象。

(2) 室内模型试验与数值分析表明, 在地表超载作用下, 由于地层的软弱性, 隧道结构与其两侧穿越土层竖向压缩不一致导致隧道上覆土层出现了不均匀沉降, 使隧道出现了“附加竖向土压力集中”现象, 且隧道中心正上方一定范围内的附加竖向土压力要大于地表均布超载。由此可知, 传统理论认为地表均布超载导致的隧道附加竖向土压力刚好等于地表均布超载是不合理的。

(3) 数值仿真分析表明, 当盾构隧道穿越软弱地层时, 在地表超载作用下, 隧道周围附加荷载对隧道

抵抗横向变形有两方面的不利:①隧道出现“附加竖向土压力集中”;②地层的水平抗力系数小,隧道水平直径增大过程中导致的水平地层抗力小。由先前的盾构隧道足尺试验反演分析表明,管片的纵缝接头抗弯刚度随着结构变形的增加而呈现出减小的趋势^[16],因此,为了减小管片结构的配筋,软土地区盾构隧道采用“柔性衬砌”设计来减小隧道结构的弯矩是不合理的。

(4)管片纵缝接头内力与变形分析表明,在地表超载作用下,拱腰部接头最容易发生结构渗漏水,在结构变形发展到一定程度时,将发生内侧受压区混凝土压碎;拱顶部接头最易发生棱角破损,进而引发结构渗漏水;拱底部接头是所有接头中受力最佳的管片纵缝接头。

3.2 地表超载下盾构隧道病害防治建议

由以上关于地表超载作用下软土地区盾构隧道劣化特性可知,导致结构劣化的因素是多方面的,为此针对性地提出以下病害防治建议:

(1)隧道的穿越土层越软弱,地表超载作用下隧道周围附加土压力对隧道结构抵抗横椭圆变形越不利。因此,地铁盾构区间选线设计过程中,在条件允许时应尽量使盾构隧道穿越压缩模量大的土层。

(2)因软土地层具有高压缩性与水平抗力系数小的特点^[10-13],隧道水平直径增大的过程中产生的水平抗力非常有限。因此,软土地区盾构应采用“刚性衬砌”设计理念,即尽量增大隧道结构的刚度。

(3)隧道发生横椭圆变形过程中,管片纵缝接头是最薄弱的部位,因此有必要加强管片纵缝接头设计。因拱腰部纵接头属于外张接头,建议通过合理设计将拱腰部纵缝接头防水密封垫改至内侧;同时将拱腰部纵缝连接螺栓孔外移,以提高纵缝接头的抗弯刚度。管片纵缝接头应该要根据管片结构受力特性进行设计,而不应为追求所谓的标准化施工而将所有的纵缝接头设计为构造形式相同。

(4)封顶块管片采用锥形设计的纵向插入式管片,管片纵缝与隧道纵向轴线不平行,隧道变形过程纵缝受力复杂。为减小封顶块管片纵缝接头弯矩,建议通过调整封顶块管片的大小与管片拼装位置,尽量使封顶块管片纵缝接头位于管片环弯矩较小的位置。

(5)纵缝接头受压区混凝土因局部应力集中极易发生混凝土碎裂,如图3(b)、图15(a)及图15(b)所示,为了加强管片纵缝接头,建议通过型钢对管片纵缝接头的棱边与棱角进行加强。

(6)管片纵缝接头通常情况下均采用2个连接螺栓,在结构内力较大时易发生螺纹拉流现象,如图15(c)所示。建议适当地增加管片纵缝接头的连接螺栓

数量,尤其对幅宽较大的管片,应考虑采用2个以上的纵缝连接螺栓。增加管片纵缝连接螺栓,不仅减小了单个螺栓的拉力,增加的接头的刚度与强度,同时对改善纵缝接头位置混凝土的应力也是有利的。



图15 接头受压区混凝土破坏与螺栓受拉破损

Fig. 15 Breakage of concrete in pressing area and thread of bolt for segment joints

4 结 论

(1)盾构隧道穿越软弱地层时,地表均布超载导致的隧道附加竖向土压力并不是均匀分布,且在隧道中心正上方一定范围内要大于地表均布超载。隧道的穿越土层越软弱,地表超载作用下隧道周围附加土压力对隧道结构抵抗变形越不利。

(2)盾构隧道发生横椭圆变形过程中,管片纵缝接头是最薄弱的部位。在地表超载作用下,该软土地区盾构隧道主要表现为拱腰部接头发生结构渗漏水,过大变形时将引发管片内侧棱边混凝土压碎;拱顶部纵缝接头发生棱角破损并引发结构渗漏水;拱底部接头极少发生破损与渗漏水。

(3)基于软土地层特性与盾构隧道结构特性,建议软土地区盾构隧道采用“刚性衬砌”设计理念,即尽量增大隧道结构的横向刚度,同时提高结构的强度。

(4)为提高影响盾构隧道使用功能的短板,建议加强管片纵缝接头的强度与刚度,如用型钢加强管片棱边与棱角;增加管片纵缝连接螺栓数量;区别化设计管片的内张接头与外张接头;优化管片环的分块方式与纵缝接头的位置等。

参考文献:

- [1] 张明告,周顺华,黄大维,等.地表超载对地铁盾构隧道的影响分析[J].岩土力学,2016,37(8): 2271-2278. (ZHOU

- Shun-hua, ZHANG Ming-gao, HUANG Da-wei, et al. Analysis of influence on subway shield tunnel under the surface surcharge[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2271 - 2278. (in Chinese))
- [2] 刘建航, 侯学渊. 盾构法隧道. 北京: 科学出版社, 1991. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Shield tunnel[M]. Beijing: Science Press, 1991. (in Chinese))
- [3] 王如路, 张冬梅. 超载作用下软土盾构隧道横向变形机理及控制指标研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1092 - 1101. (WANG Ru-lu, ZHANG Dong-mei. Mechanism of transverse deformation and assessment index for shield tunnels in soft clay under surface surcharge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1092 - 1101. (in Chinese))
- [4] 王如路. 上海软土地铁隧道变形影响因素及变形特征分析[J]. 地下工程与隧道, 2009, **1**: 1 - 6. (WANG Ru-lu. Factors influencing deformation of Shanghai soft soil metro tunnel and deformation analysis[J]. Underground Engineering and Tunnels, 2009, **1**: 1 - 6. (in Chinese))
- [5] 王如路, 贾 坚, 廖少明. 上海地铁监护实践[M]. 上海: 同济大学出版社, 2013. (WANG Ru-lu, JIA Jian, LIAO Shao-ming. Shanghai metro monitoring practice[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2013. (in Chinese))
- [6] 黄大维, 周顺华, 宫全美, 等. 钢管压入土体施工挤土机制与案例分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(1): 176 - 183. (HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, GONG Quan-mei, et al. Analysis of squeezing mechanism for jacked-in construction of steel pipe and project case[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(1): 176 - 183. (in Chinese))
- [7] 黄大维, 周顺华, 刘重庆, 等. 护壁套管钻孔灌注桩微扰动施工分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(4): 1103 - 1108. (HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, LIU Chong-qing, et al. Analysis of small disturbing construction of protective jacket tube for cast-in-situ bored pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(4): 1103 - 1108. (in Chinese))
- [8] 黄大维, 周顺华, 宫全美, 等. 软土地区地铁不同结构间差异沉降特点分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2013, **41**(1): 95 - 100. (HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, GONG Quan-mei, et al. Characteristic analysis of non-uniform settlement for Different structures of metro in soft soil districts[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2013, **41**(1): 95 - 100. (in Chinese))
- [9] 黄大维, 周顺华, 王秀志, 等. 模型盾构隧道管片纵缝接头设计方法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(6): 1068 - 1076. (HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, WANG Xiu-zhi, et al. Design method for longitudinal segment joints of shield tunnel model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(6): 1068 - 1076. (in Chinese))
- [10] 封 坤, 刘四进, 邱 月, 等. 盾构隧道地层抗力系数的修正计算方法研究[J]. 铁道工程学报, 2014(6): 62 - 67. (FENG Kun, LIU Si-jin, QIU Yue, et al. Research on the modified calculation method for ground resistance coefficient of shield tunnel[J]. Journal of Railway Engineering, 2014(6): 62 - 67. (in Chinese))
- [11] MOLLER S. Tunnel induced settlements and structural forces in linings[D]. Stuttgart: University of Stuttgart, 2006.
- [12] SCHMIDT B. Tunnel lining design-do the theories work[C]// Proceedings of the 4th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics. Perth, 1984.
- [13] HE Chuan, WANG Bo. Research progress and development trends of highway tunnels in China[J]. Journal of Modern Transportation, 2013(4): 209 - 223.
- [14] 孙文昊, 焦齐柱, 兰 宇. 盾构管片接头抗弯刚度影响因素研究[J]. 铁道工程学报, 2008(1): 66 - 71. (SUN Wen-hao, JIAO Qi-zhu, LAN Yu. Research on the factors influencing flexural rigidity of duct piece joint of shield tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008(1): 66 - 71. (in Chinese))
- [15] 孙文昊, 焦齐柱, 薛光桥, 等. 盾构隧道管片无衬垫接头抗弯刚度研究[J]. 地下空间与工程学报, 2008, **4**(1): 66 - 71. (SUN Wen-hao, JIAO Qi-zhu, XUE Guang-qiao, et al. Study on bending stiffness of no-liner segment joint in shield tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008, **4**(1): 66 - 71. (in Chinese))
- [16] 黄大维, 周顺华, 冯青松, 等. 通缝拼装盾构隧道横向刚度有效率计算方法及其影响因素[J]. 中国铁道科学, 2017, **38**(3): 47 - 54. (HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, FENG Qing-song, et al. Algorithm of transverse effective rigidity ratio for non-staggering installed shield-driven tunnel and its influential factors[J]. China Railway Science, 2017, **38**(3): 47 - 54. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707003

基于 K_0 固结排水卸荷应力路径试验粉土应力 – 变形特性研究

张坤勇^{1, 2}, 李广山^{1, 2}, 梅小洪³, 杜伟^{1, 2}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;
3. 江西省建筑设计研究总院, 江西 南昌 330046)

摘要: 针对开挖土体复杂卸荷应力路径, 按不同初始应力状态和卸荷应力比, 对南水北调南干渠粉质黏土开展了 K_0 固结排水卸荷应力路径试验。试样首先在不同围压条件下 K_0 固结稳定, 然后根据不同的轴向应力和径向应力卸荷比, 进行卸荷试验, 以模拟实际土体开挖过程中的应力路径。试验结果表明土体的应力应变特性与应力路径密切相关: 不同卸荷应力比条件下, 试样可能为压缩, 先伸长再压缩或者为伸长变形; 卸荷应力路径下压缩和伸长应力比临界值与初始固结状态和土性相关; 相同平均应力增量条件下, 卸荷应力比越小, 试样体积膨胀绝对值越大; 土体强度参数受加载方式和应力路径影响不大。试验结果和常规三轴试验有显著区别, 需要发展能够描述卸荷应力路径下的土体本构模型, 对开挖土体开展符合工程实际的应力变形分析。

关键词: 卸荷应力路径; K_0 固结; 应力比; 应力应变特性

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1182-07

作者简介: 张坤勇(1975-), 男, 副教授, 硕士生导师, 主要从事土的本构关系, 边坡稳定性分析等方面的教学和科研。E-mail: ky_zhang@hhu.edu.cn

Stress-deformation characteristics of silty soil based on K_0 consolidation and drainage unloading stress path tests

ZHANG Kun-yong^{1, 2}, LI Guang-shan^{1, 2}, MEI Xiao-hong³, DU Wei^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Jiangxi Province Architectural Design and Research General Institute, Nanchang 330046, China)

Abstract: Based on different initial stress states and unloading stress ratios, the unloading stress path drainage tests under K_0 consolidation are carried out on the silty clay sampled from the construction site of the South-to-North Water Diversion Project. The specimens are firstly consolidated with a given value of K_0 under different confining pressures. Then, to simulate the stress path at different locations of excavation soil, the stress decrements are applied from both the axial and the radial directions with different stress ratios. The test results show that the stress-strain behavior of soil is closely related to the stress path. Under different unloading stress ratios, the specimen may be compressed, elongated firstly and then compressed or elongated. The critical value of unloading stress ratio determining compression and extension is determined by the initial consolidation state and soil properties. With the decrement of the unloading stress ratio, the value of volume dilation increases. The tests also verify that the loading mode and stress path have little effect on the strength parameters. The characteristics observed from the tests are significantly different from those of the conventional triaxial test results. It is necessary to develop a proper constitutive model, which can describe the unloading stress path of the soil, and to carry out the stress and deformation analysis of the excavation soil.

Key words: unloading stress path; K_0 consolidation; stress ratio;
stress-strain behavior

0 引言

中国目前正处于大规模基础建设时期, 地下空间

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41530637); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2015B17714); 留学回国人员科技活动择优资助经费项目(2016-B10015)
收稿日期: 2016-04-05

开发过程中的基坑工程、调水工程中的输水渠道和航道边坡、西部大开发中的公路铁路路堑, 都广泛存在着由于开挖卸荷引起的土体变形及稳定问题, 开挖引起的变形和稳定性问题是土木、水利、交通工程建设中常见的岩土工程问题。开挖过程中对应的土体应力变形特性和简单加载条件下有很大不同^[1-2]。长期以来, 边坡、深基坑等开挖工程的数值分析与设计计算所采用的土体强度和变形参数均通过轴向加荷试验方法获得, 缺乏相应的卸荷试验资料和数据, 忽略了开挖中的实际应力路径^[3], 用常规加载试验所得参数和模型计算开挖引起的应力变形单必产生较大误差。土的应力应变关系具有典型的应力路径相关性, 研究不同卸荷应力路径下土体的力学特性, 对开挖工程应力变形分析具有重要的工程应用价值, 同时对深化土的基本特性研究也有较强的理论研究意义。

自 Lambe^[4]提出应力路径概念以来, 国内外已有很多学者针对不同类型岩土材料开展了不同应力路径的试验研究。Nagaraj^[5]、王瑞红等^[6]对砂土的研究表明砂土的应力-应变状态与应力路径有关。刘国彬等^[7]对软土的室内应力路径试验研究表明: 软土卸荷模量远大于常规三轴试验所获得的压缩模量或弹性模量, 应力路径对软土的模量影响非常显著, 并建立了考虑应力路径影响的卸荷模量计算公式。郑卫锋等^[8]用三轴数字图像测量技术测试仪器对原状粉质黏土的基坑开挖卸荷进行了研究, 认为经历侧向卸荷应力路径的土体强度小于常规三轴试验所得强度。梅国雄等^[9]利用平面应变仪对南京江浦区某基坑粉质黏土进行了平面应变侧向卸荷试验, 得到侧向应力与侧向应变关系曲线的双曲线关系, 并在邓肯-张模型基础上推导了侧向应力-侧向应变关系模型。曾玲玲等^[10]通过固结不排水剪应力路径试验分析了广州南沙典型软土在不同固结条件下的力学特性, 试验结果表明, 不排水条件下的有效应力路径主要与土样初始固结状态有关, 而同一固结状态下的有效应力路径具有唯一性。陈林靖等^[11]采用三轴仪对福州市区某基坑影响范围内典型饱和软土进行了系列应力路径试验, 对室内正常固结和相同围压下 K_0 固结的试样剪切试验结果进行了比较, 表明二者在变形和强度上均存在较大差异。殷杰等^[12]通过 GDS 三轴仪对土样进行了 K_0 固结排水应力路径试验。结果表明, 应力路径对不扰动土样的体积变形和剪切变形均有显著影响, 且球应力和偏应力对土的体应变和剪应变存在交叉影响。张春进等^[13]利用 GDS 应力路径三轴仪, 分别在 60, 120, 200 kPa 围压下对宁波淤泥质黏土进行增 p 、等 p 及减 p 3 种应力路径试验。认为不同应力路径对土体的应力-应变特性

影响不大。增 p 、等 p 及减 p 三种应力路径试验中土体应力-应变特性均呈弱软化型。等 p 、减 p 应力路径试验中土体达到屈服时的轴向应变较增 p 时稍大一些。

本文针对南水北调穿黄工程南干渠粉质黏土, 采用 GDS 应力路径三轴仪, 开展了一系列的应力路径试验, 研究 K_0 固结排水条件下土体的应力变形特性, 为建立卸荷应力路径下的本构模型提供试验依据。

1 试验设计

1.1 应力路径分析

基坑、渠道和边坡开挖与一般堆填加载条件下岩土工程的区别在于相对开挖面不同位置土体单元所经历的应力路径有很大不同。开展符合工程实际的土体开挖卸荷变形特性试验研究, 首先要对开挖卸荷条件下开挖土体不同位置应力变形特征进行分析。根据开挖土体和开挖面相对位置的不同, 可以将边坡或基坑开挖影响区域划分为 3 个部分^[14], 如图 1 所示。

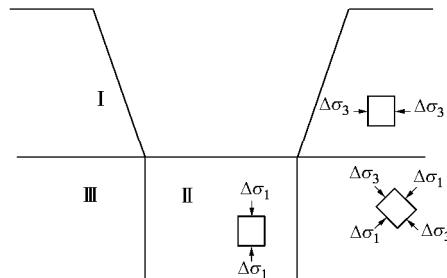


图 1 开挖边坡或基坑示意图

Fig. 1 Schematic diagram of excavation slope or foundation pit

I 区: 随着土体的开挖, 开挖面附近土体发生侧向位移, 这部分土体的水平方向正应力减小, 竖向正应力基本不变, 可以认为水平向正应力处于静止侧压力和主动土压力之间。

II 区: 随着上部土体的开挖, 这部分土体的上覆压力不断减小, 竖向正应力减小, 水平向正应力一般认为不变。

III 区: 此区处于开挖过渡区, 应力状态较 I 区和 II 区更为复杂, 这部分土体的应力状态随该点离坑角距离不同而不同, 一般认为竖向正应力减小, 水平向正应力也同时减小。

图 1 中给出的开挖边坡或基坑工程中 I 区所对应的侧向卸荷应力路径 (图 2 中的 OA 应力路径) 以及 II 区所对应的轴向卸荷应力路径 (图 2 中的 OE 应力路径), 已有大量研究, III 区应力路径试验研究较少^[15]。本文主要针对图 2 中 OC 以下的应力路径的土体变形规律进行试验。 OC 以下应力路径表示轴向卸荷幅度大于侧向卸荷幅度, 取其中几个特定值对应的应力路

径进行试验研究。

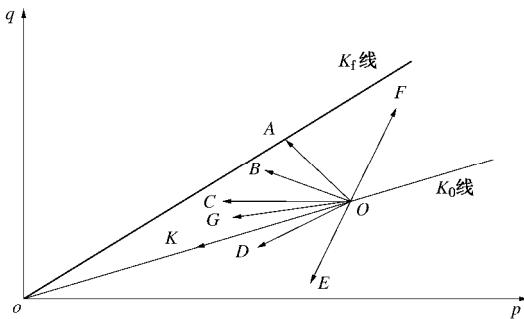


图 2 开挖卸荷应力路径示意图

Fig. 2 Schematic diagram of unloading stress paths of excavation

1.2 试验设备

本文试验采用 GDS 标准应力路径三轴试验仪, 试样规格为高度 $H=80$ mm, 直径 $D=39.1$ mm。轴压传感器量程 4 kN; 压力室压力量程为 1700 kPa; 孔压传感器量程 3447 kPa; 位移传感器量程为 50 mm; 控制器排水体积精度为 1 mm^3 。控制器的各项控制参数如下: 工作压力量程为 2 MPa; 体积量程为 $2 \times 105 \text{ mm}^3$; 体变精度为 1 mm^3 ; 压力分辨率为 1 kPa。

1.3 试验方案

本文试验所用土样取自南水北调穿黄河工程南干渠段, 设计桩号 2+300 处, 取土深度 3 m。所在土层土体呈棕褐色, 呈粉土性状。物理力学参数见表 1。

表 1 试验土样物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil samples

风干含水率	湿密度 r / $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	干密度 r_d / $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	比重 G_s	孔隙比 e	液限 w_L /%	塑限 w_p /%	塑性指数 I_p
0.1	1.85	1.36	2.70	1.028	37	27	10

依据《土工测试技术》制取直径为 39.1 mm, 高度为 80 mm 的试样^[16]。由于本文所用土料为粉质黏土, 黏性较低, 没有砂土的渗透性好, 因而难以像黏性土那样进行抽气饱和后装样, 抽气饱和后极易坍塌, 而 GDS 三轴仪的装样过程又难以避免扰动试样。因此, 不进行常规的抽气饱和, 而是装样后再进行抽气饱和。装样时, 将霍尔效应径向传感器安装在土样的中部, 为了尽量避免对土样的扰动, 在传感器的两个径向固定板上涂防水胶, 使其紧紧黏在土样外侧的橡胶膜上, 然后用两根细橡皮筋分别绑在传感器上下两个固定板上。抽气饱和见图 3, 饱和步骤如下:

(1) 试样安装完毕后, 连接真空泵和饱和缸, 用塑料管连接饱和缸通水阀门与压力室反压阀门, 关闭饱和缸通水阀门和压力室反压阀门。在孔压阀门上连接塑料管, 装满水, 打开孔压阀门。

(2) 开启真空泵, 打开反压阀门使试样和饱和缸连通, 抽取饱和缸内空气, 当饱和缸内真空间度达到一

个大气压并维持一段时间后停止抽气。

(3) 关闭真空泵和饱和缸的真空泵阀门, 开启通水阀门, 由于试样内外气压差的作用, 孔压阀门管内水被吸入试样土体, 试样内充满水后, 水便从反压阀门进入饱和缸, 当试样流入水量和流出水量平衡时, 试样接近饱和。

(4) 抽气饱和后, 为使试样进一步饱和, 进行反压饱和, 反压饱和时, 保持围压比反压大 20 kPa, 经过反压饱和后试样饱和度超过 0.96, 饱和完成。



图 3 抽气饱和装置

Fig. 3 Vacuum saturation devices

为模拟土体初始应力状态, 在卸荷试验前先进行 K_0 排水固结。利用 GDS 自带的 K_0 固结控制模块, 按照试验方案施加围压, 施加速率为 10 kPa/h; 轴压根据所施加的围压进行自动跟踪同步施加。在固结过程中通过霍尔效应径向传感器测量土样直径, 并保持试样径向应变(即侧向应变)为 0。固结过程中所产生的孔隙水压力消散为 0, 认为固结完成。通过试验获得该土样 K_0 值约 0.5。土样的卸荷应力路径在 GDS 高级加载模块中按表 2 中的卸荷应力比 R ($\Delta s_a / \Delta s_r$, Δs_a 为轴向应力增量; Δs_r 为径向应力增量) 进行应力路径设置。

表 2 卸荷应力路径试验方案

Table 2 Unloading stress paths

路径	围压 s_r /kPa	轴压 s_a /kPa	卸荷应力比 R ($\Delta s_a / \Delta s_r$)
OC	100	200	1
	200	400	
	300	600	
	400	800	
OG	100	200	1.5
	200	400	
	300	600	
	400	800	
OK	100	200	2
	200	400	
	300	600	
	100	200	
OD	200	400	4
	300	600	
	100	200	
	200	400	
OA	300	600	0
	100	200	
	200	400	
	400	800	

试样在卸荷过程中, 按固结时围压的 1/10 分级减小, 在减小围压的同时, 轴压按试验方案中的卸荷比例进行同步卸荷, 以模拟开挖土体开挖过程, 卸荷速率为 10 kPa/h; 卸荷变形稳定标准为每小时变形量不超过 0.01 mm; 当卸荷至某级压力时, 应变速率急剧增加, 变形无法稳定则试样破坏。试验过程中仪器自动采集试样体积应变、轴向应变、径向应变等试验数据。

2 试验结果及分析

2.1 偏应力-轴向应变关系

为比较不同卸荷应力路径下土体变形规律, 绘制偏应力 q ($\Delta s_a - \Delta s_r$) 与轴向应变 e_a 的关系曲线。图 4~7 给出了不同围压条件下 (100, 200, 300, 400 kPa), 不同卸荷应力比 ($R=1.5, R=2, R=4$) 的偏应力 q 与轴向应变 e_a 之间的关系曲线。

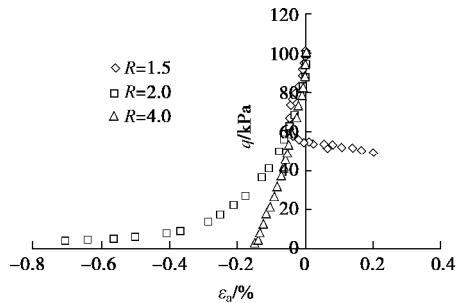


图 4 围压 100 kPa q - e_a 关系曲线

Fig. 4 q - e_a curves under confining pressure of 100 kPa

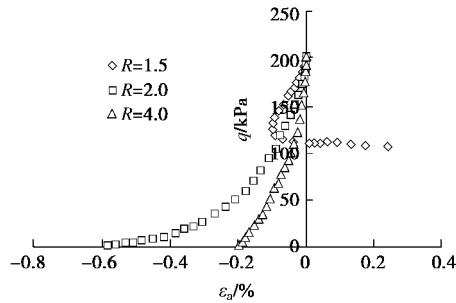


图 5 围压 200 kPa q - e_a 关系曲线

Fig. 5 q - e_a curves under confining pressure of 200 kPa

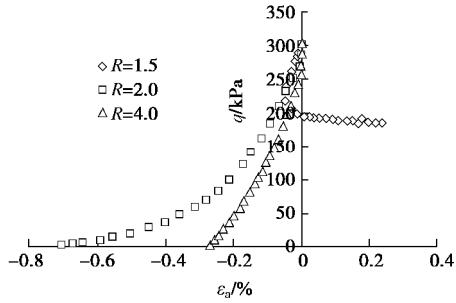


图 6 围压 300 kPa q - e_a 关系曲线

Fig. 6 q - e_a curves under confining pressure of 300 kPa

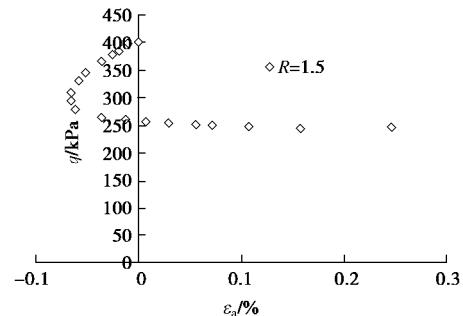


图 7 围压 400 kPa q - e_a 关系曲线

Fig. 7 q - e_a curves under confining pressure of 400 kPa

通过上述不同卸荷应力路径、不同围压下偏应力和轴向应变关系曲线可以看出, 不同卸荷应力路径下, 应力应变关系曲线有显著不同^[17]。

当卸荷应力比 $R=1.5$ 时, 试样出现先伸长后压缩, 这是本文试验出现的特殊现象。分析原因如下: 因卸荷初期轴向卸荷量较大, 所以出现一定的回弹。卸荷到一定程度时, 围压很小, 而此时大主应力和小主应力的比值很大, 围压不足以支撑试样的稳定, 从而发生剪切破坏。卸荷应力比 $R=2$ 和 $R=4$ 的卸荷应力路径下, 试样一直为伸长状态, 且应力应变关系曲线近似为双曲线形式, $R=2$ 对应的轴向回弹值大于 $R=4$ 对应的轴向回弹值。这是由于本文试验轴向应力只能卸到与侧向应力相等, 即偏应力只能卸到零, 不能小于零。而 $R=2$ 对应的路径在偏应力卸到零时围压更小, 从而回弹值更大。

2.2 体积应变-平均有效应力增量关系

体积应变是研究土体变形规律的重要因素之一, 因而对不同卸荷应力路径下体积应变和平均有效应力增量关系进行研究。给出不同卸荷应力路径, 不同围压 (100, 200, 300, 400 kPa) 下体积应变 e_v 和平均有效应力增量 Δp 关系曲线见图 8~11。其中体积应变以压缩为正。

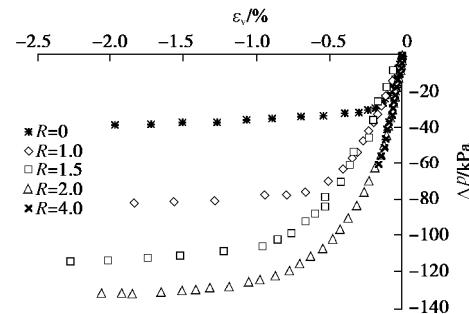


图 8 100 kPa e_v - Δp 关系曲线

Fig. 8 e_v - Δp curves under confining pressure of 100 kPa

由图 8~11 可知, 不同卸荷应力路径、不同围压下土体都发生体胀; 相同体变条件下卸荷应力比越大对应的平均应力增量绝对值越大, 也就是说相同平均

应力增量条件下, 卸荷应力比越小, 对应的体积膨胀绝对值越大。

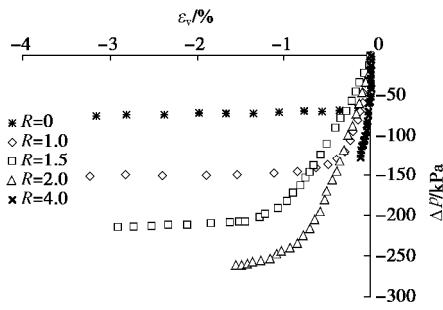


图 9 200 kPa e_v - Δp 关系曲线

Fig. 9 e_v - Δp curves under confining pressure of 200 kPa

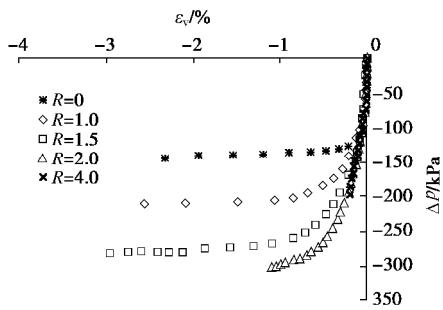


图 10 300 kPa e_v - Δp 关系曲线

Fig. 10 e_v - Δp curves under confining pressure of 300 kPa

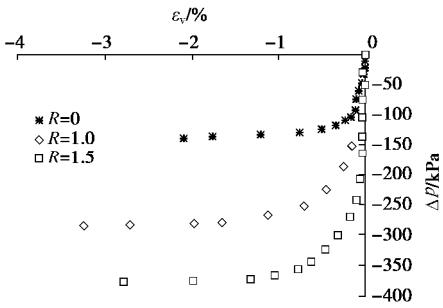


图 11 400 kPa e_v - Δp 关系曲线

Fig. 11 e_v - Δp curves under confining pressure of 400 kPa

2.3 不同卸荷条件下强度特性

以上对卸荷应力条件下偏应力和轴向应变关系、体变和轴向应变关系进行了分析, 主要是从变形规律方面探讨卸荷应力路径下土体的应力应变特性。工程实践中, 除了关心开挖卸荷引起的土体位移, 开挖过程中基坑或边坡的稳定性更是开挖工程的重中之重。下面从土体强度方面探讨卸荷应力路径下土体的强度特性。图 12~15 给出不同卸荷应力路径下土体单元莫尔应力圆和破坏强度包线图。可以看出, 不同应力路径试验得到的强度参数差别不大, 由于本文试验是固结排水试验, 得到的参数为有效应力强度参数。不同应力路径试验结果说明, 应力路径对有效应力强度指标影响不大, 这和有效应力强度指标的唯一性理论是

一致的。根据有效应力原理, 土的抗剪强度唯一地决定于破坏面上的法向有效应力, 而与加载方式、排水条件及应力路径等均无关。

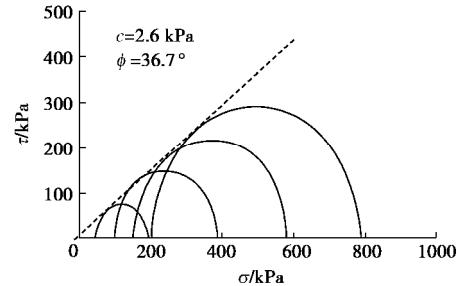


图 12 $R=0$ 莫尔应力强度包线

Fig. 12 Mohr stress intensity envelope for $R=0$

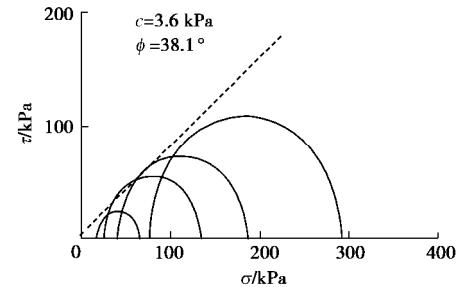


图 13 $R=1$ 莫尔应力强度包线

Fig. 13 Mohr stress intensity envelopes for $R=1$

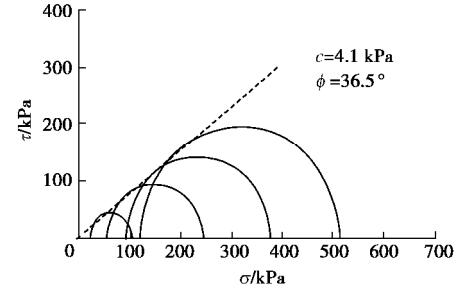


图 14 $R=1.5$ 莫尔应力强度包线

Fig. 14 Mohr stress intensity envelopes for $R=1.5$

2.4 压缩、伸长临界值

由本文试验可知, 当卸荷应力比 $R=0$ 和 $R=1$ 时, 试样为压缩状态, 区别在于 $R=1$ 卸荷初期变形较慢, 当卸荷到围压较小时, 摩尔应力圆离破坏包线越来越近, 土体变形急剧增大, 直至剪切破坏。郑刚等^[18]对天津第一海相层底部粉质黏土进行了 $R=0$, $R=2$, $R=4$, $R=\infty$ 的卸荷试验, 发现试样出现压缩还是伸长不仅取决于轴向和侧向的卸荷应力比, 而且与初始固结状态有关。如果初始固结状态是等向固结, 则压缩区和伸长区分界线为 $R=1$ 所对应的应力路径, 此时为文献[18]所给出的轴向压缩和伸长界限标注, 划分的压缩、伸长分界线应力路径如图 15。从本文试验结果可知, 对初始 K_0 固结的卸荷应力路径 $R=1$ 并非压缩伸长区分界值, 这和文献[18]所给出等向固结试验条件下压缩伸长临界应力比 $R=1$ 的结论不同。

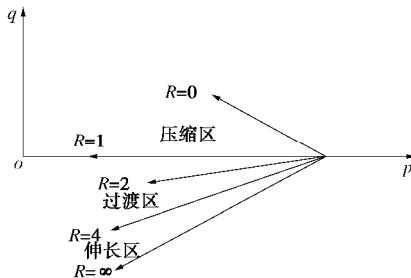
图 15 等向固结试验伸长、压缩区分界线应力路径示意图^[18]

Fig. 15 Stress paths for boundary between elongation zone and compression zone for isotropic consolidation tests

本文试验可以得出, 静止侧压力系数 K_0 的倒数 $1/K_0$ 为压缩伸长分界值, 当卸荷应力比 R 大于 $1/K_0$ 时, 试样伸长, 当卸荷比应力 R 小于 1 时, 试样压缩。当卸荷应力比 R 介于 1 与 $1/K_0$ 之间时, 试样表现为先伸长再压缩, 此为过渡区, 见图 16。刚开始卸荷时, 因为轴向卸荷值稍大于侧向卸荷值, 此时试验会出现伸长现象, 当卸荷到一定程度时, 由于围压较小, 而由前文试验曲线可知此时主应力比很大, 试样不足以承受那么大的偏应力, 此时试样会发生侧向膨胀, 直到剪切破坏。不同初始固结状态, 不同卸荷条件下试验现象不同, 造成这种复杂变形规律的原因在于应力路径的不同。

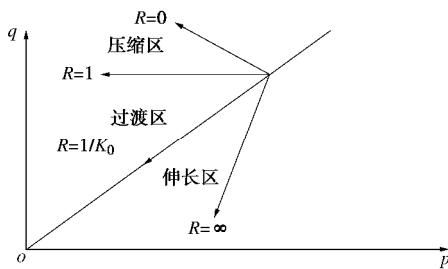
图 16 K_0 固结试验伸长、压缩区分界线应力路径示意图

Fig. 16 Stress paths for boundary between elongation zone and compression zone for K_0 consolidation tests

3 结论与建议

本文通过分析开挖卸荷土体不同位置的典型应力路径, 应用 GDS 应力路径三轴仪开展不同卸荷应力路径下 K_0 固结排水卸荷试验, 得到以下试验结果:

(1) 试验得到不同围压条件不同应力路径下的应力应变关系, 不同卸荷应力路径下, 应力应变关系曲线有显著不同, 试样可能为压缩, 先伸长再压缩, 或者为伸长变形。

(2) 分析了不同卸荷应力路径下平均有效应力增量和体积应变的关系, 不同卸荷应力路径下试样都表现为体积膨胀, 不同应力路径对应的体积膨胀值不同, 相同体变条件下卸荷应力比越大对应的平均应力增量

绝对值越大。

(3) 分析了土体强度参数与卸荷应力路径的关系, 验证了强度参数受应力路径影响不大。

(4) 通过本文试验探讨了卸荷压缩和卸荷伸长的临界值, 压缩和伸长临界值与初始固结状态有关: 静止侧压力系数 K_0 的倒数 $1/K_0$ 为压缩伸长分界值, 当卸荷比 R 大于 $1/K_0$ 时, 试样伸长; 当卸荷比 R 小于 1 时, 试样压缩; 当卸荷比介于 1 与 $1/K_0$ 之间时, 试样表现为先伸长再压缩。

开挖应力路径下的土体应力应变关系和常规三轴压缩试验结果有很大不同。为合理描述开挖应力路径的土体变形, 需要在室内试验基础上, 发展能够反映不同卸荷应力路径下的土体本构模型, 开展数值模拟, 从而对开挖土体的应力和变形规律进行合理描述。

参考文献:

- [1] 张艳刚, 张坤勇, 史桥臻. 开挖卸荷土体本构模型研究方法[J]. 水利与建筑工程学报, 2010, 8(4): 40 - 43. (ZHANG Yan-gang, ZHANG Kun-yong, SHI Qiao-zhen. Research method of constitutive model for excavation unloading soil mass[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2010, 8(4): 40 - 43. (in Chinese))
- [2] 童华炜, 邓袆文. 土体 K_0 固结-卸荷剪切试验研究[J]. 工程勘察, 2008(5): 13 - 16. (TONG Hua-wei, DENG Hui-wen. K_0 consolidation drained shear and unloading tests of soil[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2008(5): 13 - 16. (in Chinese))
- [3] 马晓文, 艾英钵. 基坑开挖土体卸荷特性研究进展[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊 1): 189 - 193. (MA Xiao-wen, AI Ying-bo. Review of soil behaviors under excavation unloading of foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(S1): 189 - 193. (in Chinese))
- [4] LAMBE T W. Stress path method[J]. J of soil Mech and Found Div, ASCE, 1967, 93(6): 268 - 277.
- [5] NAGARAJ T S, SRIDHARAN M K. A incremental loading device for stress path and strength testing of soils[J]. Geotechnical Testing Journal, 1981, 4(2): 154 - 160.
- [6] 王瑞红, 李建林, 蒋昱州, 等. 开挖卸荷对砂岩力学特性影响试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(增刊 1): 156 - 162, 206. (WANG Rui-hong, LI Jian-lin, JIANG Yu-zhou, et al. Experimental study of influence of excavation unloading on mechanical properties of sandstone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(S1): 156 - 162, 206. (in Chinese))
- [7] 刘国彬, 侯学渊. 软土基坑隆起变形的残余应力分析法[J].

- 地下工程与隧道, 1996, **14**(2): 2 - 7. (LIU Guo-bin, HOU Xue-yuan. Residual stress analysis method of foundation pit in soft soil foundation pit[J]. *Underground Engineering and Tunnels*, 1996, **14**(2): 2 - 7. (in Chinese))
- [8] 郑卫锋, 邵龙潭, 贾金青. 基于数字图像测量技术的基坑开挖卸荷试验研究[J]. *岩土力学*, 2003, **24**(1): 17 - 20. (ZHENG Wei-feng, SHAO Long-tan, JIA Jin-qing. Experimental study on excavation unloading of foundation pit based on digital image measurement technique[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2003, **24**(1): 17 - 20. (in Chinese))
- [9] 梅国雄, 陈 浩, 卢廷浩, 等. 坑侧土体卸荷的侧向应力 - 应变关系研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2010, **29**(1): 3108 - 3112. (MEI Guo-xiong, CHEN Hao, LU Ting-hao, et al. Research on lateral stress-strain relation on side of foundation pit with lateral unloading[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(1): 3108 - 3112. (in Chinese))
- [10] 曾玲玲, 陈晓平. 软土在不同应力路径下的力学特性分析[J]. *岩土力学*, 2009, **30**(5): 1264 - 1270. (ZENG Ling-ling, CHEN Xiao-ping. Analysis of mechanical characteristics of soft soil under different stress paths[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(5): 1264 - 1270. (in Chinese))
- [11] 陈林靖, 戴自航, 刘志伟. 应力路径对软土应力 - 应变特性影响试验研究[J]. *岩土力学*, 2011, **32**(11): 3249 - 3257. (CHEN Lin-jing, DAI Zi-hang, LIU Zhi-wei. Experimental study of stress path of soft soils in influence range of foundation pit[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(11): 3249 - 3257. (in Chinese))
- [12] 殷 杰, 刘夫江, 刘 辰, 等. 天然沉积粉质黏土的应力路径试验研究[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(12): 3389 - 3393. (YIN Jie, LIU Fu-jiang, LIU Chen, et al. Stress path tests on natural sedimentary silty clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(12): 3389 - 3393. (in Chinese))
- [13] 张春进, 陈 斌, 姚燕明. 宁波淤泥质黏土应力路径试验研究[J]. *工程勘察*, 2016(1): 5 - 11. (ZHANG Chun-jin, CHEN Bin, YAO Yan-ming. Experimental study on stress path of Ningbo soft clay[J]. *Geotechnical Investigation & Surveying*, 2016(1): 5 - 11. (in Chinese))
- [14] 曾国熙, 潘秋元, 胡一峰. 软黏土地基基坑开挖性状的研究[J]. *岩土工程学报*, 1988, **10**(3): 13 - 22. (ZENG Guo-xi, PAN Qiu-yuan, HU Yi-feng. The behavior of excavation in soft clay ground[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1988, **10**(3): 13 - 22. (in Chinese))
- [15] 施建勇, 雷国辉, 艾英钵, 等. 土压力变化规律的应力路径三轴试验研究[J]. *岩土力学*, 2005, **26**(11): 1700 - 1704. (SHI Jian-yong, LEI Guo-hui, AI Ying-bo, et al. Stress path controlled triaxial experimental study of lateral earth pressure behaviour[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, **26**(11): 1700 - 1704. (in Chinese))
- [16] 王保田. 土工测试技术[M]. 南京:河海大学出版社, 2005. (WANG Bao-tian. Principle of Geotechnical testing[M]. Nanjing: Hohai University Press, 2005. (in Chinese))
- [17] 杨雪强, 朱志政, 韩高升, 等. 不同应力路径下土体的变形特性与破坏特性[J]. *岩土力学*, 2006, **27**(12): 2181 - 2185. (YANG Xue-qiang, ZHU Zhi-zheng, HAN Gao-sheng, et al. Deformation and failure characteristics of soil mass under different stress paths[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, **27**(12): 2181 - 2185. (in Chinese))
- [18] 郑 刚, 颜志雄, 雷华阳, 等. 天津市第一海相层粉质黏土卸荷变形特性的试验研究[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(5): 1237 - 1239. (ZHENG Gang, YAN Zhi-xiong, LEI Hua-yang, et al. Experimental studies on unloading deformation properties of silty clay of first marine layer in Tianjin urban area[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(5): 1237 - 1239. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707004

砂土三维多重机构边界模型

方火浪^{1,2}, 沈扬¹, 郑浩¹, 曾泽斌³

(1. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058;

3. 浙江理工大学机械与自动控制学院, 浙江 杭州 310018)

摘要: 以土的临界状态和边界塑性理论为基础, 引入状态参数, 考虑砂土的剪胀特性, 提出一个新型三维多重机构边界模型。模型将复杂的宏观变形行为分解为一个宏观体应变机构和一系列空间分布的虚拟一维微观剪切机构。每个微观剪切机构包含一个微观剪应力-应变关系和一个微观应力-剪胀关系。利用三轴压缩试验中的应力条件, 建立典型宏微观参数之间的关系。模型包含13个参数, 多数可通过具有明确物理意义的土性参数来确定。通过对砂土三轴压缩试验和空心圆柱扭剪试验结果的数值模拟, 表明模型不但能够合理反映在排水或不排水条件下砂土的硬化及软化特性, 而且能在不增加任何参数条件下预测应力主轴旋转产生的变形累积特性和应变增量主轴与应力主轴之间的非共轴特性。

关键词: 本构模型; 边界面; 剪胀; 状态参数; 多重机构

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1189-07

作者简介: 方火浪(1962-), 男, 研究员, 主要从事岩土工程和工程抗震与减震研究。E-mail: fanghuolang@zju.edu.cn。

Three-dimensional multi-mechanism bounding surface model for sands

FANG Huo-lang^{1,2}, SHEN Yang¹, ZHENG Hao¹, ZENG Ze-bin³

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. MOE Key Laboratory of Soft Soils

and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Faculty of Mechanical Engineering and Automation,

Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China)

Abstract: Within the multi-mechanism framework, a novel constitutive model for sands is proposed based on the critical state and bounding surface plasticity theories. The model assumes that the macroscopic deformation behavior of sands can be obtained by summation of the contributions from a macroscopic volumetric mechanism and a set of virtual one-dimensional microscopic shear mechanisms with random orientations in space. Each microscopic shear mechanism describes a shear deformation and a volumetric deformation due to dilatancy, which are modeled by both the microscopic shear stress-strain relationship based on the macroscopic bounding surface plasticity theory and the microscopic stress-dilatancy relationship, respectively. Both the strength criterion and the stress-dilatancy relationship introduce a state parameter for compatibility with the critical state theory. The correlations between some microscopic and macroscopic model parameters are formulated for the triaxial compression under constant confining stress. The model contains thirteen parameters and most of them are defined by soil parameters with the clear physical meanings. The systematic comparisons between the model simulations and the test data indicate that the proposed model has an excellent capability in predicting sand responses under the drained and undrained monotonic loadings, and the rotation of the principal stress axes without using additional parameters.

Key words: constitutive model; bounding surface; dilatancy; state parameter; multi-mechanism

0 引言

砂土由不同形状和大小的颗粒组成, 其变形机理十分复杂, 国内外学者提出了许多不同类型的弹塑性模型来模拟砂土的应力-应变关系。大部分弹塑性模型假定当应力路径在屈服面内时, 土体只发生弹性变形。事实上, 当应力点在屈服面内时, 随着应力状态的变化, 土体仍然会产生不可恢复的塑性变形。为了

描述这种特征, Dafalias^[1]提出了边界模型的概念。由于边界模型能够较好地反映土体的静力和动力特性, 因此得到了广泛的应用。

砂土具有明显的剪胀性, 即相同围压下, 松砂可能发生剪缩, 密砂可能发生剪胀; 相同松密的砂, 高

围压下可能发生剪缩, 低围压下可能发生剪胀。因此, 仅采用一种材料参数的模型很难完整地描述加载过程中砂土密度和围压变化对其力学特性的影响。Been 等^[2]在临界状态理论的基础上, 提出了反映砂土松密程度的状态参数概念。状态参数的引入, 使建立的本构模型能够考虑加载过程中与砂土状态变化相关的力学行为。Manzari 等^[3]在剪胀应力比与状态参数相关的基础上建立了砂土边界模型。Wan 等^[4]直接将临界孔隙比引入到 Rowe 的剪胀方程, 建立了一个基于当前状态的砂土本构模型。Li 等^[5]将状态相关剪胀比引入到 Wang 等^[6]的亚塑性边界模型, 成功模拟了不同密度和围压条件下 Toyoura 砂的三轴压缩试验结果。Gajo 等^[7]提出了基于状态参数的砂土弹塑性模型, 可以较好地模拟砂土的变形特性。蔡正银等^[8]就砂土的剪胀理论与本构模拟的发展等方面进行了详细综述。姚仰平等^[9]通过引入不同的状态参数来调整硬化参数、剪胀方程和屈服函数, 建立了一个适用于较大密度和应力范围的砂土修正剑桥模型。张卫华等^[10]基于相变状态定义状态参量, 并考虑应力诱发的各向异性, 建立了饱和砂土的边界模型。周恩全等^[11]利用空心圆柱扭剪仪进行了饱和细砂液化后常速率加载试验, 提出了符合液化后静加载过程的率相关性及孔压相关性流体本构模型。王刚等^[12]通过常偏应力下的三轴剪切吸水试验, 建立了基于强制吸水体变预测流动剪应变的状态剪胀模型。

在地震、波浪、交通等动荷载作用下, 砂土的主应力大小及方向会随之发生变化, 这些变化对砂土的剪胀性有明显的影响。Iai 等^[13]、丰土根等^[14]和 Fang^[15]在多重机构理论框架下, 开发了能够模拟复杂荷载作用下应力主轴偏转及地震液化大变形特性的砂土弹塑性模型。童朝霞等^[16]基于边界理论, 建立了可以考虑应力主轴旋转的砂土本构模型。Zhang 等^[17]提出了一个简化的边界模型, 模型在循环单剪试验条件下得到了验证。Wang 等^[18]通过考虑砂土液化后剪切变形的累积特性, 建立了能够准确反映循环加载条件下砂土变形特征的边界模型。

尽管国内外学者提出了各式各样的砂土弹塑性模型, 但大部分模型存在数学表述复杂、模型参数物理意义不明确等问题, 目前尚未达到实用阶段。本文在临界状态和边界塑性理论的基础上, 引入状态参数, 考虑砂土的剪胀性, 提出一个三维多重机构边界弹塑性模型, 并对该模型在模拟砂土的硬化与软化、应力主轴旋转产生的变形累积、应变增量主轴与应力主轴之间的非共轴等特性的有效性进行验证。

1 本构模型

1.1 多重机构理论框架

砂土在外荷作用下所产生的总应变可分解为体应变和偏应变两部分。体应变又可分解为由平均有效应力引起的体应变和由剪胀产生的体应变两部分, 前者变形机理简单, 而后者较为复杂。偏应变是由剪应力和球应力共同引起的剪切变形, 变形机理非常复杂。如图 1 所示, 取一单位球作为代表性土体单元, 根据 Taylor^[19]的微滑移理论和本文第一作者的研究^[15], 砂土的复杂宏观变形行为可分解为一个宏观体应变机构和一系列空间分布的虚拟一维微观剪切机构。每个虚拟微观剪切机构包含一个微观剪应力-应变关系和一个微观应力-剪胀关系。应当指出, 虚拟微观剪切机构并不具有真实意义的微观力学性质, 而是介于宏观与真微观之间。

在球体单元中, 每个微观剪切机构的方向可以由一个单位法向矢量表示。定义 \mathbf{n} 方向的微观剪应变和剪应力分别为 $\mathbf{g}(\mathbf{n})$ 和 $\mathbf{t}(\mathbf{n})$ 。通过投影关系, 微观剪应变可表示为 $\mathbf{g}(\mathbf{n}) = \mathbf{e}_{ij} n_i n_j = N_{ij} \mathbf{e}_{ij}$, 其中 \mathbf{e}_{ij} 为偏应变张量, n_i 为球面上任意点法向矢量的分量, $N_{ij} = n_i n_j - d_{ij} / 3n$, \mathbf{e}_{ij} 为应变张量。根据虚功原理, 宏观应力张量在球体单元上做的功等于宏观体应力和微观剪应力所做的功之和, 经过推导, 得到宏观有效应力的表达式如下:

$$ds_{ij} = dp d_{ij} + \sum_{m=1}^M 2w^{(m)} N_{ij}^{(m)} dt^{(m)} \quad (1)$$

式中 s_{ij} 为有效应力张量; p 为平均有效应力; d_{ij} 为 Kronecker 符号; 上标 (m) 代表球面上一系列积分点序号, 采用 Bazant 等^[20]提出的积分方法, 半球面上共分布 21 个积分点, $M=21$; $w^{(m)}$ 代表球面积分点的加权系数。

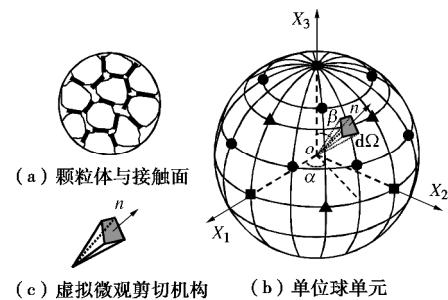


图 1 微观剪切机构模型

Fig. 1 Microscopic shear mechanism model

1.2 宏观边界和微观边界线

根据 Wang 等^[6]和 Li^[21]的边界塑性理论, 在偏应力比空间定义以下形状相似的 4 个宏观边界面 (见图 2), 由外到内依次为峰值强度面 f_1 、最大应力比面

f_2 、临界面 f_3 和剪胀面 f_4 , 其方程如下:

$$f_1 = R - M_p g(q) = 0 \quad , \quad (2)$$

$$f_2 = R - M_c g(q) = 0 \quad , \quad (3)$$

$$f_3 = R - M_m g(q) = 0 \quad , \quad (4)$$

$$f_4 = R - M_d g(q) = 0 \quad . \quad (5)$$

式中 R 为应力比, $R = \sqrt{3r_{ij}r_{ij}/2}$, r_{ij} 为偏应力比张量, $r_{ij} = s_{ij}/p$, s_{ij} 为偏应力张量, $s_{ij} = S_{ij} - pd_{ij}$; M_p , M_c , M_m 和 M_d 分别为三轴压缩条件下的峰值强度比、最大应力比、临界应力比和剪胀应力比, $M_d = M_c \exp(n_d Y)$; $M_p = M_c \exp(-n_p Y)$; n_d 和 n_p 为模型参数, Y 为状态参数, $Y = e - e_c$, e 和 e_c 分别为当前孔隙比和临界孔隙比, $e_c = e_r - I_c(p/p_a)^{n_c}$, e_r , I_c 和 n_c 为材料常数, p_a 为标准大气压; $g(q)$ 表示偏应力比空间中的屈服轨迹函数, q 为应力洛德角。本文采用 Matsuoka 等^[22]提出的 SMP 准则, $g(q)$ 可表示为

$$g(q) = \frac{1}{6} R (3\sqrt{(I_1 I_2 - I_3)/(I_1 I_2 - 9I_3)} - 1) \quad , \quad (6)$$

式中, I_1 , I_2 和 I_3 分别为第一、第二和第三应力不变量。

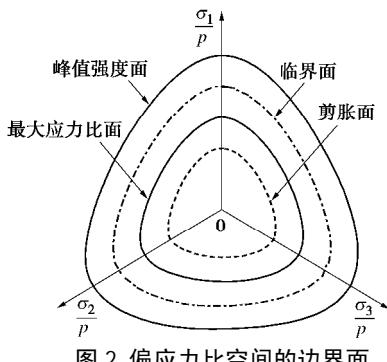


Fig. 2 Bounding surfaces in deviatoric stress ratio space

参照宏观边界面, 在微观应力 - 平均有效应力平面内, 定义以下形状相似的 4 条微观边界线(见图 3), 由外到内依次为微观峰值强度线 $f_1^{(m)}$ 、最大微观应力比线 $f_2^{(m)}$ 、微观临界线 $f_3^{(m)}$ 和微观剪胀线 $f_4^{(m)}$,

$$f_1^{(m)} = t^{(m)} / p - r_p^{(m)} = 0 \quad , \quad (7)$$

$$f_2^{(m)} = t^{(m)} / p - r_c^{(m)} = 0 \quad , \quad (8)$$

$$f_3^{(m)} = t^{(m)} / p - r_m^{(m)} = 0 \quad , \quad (9)$$

$$f_4^{(m)} = t^{(m)} / p - r_d^{(m)} = 0 \quad , \quad (10)$$

式中, $r_p^{(m)}$, $r_c^{(m)}$, $r_m^{(m)}$ 和 $r_d^{(m)}$ 分别为微观峰值强度比、最大微观应力比、微观临界应力比和微观剪胀应力比。

1.3 微观剪胀方程

基于 Pradhan 等^[23]的循环单剪试验结果, 定义微观应力 - 剪胀关系为

$$de_{vd}^{(m)} = d_1 (\pm r_d^{(m)} - r^{(m)}) dg_p^{(m)} \quad . \quad (11)$$

式中 $e_{vd}^{(m)}$ 为剪胀引起的微观体应变; d_1 为微观剪胀参数; $r^{(m)}$ 为微观应力比, $r^{(m)} = t^{(m)} / p$; $g_p^{(m)}$ 为微观

塑性剪应变。当 $dg_p^{(m)} > 0$ 时, $r_d^{(m)}$ 前取正号; 当 $dg_p^{(m)} < 0$ 时, $r_d^{(m)}$ 前取负号。

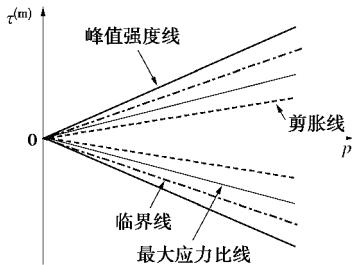


图 3 微观边界线

Fig. 3 Microscopic bounding lines

假定各虚拟微观剪切机构相互独立, 根据余功原理可得, 宏观剪胀应变增量 de_{vd} 等于微观剪胀应变增量之和, 即

$$de_{vd} = \sum_{m=1}^M 2w^{(m)} de_{vd}^{(m)} \quad . \quad (12)$$

1.4 宏观体应变 - 应力关系

(1) 弹性部分

弹性体应变增量由平均有效应力变化引起, 其计算式为

$$de_v^e = dp / K_e \quad , \quad (13)$$

式中, e_v^e 为弹性体应变, K_e 为弹性体积模量。根据 Richart 等的研究, 一般取

$$K_e = \frac{1+e}{k} p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \quad , \quad (14)$$

式中, k 为材料参数。 k , K_e , 弹性剪切模量 G_e 和泊松比 n 的相互关系为

$$K_e = \frac{2G_e(1+n)}{3(1-2n)} \quad , \quad (15)$$

$$G_e = G_0 \frac{(2.97-e)^2}{1+e} p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \quad , \quad (16)$$

$$k = \frac{3(1-2n)}{2G_0(1+n)} \left(\frac{1+e}{2.97-e} \right)^2 \quad , \quad (17)$$

式中, G_0 为材料参数。

(2) 塑性部分

塑性体应变增量的计算式如下

$$de_v^p = h(p - p_m) \langle dp \rangle / K_p \quad . \quad (18)$$

式中 e_v^p 为塑性体应变; p_m 为历史上最大平均有效应力; $h(x)$ 为 Heavyside 阶梯函数; $\langle \rangle$ 为 Macauley 符号; K_p 为塑性体积模量, 基于 Li^[19]建议的表达式, 本文采用以下形式:

$$K_p = \frac{1+e}{I-k} p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \left(\frac{M_c g(q)}{M_c g(q) - R} \right) \quad , \quad (19)$$

式中, I 为材料参数。

1.5 微观剪应变 - 应力关系

(1) 弹性部分

根据虎克定律, 微观弹性剪应变增量的计算式可表示为

$$dg_e^{(m)} = dt^{(m)} / G_e^{(m)} , \quad (20)$$

式中, $g_e^{(m)}$ 为微观弹性剪应变, $G_e^{(m)}$ 为微观弹性剪切模量。

(2) 塑性部分

基于 Wang 等^[6]对于塑性剪切变形的研究, 砂土的微观塑性剪应变增量的计算式可表示为

$$dg_p^{(m)} = \frac{1}{G_p^{(m)}} p dr^{(m)} + \frac{1}{H_p^{(m)}} h(p - p_m) \frac{\langle dp \rangle}{|dp|} r^{(m)} dp , \quad (21)$$

式中, $G_p^{(m)}$, $H_p^{(m)}$ 分别为与微观应力比和平均有效应力的变化相关联的微观塑性剪切模量。

根据 Li^[21]对宏观塑性剪切模量的研究, 微观塑性剪切模量 $G_p^{(m)}$ 定义为

$$G_p^{(m)} = (h_1 - h_1 e) G_e^{(m)} \left(\frac{r_p^{(m)}}{r_m^{(m)}} \frac{\bar{r}_1^{(m)}}{r_1^{(m)}} - 1 \right) . \quad (22)$$

式中 h_1 和 h_2 为材料参数; $\bar{r}_1^{(m)}$ 和 $r_1^{(m)}$ 为状态变量; $\bar{r}_1^{(m)} = \left| r_m^{(m)} \mathbf{m} r_r^{(m)} \right|$, 当 $dr^{(m)} < 0$ 时, $r_r^{(m)}$ 前取正号, 当 $dr^{(m)} > 0$ 时, $r_r^{(m)}$ 前取负号; $r_1^{(m)} = \left| r^{(m)} - r_r^{(m)} \right|$, $r_r^{(m)}$ 为最近微观应力转折点。

微观塑性剪切模量 $H_p^{(m)}$ 定义为

$$H_p^{(m)} = h_3 G_e^{(m)} \frac{r_c^{(m)}}{r^{(m)}} \frac{\bar{r}_2}{r_2} . \quad (23)$$

式中 h_3 为材料参数; \bar{r}_2 和 r_2 为状态变量, $\bar{r}_2 = |p_m - p_r|$ 和 $r_2 = |p - p_r|$, p_r 为最近平均有效应力转折点。

根据三轴压缩试验中的应力条件, 可确定微观材料参数 $r_p^{(m)}$, $r_c^{(m)}$, $r_d^{(m)}$, $G_e^{(m)}$ 与宏观材料参数 M_p , M_c , M_d , G_e 之间的关系, 具体如下:

$$r_c^{(m)} = \frac{2}{3} \frac{M_c g(q)}{\sum_{m=1}^M 2w^{(m)} |N_{11}^{(m)}|} , \quad (24)$$

$$r_p^{(m)} = \frac{2}{3} \frac{M_p g(q)}{\sum_{m=1}^M 2w^{(m)} |N_{11}^{(m)}|} , \quad (25)$$

$$r_d^{(m)} = \frac{2}{3} \frac{M_d g(q)}{\sum_{m=1}^M 2w^{(m)} |N_{11}^{(m)}|} , \quad (26)$$

$$G_e^{(m)} = \frac{4}{3} \frac{G_e}{\sum_{m=1}^M 2w^{(m)} |N_{11}^{(m)}|^2} . \quad (27)$$

1.6 宏观应力 - 应变关系

经过推导, 宏观应力 - 应变增量关系可表示为

$$ds_{ij} = D_{ijkl} de_{kl} , \quad (28)$$

式中, D_{ijkl} 为应力 - 应变刚度矩阵,

$$D_{ijkl} = K_b Q_{ij} d_{kl} + \sum_{m=1}^M 2w^{(m)} (G^{(m)} N_{ij}^{(m)} - Q^{(m)} Q_{ij}) N_{kl}^{(m)} . \quad (29)$$

其中,

$$G^{(m)} = \left(\frac{1}{G_e^{(m)}} + \frac{1}{G_p^{(m)}} \right)^{-1} , \quad (30)$$

$$H^{(m)} = \left(\frac{1}{G_e^{(m)}} + \frac{1}{H_p^{(m)}} h(p - p_m) \frac{\langle dp \rangle}{|dp|} \right)^{-1} , \quad (31)$$

$$K = \left(\frac{1}{K_e} + \frac{1}{K_p} h(p - p_m) \frac{\langle dp \rangle}{|dp|} \right)^{-1} , \quad (32)$$

$$Q_{ij} = d_{ij} + \sum_{m=1}^M 2w^{(m)} r^{(m)} (1 - G^{(m)} / H^{(m)}) N_{ij}^{(m)} , \quad (33)$$

$$a^{(m)} = d_1 (\pm r_d^{(m)} - r^{(m)}) , \quad (34)$$

$$b = K \sum_{m=1}^M 2w^{(m)} a^{(m)} r^{(m)} (1 - G^{(m)} / H^{(m)}) / G_e^{(m)} , \quad (35)$$

$$K_b = K / (1 - b) , \quad (36)$$

$$Q^{(m)} = K_b a^{(m)} (1 - G^{(m)} / G_e^{(m)}) . \quad (37)$$

式 (29) 表明宏观应力 - 应变刚度矩阵不仅与宏观应力和宏观参数相关, 而且还与微观应力和微观参数相关。与宏观本构模型和基于非连续数值计算方法的真微观模型相比, 多重机构模型有以下优点: ①从砂土的微观结构出发, 将砂土内部存在于颗粒间的各方向接触面作为研究对象, 通过定义在这些接触面上的虚拟微观剪切机构, 描述砂土受力过程中发生在这些接触面上的剪切变形现象, 进而获得宏观的应力张量和应变张量, 相对于宏观本构模型而言概念上更为明确; ②应力应变关系定义在各虚拟微观剪切机构的微观应力和微观应变之间以及平均有效应力和体应变之间, 相对于宏观本构模型中在宏观应力和应变张量之间建立关系, 表达上要简单很多; ③在变形过程中, 各虚拟微观剪切机构的应力应变相对独立地发展, 与宏观本构模型相比, 可以更准确地模拟砂土在复杂受力状态下的力学行为; ④虚拟微观剪切机构具有模拟颗粒集合体剪切变形的能力而不需要考虑和计算颗粒或土体单元的力与位移, 与真微观模型相比, 简化了模型的数学结构, 节省了计算时间, 因此多重机构模型不仅可以较好地考虑土的微观结构及其变化, 还可以比较容易地应用于工程实践。

2 模型参数的确定

本模型共计 13 个材料参数: 模量参数 G_0 , n , I , h_1 , h_2 , h_3 ; 临界状态参数 M_c , e_r , I_c , n_c ; 剪胀参数 d_1 , n_d ; 峰值强度参数 n_p 。在上述模型参数中, G_0 , n , I 为常用的土力学参数, 由常规试验可以得到; 剪胀参数 n_d 和峰值强度参数 n_p 可通过三轴试验确

定; 临界状态下的参数 M_c , e_r , I_c , n_c 可以通过拟合试验数据得到的临界应力比和 $e-p$ 空间中的临界状态曲线获得; 剪胀参数 d_1 和塑性模量参数 h_1 , h_2 , h_3 可通过试验模拟计算确定。

3 模型验证

利用建立的模型, 对在不同初始密度和围压条件下的标准 Toyoura 砂的排水和不排水三轴压缩试验结果^[24]进行模拟对比分析。参考 Li 等^[5]的研究结果, 计算中的模型参数: $G_0=125$, $n=0.05$, $e_r=0.934$, $I_c=0.019$, $n_c=0.7$, $M_c=1.25$, $d_1=0.7$, $n_d=3.5$, $n_d=1.1$, $h_1=1.28$, $h_2=1.25$, $h_3=0.35$, $I=2k$ 。图 5~9 为模型模拟结果与试验结果的比较, 可以看出两者吻合较好。

图 4 是初始孔隙比为 0.735 的 Toyoura 砂在不同初始围压 0.1, 1.0, 2.0, 3.0 MPa 条件下的不排水三轴压缩试验结果。从图中可以看出, 试样的初始状态较密, 应力 - 应变曲线基本上呈硬化型, 未出现明显的软化现象, 试样均呈现先剪缩后剪胀的特性。尽管试样的初始围压不同, 在相同的初始孔隙比条件下, 最后均趋向相同的临界状态。

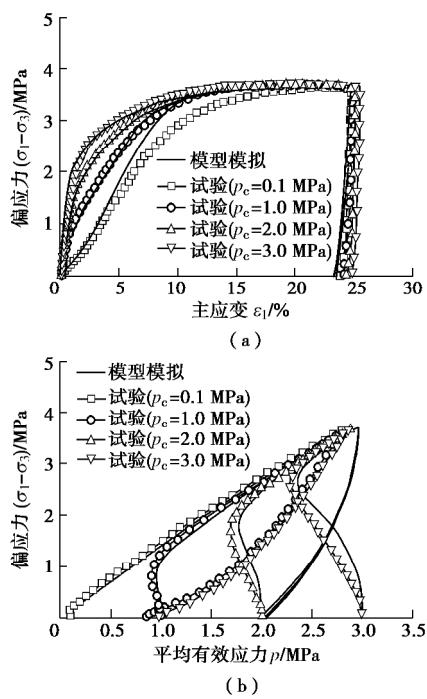


图 4 不排水三轴压缩试验 ($e=0.735$)

Fig. 4 Undrained triaxial compression tests with $e=0.735$

图 5, 6 分别是初始孔隙比为 0.833 的 Toyoura 砂在不同初始围压 0.1, 1.0, 2.0, 3.0 MPa 和初始孔隙比为 0.907 的 Toyoura 砂在不同初始围压 0.1, 1.0, 2.0 MPa 条件下的不排水三轴压缩试验结果。从图中可以看出, 初始围压较大时, 应力 - 应变曲线出现明显的软化现象, 试样一直呈现剪缩特性。当初始围压较小时, 试样呈现先剪缩后剪胀的特性。

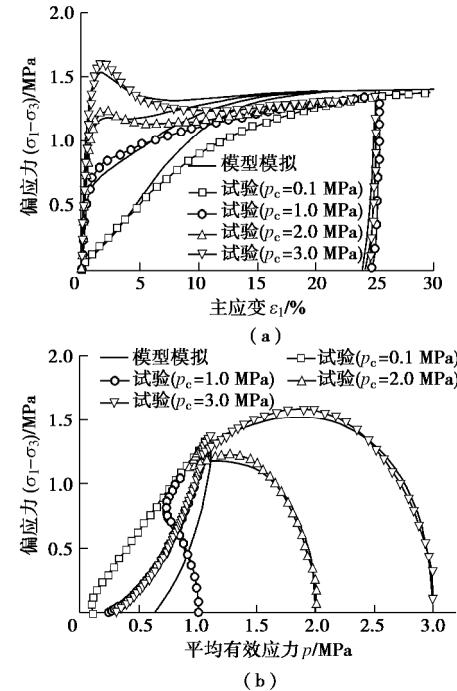


图 5 不排水三轴压缩试验 ($e=0.833$)

Fig. 5 Undrained triaxial compression tests with $e=0.833$

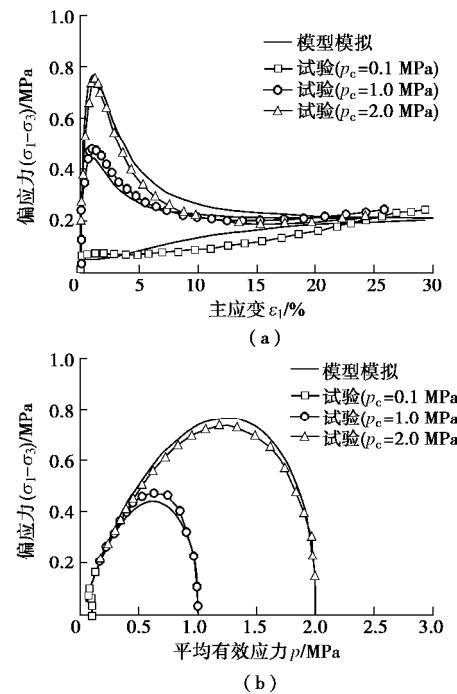
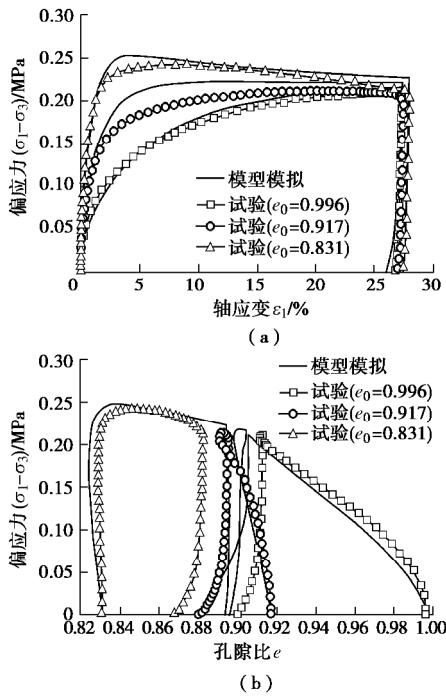
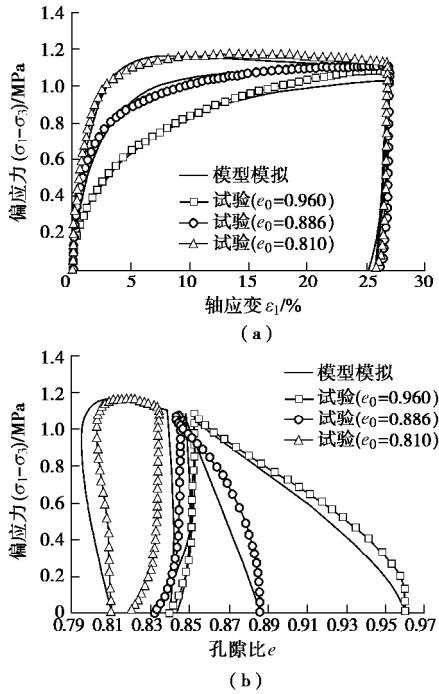


图 6 不排水三轴压缩试验 ($e=0.907$)

Fig. 6 Undrained triaxial compression tests with $e=0.907$

图 7, 8 分别是初始孔隙比为 0.831, 0.917, 0.996 的 Toyoura 砂在不同初始围压 0.1 MPa 和 0.5 MPa 条件下的排水三轴压缩试验结果。从图中可以看出, 初始孔隙比较大时, 应力 - 应变曲线呈硬化型, 试样一直呈现剪缩特性。当初始孔隙比较小时, 应力 - 应变曲线呈软化型, 试样呈现先剪缩后剪胀的特性。在相同的初始围压下, 初始孔隙比不同的砂样最后均趋向相同的临界状态。

图 7 排水三轴压缩试验 ($p_c=0.1$ MPa)Fig. 7 Drained triaxial compression tests with $p_c=0.1$ MPa图 8 排水三轴压缩试验 ($p_c=0.5$ MPa)Fig. 8 Drained triaxial compression tests with $p_c=0.5$ MPa

此外, 利用建立的模型, 对 Miura 等^[25]所作的纯应力主轴旋转排水空心圆柱扭剪试验结果进行了模拟对比分析。试验采用初始孔隙比为 0.688 的标准 Toyoura 砂。试验中主应力幅值保持不变, 仅应力主轴在 0° 至 180° 旋转, 应力比为 0.5, 中主应力系数 b ($b = (s_2 - s_3)/(s_1 - s_3)$) 为 0.5, 围压为 98 kPa。在模拟计算中, 除剪胀参数 $n_p=2.2$ 外, 其他参数取值均与表 1 一致。图 9 为各应变分量的模型模拟结果与试验结果的比较, 可以看出两者基本吻合, 说明模型能

对应力主轴旋转产生的变形累积给出较为合理的预测。图 10 为应变增量方向的模型模拟结果与试验结果的比较, 图中 ds 为应力增量。从图中可以看出, 虽然模型模拟得到的应变增量方向与试验结果相比有一定的差异, 但仍能表现出应变增量主轴与应力增量主轴之间存在明显的非共轴现象。

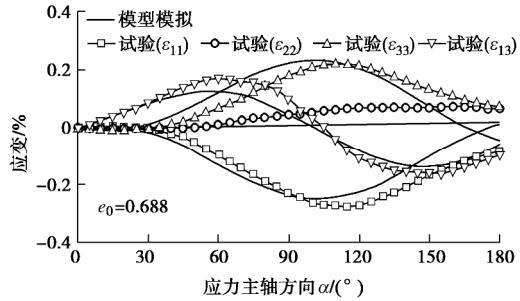


图 9 应力主轴旋转排水扭剪试验

Fig. 9 Drained torsional tests during rotation of principal stress direction

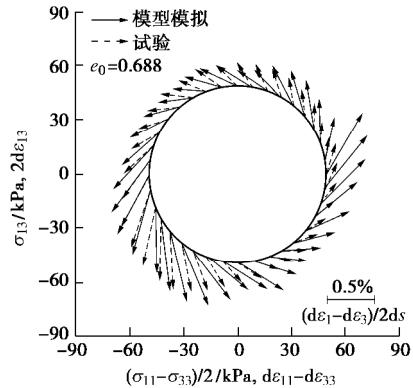


图 10 应力主轴旋转排水扭剪试验

Fig. 10 Drained torsional tests during rotation of principal stress direction

4 结语

基于土的临界状态和边界塑性理论, 在多重机构理论框架内, 提出了一个新的边界塑性本构模型。新模型把复杂的宏观变形行为分解为一个宏观体应变机构和一系列空间分布的虚拟一维微观剪切机构, 从而避免了宏观模型中使用的复杂映射规则。通过对标准 Toyoura 砂在不同初始密度和围压条件下的排水和不排水三轴压缩试验结果、纯应力主轴旋转排水空心圆柱扭剪试验结果与计算模拟结果的比较, 对新模型的有效性进行了验证。结果表明, 新模型不仅可以较好地模拟在排水或不排水条件下砂土的硬化及软化特性, 还能够在不增加任何参数条件下模拟应力主轴旋转产生的变形累积特性和应变增量主轴与应力主轴之间的非共轴特性。

参考文献:

- [1] DAFALIAS Y F. Bounding surface plasticity: I mathematical

- foundation and hypoplasticity[J]. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 1986, **112**(12): 966 – 987.
- [2] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. *Geotechnique*, 1985, **35**(2): 99 – 112.
- [3] MANZARI M T, DAFALIAS Y F. A critical state two-surface plasticity model for sands[J]. *Géotechnique*, 1997, **47**(2): 255 – 272.
- [4] WAN R G, GUO P J. A simple constitutive model for granular soils: Modified stress-dilatancy approach[J]. *Computers and Geotechnics*, 1998, **22**(2): 109 – 133.
- [5] LI X S, DAFALIAS Y, WANG Z L. State-dependantdilatancy in critical-state constitutive modelling of sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, **36**(4): 599 – 611.
- [6] WANG Z L, DAFALIAS Y F, SHEN C K. Bounding surface hypoplasticity model for sand[J]. *Journal of Engineering Mechanics-asce*, 1990, **116**(5): 983 – 1001.
- [7] GAJOA, WOOD D M. Severn-Trent sand: a kinematic-hardening constitutive model: the q - p formulation[J]. *Géotechnique*, 1999, **49**(5): 595 – 614.
- [8] 蔡正银, 李相菘. 砂土的剪胀理论及其本构模型的发展[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(8): 1122 – 1128. (CAI Zheng-yin, LI Xiang-song. Development of dilatancy theory and constitutive model of sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **29**(8): 1122 – 1128. (in Chinese))
- [9] 姚仰平, 余亚妮. 基于统一硬化参数的砂土临界状态本构模型[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(11): 1827 – 1832. (YAO Yang-ping, YU Ya-ni. Extended critical state constitutive model for sand based on unified hardening parameter[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(11): 1827 – 1832. (in Chinese))
- [10] 张卫华, 赵成刚, 傅方. 饱和砂土相变状态边界本构模型[J]. *岩土工程学报*, 2013, **13**(5): 930 – 939. (ZHANG Wei-hua, ZHAO Cheng-gang, FU Fang. Bounding-surface constitutive model for saturated sands based onphase transformation state[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **13**(5): 930 – 939. (in Chinese))
- [11] 周恩全, 王志华, 陈国兴, 等. 饱和砂土液化后流体本构模型研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(1): 112 – 118. (ZHOU En-quan, WANG Zhi-hua, CHEN Guo-xing, et al. Constitutive model for fluid of post-liquefied sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(1): 112 – 118. (in Chinese))
- [12] 王刚, 张建民, 魏星, 等. 剪胀性砂土地震后流滑的机理和模拟[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(6): 988 – 995. (WANG Gang, ZHANG Jian-min, WEI Xing, et al. Mechanism and modeling of post-earthquake flow deformation of dilative sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(6): 988 – 995. (in Chinese))
- [13] IAI S, MATSUNAGA Y, KAMEOKA T. Strain space plasticity model for cyclic mobility[J]. *Soils and Foundations*, 1992, **32**(2): 1 – 15.
- [14] 丰土根, 刘汉龙, 高玉峰, 等. 砂土多机构边界塑性模型初探[J]. *岩土工程学报*, 2002, **24**(3): 382 – 385. (FENG Tu-gen, LIU Han-long, GAO Yu-feng, et al. Multiple mechanism boundary surface plasticity model of sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, **24**(3): 382 – 385. (in Chinese))
- [15] FANG H L. A state-dependent multi-mechanism model for sands[J]. *Géotechnique*, 2003, **53**(4): 407 – 420.
- [16] 童朝霞, 张建民, 张嘎. 考虑应力主轴循环旋转效应的砂土弹塑性本构模型[J]. *岩石力学与工程学报*, 2009, **28**(9): 1918 – 1927. (TONG Zhao-xia, ZHANG Jian-min, ZHANG Ga. An elastoplastic constitutive model of sands considering cyclic rotation of principal stress axes[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2009, **28**(9): 1918 – 1927. (in Chinese))
- [17] ZHANG J M, WANG G. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. *ActaGeotech*, 2012, **7**(2): 69 – 113.
- [18] WANG R, ZHANG J, WANG G. A unified plasticity model for large post-liquefaction shear deformation of sand[J]. *Computers and Geotechnics*, 2014, **59**: 54 – 66.
- [19] TAYLOR G I. Plastic strain in metals[J]. *Journal of the Inst. Metals*, 1938, **62**: 307 – 324.
- [20] BAZANT Z P, OH B H. Microplane model for progressive fracture of concrete and rock[J]. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 1985, **111**(4): 559 – 582.
- [21] LI X S. A sand model with state-dependent dilatancy[J]. *Géotechnique*, 2002, **52**(3): 173 – 186.
- [22] MATSUOKA H, YAO Y P, SUN D A. The Cam-clay models revised by the SMP criterion[J]. *Soils and Foundations*, 1999, **39**(1): 81 – 95.
- [23] PRADHAN T B S, TATSUOKA F, SATO Y. Experimental stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading[J]. *Soils and Foundations*, 1989, **29**(1): 45 – 64.
- [24] VERDOGU R, ISHIHARA K. The steady state of sandy soils[J]. *Soils and Foundations*, 1996, **36**(2): 81 – 91.
- [25] MIURA K, MIURA S, TOKI S. Deformation behaviour of anisotropic sand under principal axis rotation[J]. *Soils and Foundations*, 1986, **26**(1): 36 – 52.

DOI: 10.11779/CJGE201707005

深厚软土场地中三维凹陷地形非线性地震响应分析

梁建文^{1,2}, 梁佳利², 张季², 巴振宁²

(1. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300354; 2. 天津大学建筑工程学院土木工程系, 天津 300354)

摘要: 采用黏弹性人工边界并结合地震动输入等效结点力法实现半无限场地的波动输入, 采用等效线性法模拟土体的非线性特征, 基于有限元软件 ABAQUS, 建立弹性基岩上覆深厚软土中三维凹陷地形非线性地震响应分析模型。通过与文献比较, 验证了整体模型的精度。以天津地区某一浅椭球凹陷地形为例进行数值计算, 比较非线性地震响应与线性地震响应的差别, 并进一步分析了三维凹陷地形对非线性地震响应造成的影响, 最后计算了在地震安全性评价人工波作用下三维凹陷地形的非线性地震响应。研究表明, 土体的非线性特征对三维凹陷地形地震响应有显著影响。研究还发现一个特殊现象, 即凹陷地形中心附近的非线性地震响应可能会大于其线性地震响应, 且地震激励幅值越大, 这一现象越明显。对于三维复杂局部场地的非线性地震响应研究, 模型具有一定的参考价值。

关键词: 三维凹陷地形; 地震响应; 黏弹性边界; 等效结点力; 等效线性

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1196-10

作者简介: 梁建文(1965-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事地震工程的研究。E-mail: liang@tju.edu.cn。

Nonlinear seismic response of 3D canyon in deep soft soils

LIANG Jian-wen^{1,2}, LIANG Jia-li², ZHANG Ji², BA Zhen-ning²

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China)

Abstract: A model is proposed for nonlinear seismic response of 3D canyon in deep soft soils. In the model, the viscous-elastic boundary and the equivalent node force input method are combined for wave motion input, and the equivalent linear method is introduced for nonlinear soil behavior. The model is based on the general finite element software ABAQUS. The accuracy of the model is verified by comparing with the results in the existing literatures. Nonlinear seismic response of a 3D shallow canyon in deep soft soils is performed and compared with the linear response, and the influence of canyon on nonlinear seismic response is analyzed. Finally, the nonlinear response of the 3D shallow canyon under excitation of the artificial wave from seismic safety evaluation is presented. It is shown that the nonlinear behavior of soils has significant effect on the seismic response of the 3D canyon. The nonlinear seismic response can be greater than the linear response near the canyon center, as a result of wave scattering by the 3D canyon, and it is more obvious for a larger seismic excitation. The proposed model is valuable for analyzing the nonlinear seismic effect of complex local sites.

Key words: 3D canyon; seismic response; viscous-elastic boundary; equivalent node force; equivalent linearity

0 引言

强震观测和震害调查均表明, 局部场地条件对地震动有着不可忽视的影响, 有关这方面的研究一直都是学术界的热点。凹陷地形是一种典型的局部场地条件, 在实际工程中经常可见, 如常见的河谷多简化为二维凹陷地形、常见的湖泊应简化为三维凹陷地形。目前对于凹陷地形效应的研究, 以二维居多, 如文献[1~5], 三维凹陷地形的研究则相对较少。求解此类问题的方法, 大体上可以分为解析法和数值法两种。

解析法适用于研究均匀半空间中形状规则的凹陷地形, 多用波函数展开法求解。Lee^[6]采用此法对平面

波在均匀半空间中三维半球凹陷地形周围的散射开展了解析研究。

数值法适用于任意形状的凹陷地形, 场地可以是均匀半空间, 也可以是层状半空间, 一般采用边界元法和有限元法等。Sanchez-Sesma^[7]采用边界法给出了均匀半空间中三维半球凹陷地形的动力响应; Mossessian 等^[8]采用边界积分方程法, 研究了均匀半空间中三维任意形状的凹陷地形对平面波的散射;

Liang 等^[9]采用间接边界元法, 分析了层状半空间中三维半球凹陷地形对地震动的影响。

近年来, 人工边界的发展有力地推动了有限元法在无限域波动问题中的应用, 而黏弹性边界^[10-11]因其精度高、稳定性好和易于实现等优点, 在工程中得到了广泛应用。梁建文等^[12]采用黏弹性人工边界, 并结合地震动输入等效结点力法, 进行了层状半空间深厚软土地中三维半椭球凹陷地形的地震响应分析, 研究表明, 黏弹性人工边界结合地震动输入等效结点力法具有很高的计算精度。

值得指出的是, 上述关于三维凹陷地形地震响应的研究都限于线性分析。但在强震作用下, 土介质均表现出一定程度的非线性特征, 尤其是深厚软土地, 非线性特征更加明显。然而, 深厚软土地中三维凹陷地形等局部场地的非线性地震响应分析至今鲜有研究。

本文作为文献[12]的后续研究, 采用黏弹性人工边界并结合地震动输入等效结点力方法, 基于有限元软件 ABAQUS, 建立弹性基岩上覆深厚软土中三维凹陷地形非线性地震响应分析模型, 进行非线性与线性地震响应的对比, 分析三维凹陷地形对非线性地震响应的影响, 并开展三维凹陷地形在地震安全性评价人工波作用下的非线性地震响应结果。以期指出三维凹陷地形非线性响应与线性响应的主要差别, 揭示由于凹陷局部地形条件的存在而造成的地表地震响应与自由场地表地震响应的差别、以及凹陷地形地表地震响应的一些特点, 为三维凹陷地形场地的地震安全性评价提供参考依据。

1 方法

1.1 非线性波动问题的黏弹性边界方法和地震动输入等效结点力方法

本文通过在截断边界上施加三维黏弹性边界近似模拟波在半无限域中的传播。实现方法为, 分别沿三个坐标轴方向在边界结点处设置并联的弹簧和阻尼元件。如图 1, 边界上某一结点 b 的弹簧刚度和阻尼系数可以表示为^[10]

$$\left. \begin{aligned} K_{bn} &= a_n \frac{G}{R} \cdot A_b, \\ K_{bt} &= a_t \frac{G}{R} \cdot A_b, \\ C_{bn} &= r c_p \cdot A_b, \\ C_{bt} &= r c_s \cdot A_b. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 K_{bn} , K_{bt} 分别为黏弹性边界法向和切向的弹簧刚度; C_{bn} , C_{bt} 分别为黏弹性边界法向和切向的阻尼系数; G 为介质的剪切模量; A_b 为边界结点的影响面

积, 即图 1 虚线所包围的部分; r 为介质质量密度; c_p 和 c_s 分别为介质的 P 波和 S 波波速; a_n 和 a_t 分别为法向和切向弹簧的修正系数; R 为散射波源到人工边界结点的距离。黏弹性人工边界拥有良好的鲁棒性^[10], a_n , a_t 和 R 在合理的范围内取值均能得到良好的分析结果, 本文采用文献[10]的推荐值, $a_n=1.33$, $a_t=0.67$, R 取计算模型的长、宽和高的一半的平方和开方。

对于非线性波动问题, 可以采用等效线性化方法^[11], 亦即黏弹性人工边界公式中的剪切模量 G 取等效剪切模量, P 波和 S 波波速 c_p 和 c_s 分别取相应的等效波速, 这些等效线性化参数值可以采用迭代方法求解^[11]。

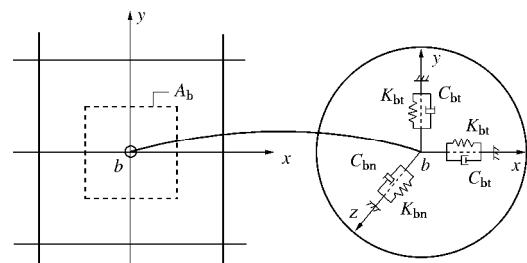


图 1 三维黏弹性边界

Fig. 1 3D viscous-elastic boundary

本文采用等效结点力方法实现地震动的输入, 亦即将输入地震波动转化为直接作用于人工边界上的等效结点荷载^[11], 边界上某一结点 b 的等效结点荷载可以表示为

$$\left. \begin{aligned} F_{bn}(t) &= (t_{bn}(t) + C_{bn} \dot{w}_{bn}(t) + K_{bn} w_{bn}(t)) \cdot A_b, \\ F_{bt}(t) &= (t_{bt}(t) + C_{bt} \dot{w}_{bt}(t) + K_{bt} w_{bt}(t)) \cdot A_b, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, $F_{bn}(t)$, $F_{bt}(t)$ 分别为法向和切向的边界等效结点荷载, 式中的弹簧刚度 K_b 和阻尼系数 C_b 可由式(1)确定, t_b , \dot{w}_b 和 w_b 分别表示结点处自由场的非线性应力、速度和位移, 本文通过地震响应程序 EERA^[13]求得。

1.2 土体非线性分析的等效线性化方法

等效线性化方法是一种近似反映土体非线性的方法, 在工程中被广泛应用。其基本思想是通过迭代变换的剪切模量和阻尼比模拟土的非线性变化, 从而将求解过程线性化^[14]。大致步骤为: 选用一个初始的剪切模量 G_0 和阻尼比 ζ_0 , 进行初次计算; 由各单元的应变时程曲线, 计算各单元的最大剪应变 I_{\max} ; 根据 Idriss 等提出的等效线性化方法^[15], 等效剪应变 $I_{\text{eff}} = 0.65 I_{\max}$; 根据各单元的等效剪应变, 更新各单元的剪切模量 G_i 和阻尼比 ζ_i , 重新进行计算, 直至前后两次的误差小于允许范围。

1.3 黏弹性边界和地震动输入等效结点力方法的实现

本文基于 ABAQUS 建立三维凹陷地形的非线性

地震响应分析模型。土体采用八节点六面体三维实体单元, 黏弹性边界通过接地弹簧阻尼单元来模拟, 等效结点荷载以结点集中力的形式施加, 在隐式动力分析标准模块进行计算。

首先根据边界结点位置, 求得结点影响面积 A_b 。计算散射波源到黏弹性边界的距离 R 。采用地震响应程序 EERA^[13], 输入各土层及弹性基岩参数, 在基岩面处输入地震动, 求得模型各边界结点处对应介质的等效剪切模量 G 、等效 P 波和 S 波波速 c_p 和 c_s , 以及自由场非线性应力 t 、速度 v 和位移 w 。据式(1)求得弹簧刚度和阻尼系数, 据式(2)求得等效荷载, 在模型边界结点施加黏弹性边界及等效结点力。由于边界结点数量巨大, 本文基于 Python 语言编制了黏弹性边界及等效结点力自动施加程序。

1.4 等效线性化方法的实现

费康等^[16]基于 ABAQUS 编写了等效线性化模型 UMAT 子程序, 通过与 SHAKE91 计算结果的对比, 验证了其可靠性。本文通过调用此 UMAT 子程序, 在 ABAQUS 中实现等效线性化求解。子程序参数包括最大动剪切模量 G_{\max} 、泊松比 ν 和圆频率 ω 。对于圆频率 ω , 有学者将 ω 取为结构基频, 也有学者将 ω 取为地震载荷的主要频率范围^[16]。本文在计算层状场地的非线性地震响应时, 综合考虑场地和地震波的特性, 将圆频率 ω 取为场地一阶和二阶自振频率及地震波主频的平均值。

调用 UMAT 子程序, 给定各单元初始状态变量, 在隐式动力分析标准模块进行动力计算; 完成计算后, 进入后处理模块, 提取各单元的最大剪应变; 求得各单元的等效剪应变, 根据剪切模量、阻尼比与等效剪应变的关系曲线, 修正各单元状态变量; 再次进入隐式动力分析模块进行求解, 直至满足收敛条件, 停止迭代, 输出结果。本文基于 Python 语言编写相关程序, 使整个迭代过程在 ABAQUS 中自动运行, 无需人工干预。

2 方法验证

因文献中目前没有三维凹陷地形非线性地震响应整体模型的结果可以比较, 因此本文的方法验证分为两部分: ①三维黏弹性边界及等效结点力方法验证, 本文与文献[12]三维凹陷地形线性地震响应的 ANSYS 分析结果比较; ②非线性波动输入方法的验证, 本文与文献[17]地下双洞室非线性地震响应的有限元-边界元 (FEM-BEM) 耦合方法结果比较。

2.1 黏弹性边界及等效结点力方法验证

图 2 给出了本文 (针对图 5 模型) 与文献[12]对

应观测点的加速度时程结果对比。图中, P_3 点为三维凹陷地形 $x-z$ 剖面凹陷边界观测点, P_5 点为凹陷地形中心点, P_7 点为 $y-z$ 剖面凹陷边界观测点。从图可以看出, 本文计算结果与文献[12]结果吻合很好, 说明了本文施加黏弹性边界及等效结点力方法的正确性。

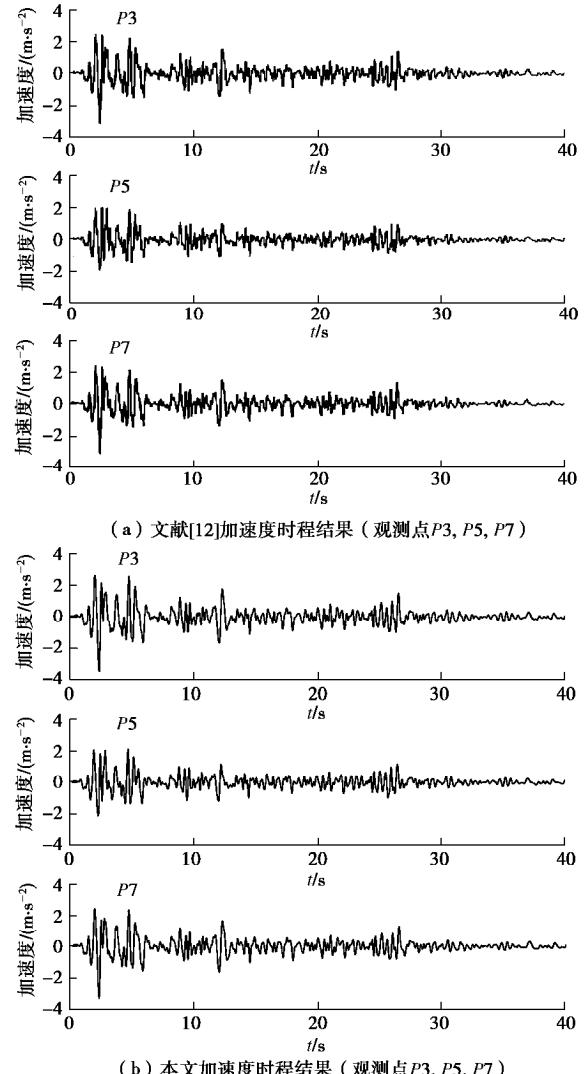


图 2 本文结果与文献[12]的比较

Fig. 2 Comparison between results in this paper and those in Reference [12]

2.2 非线性波动输入方法验证

为验证本文非线性波动输入方法的正确性, 建立地下双洞室模型, 如图 3 所示, 土层总厚度 $H=80$ m, 洞室埋深 $d=10$ m, 洞室半径 $a=5$ m, 洞室间距 $B/a=3$, 对该模型进行非线性地震响应分析。图 4 分别列出了地表观测点 $x/a=0$ (x 为地表点的水平坐标) 的水平加速度时程结果和 $x/a=2$ 的竖直加速度时程结果与文献[17]结果的对比。从图可以看出, 本文结果与文献[17]结果吻合很好, 验证了本文非线性波动输入方法的精度。

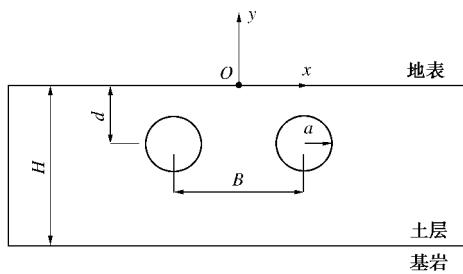


图 3 地下双洞室模型

Fig. 3 Underground two cavities

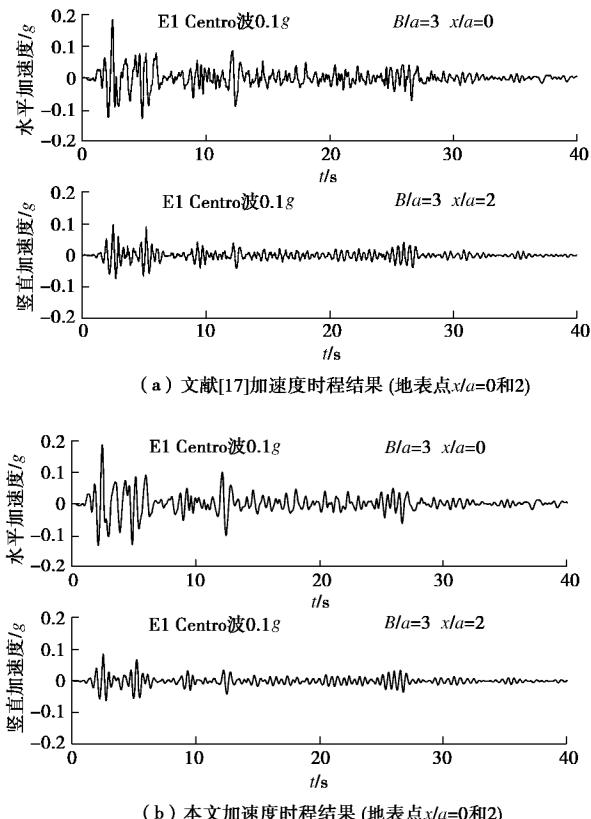


图 4 本文结果与文献[17]的比较

Fig. 4 Comparison between results in this paper and those in Reference [17]

3 算例与分析

以天津地区某典型弹性基岩上覆深厚软土地中某浅椭球凹陷地形为例进行数值计算和分析。图 5 所示凹陷地形, 水平面为圆形, 坚向断面为半椭圆形, 凹陷的 (X-向和 Y-向) 宽度为 100 m, 深度 (Z-向) 为 10 m, 观测点 P1~P9 的位置如图。层状场地土层参数如表 1 所示, 各类土的非线性参数见图 6, 泊松比取 0.25。根据文献[12], 截取的三维有限元模型尺寸为 200 m×200 m×80 m, 该模型尺寸可以满足本文计算精度的要求; 依据地震波的主要频率范围及土层剪切波速确定单元尺寸; 圆频率 ω 取为场地一、二阶

自振频率及地震波主频的平均值。图 7 给出了从基岩面垂直入射的 El Centro 波和 Taft 波加速度时程曲线和反应谱。

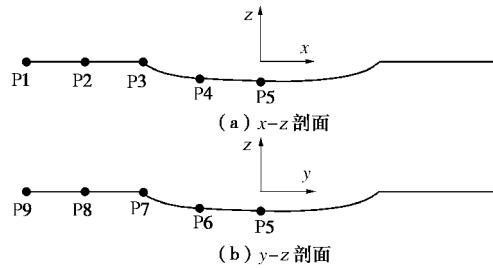


图 5 观测点位置

Fig. 5 Position of observing points

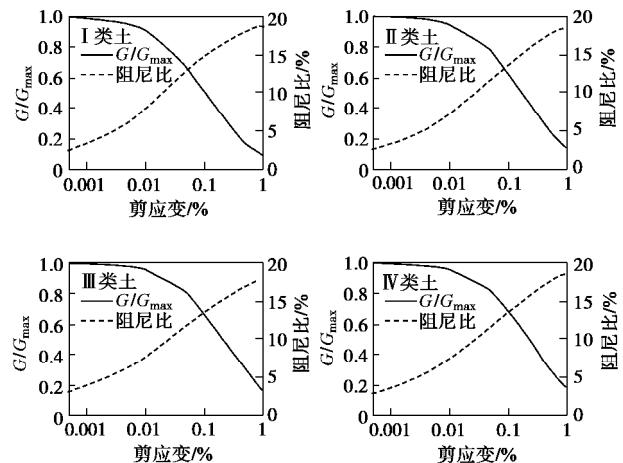


图 6 土的剪切模量比、阻尼比与等效剪应变的关系

Fig. 6 Relationship among shear modulus ratio, damping ratio and shear strain of soils

表 1 土层参数

Table 1 Soil parameters

土层 编号	类 别	厚 度 /m	剪 切 波 速 /(m·s ⁻¹)	密 度 /(kg·m ⁻³)	阻 尼 比
1(地表)	I	10	150	1750	0.05
2	I	10	175	1775	0.05
3	II	10	200	1800	0.05
4	II	10	250	1850	0.05
5	III	10	300	1900	0.05
6	III	10	350	1950	0.05
7	IV	10	400	2000	0.05
8	IV	10	450	2050	0.05
9(基岩)		∞	500	2100	0.02

3.1 三维凹陷地形非线性地震响应与线性地震响应的对比

图 8 给出了 El Centro 波和 Taft 波垂直入射、X-向激励下, 观测点 P3, P5 和 P7 沿 X-向非线性和线性地震响应加速度反应谱的对比, 图 9 给出了各观测点沿 X-向非线性和线性地震响应加速度峰值包络图对比。

从图 8 可以看出, 非线性地震响应加速度反应谱峰值比线性情况明显要小, 但加速度反应谱的高频成分明显减少, 而低频成分变化不大, 且随着入射地震动幅值的增大, 非线性和线性地震响应之间的差别也随之增大, 体现出明显的非线性响应特征。特别值得注意的是, El Centro 波入射情况, 凹陷地形中心 P5 点地震反应谱, 在高频段的非线性反应谱幅值大于线性反应谱幅值, 与凹陷地形边界点 P3 和 P7 点形成明

显的差别。这一特殊现象可能源于地震波在三维凹陷地形周围的散射, 与入射地震波频谱具有密切关系, 因为在 Taft 波入射情况, 并没有出现这一特殊现象。然而值得注意的是, 在 Taft 波入射情况, 非线性与线性地震响应加速度反应谱峰值的差别要比 El Centro 波情况更大。因此局部场地的非线性和线性地震响应差别明显有异于一般工程场地情况, 需要特别注意。

从图 9 可以看出, El Centro 波入射情况, 在凹陷

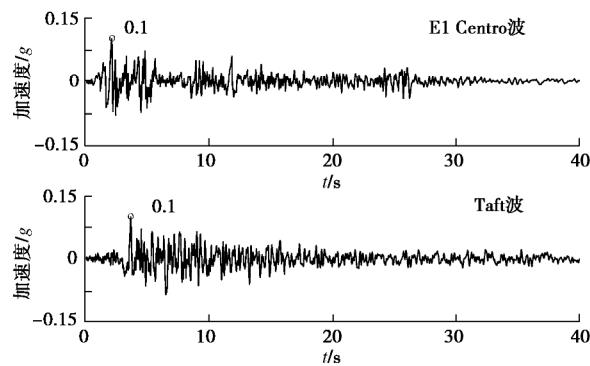


图 7 El Centro 波和 Taft 波加速度时程和反应谱

Fig. 7 Acceleration time histories and their response spectra of El Centro wave and Taft wave

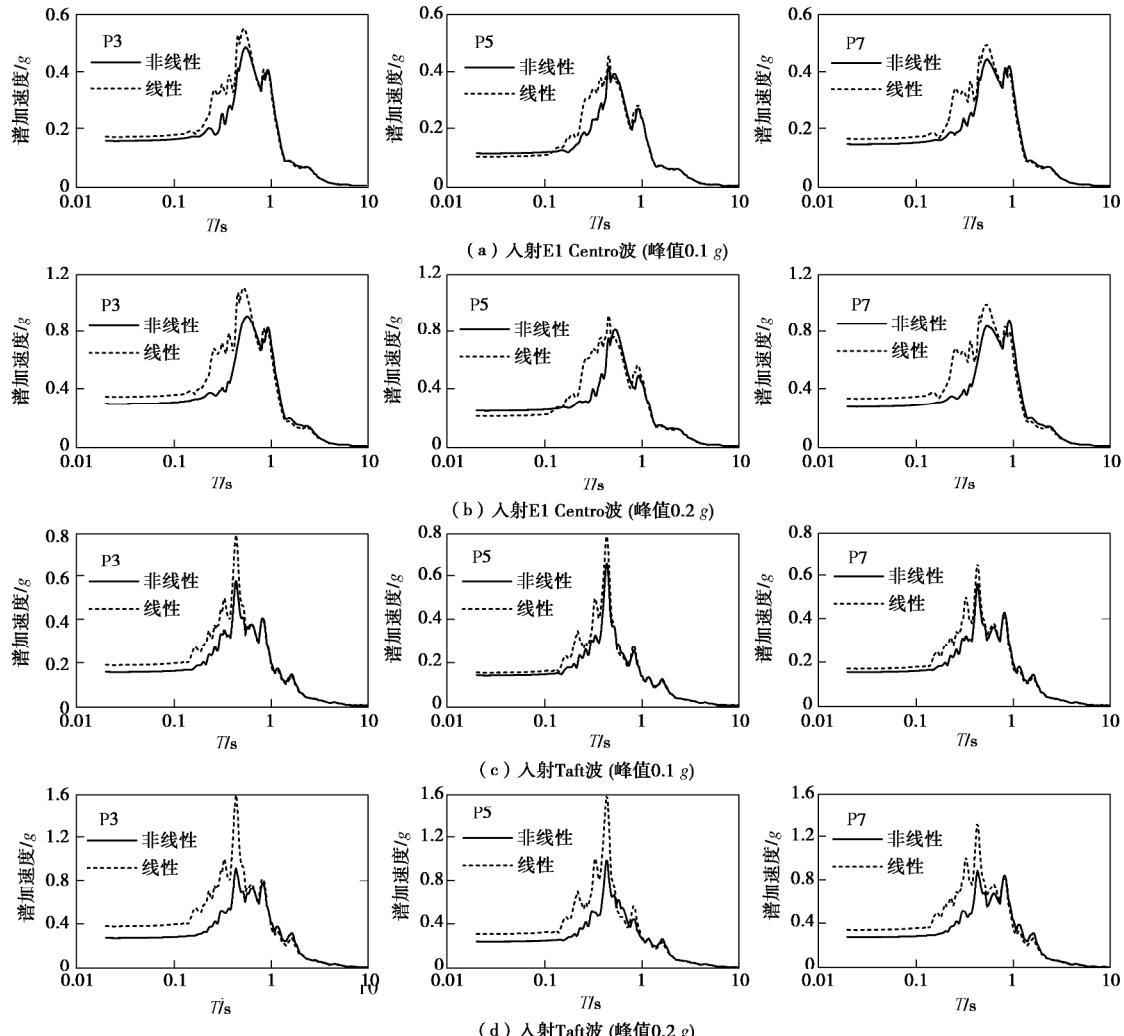


图 8 观测点 P3, P5 和 P7 非线性和线性地震响应加速度反应谱对比

Fig. 8 Comparison between nonlinear and linear seismic response acceleration spectra at observing points P3, P5 and P7

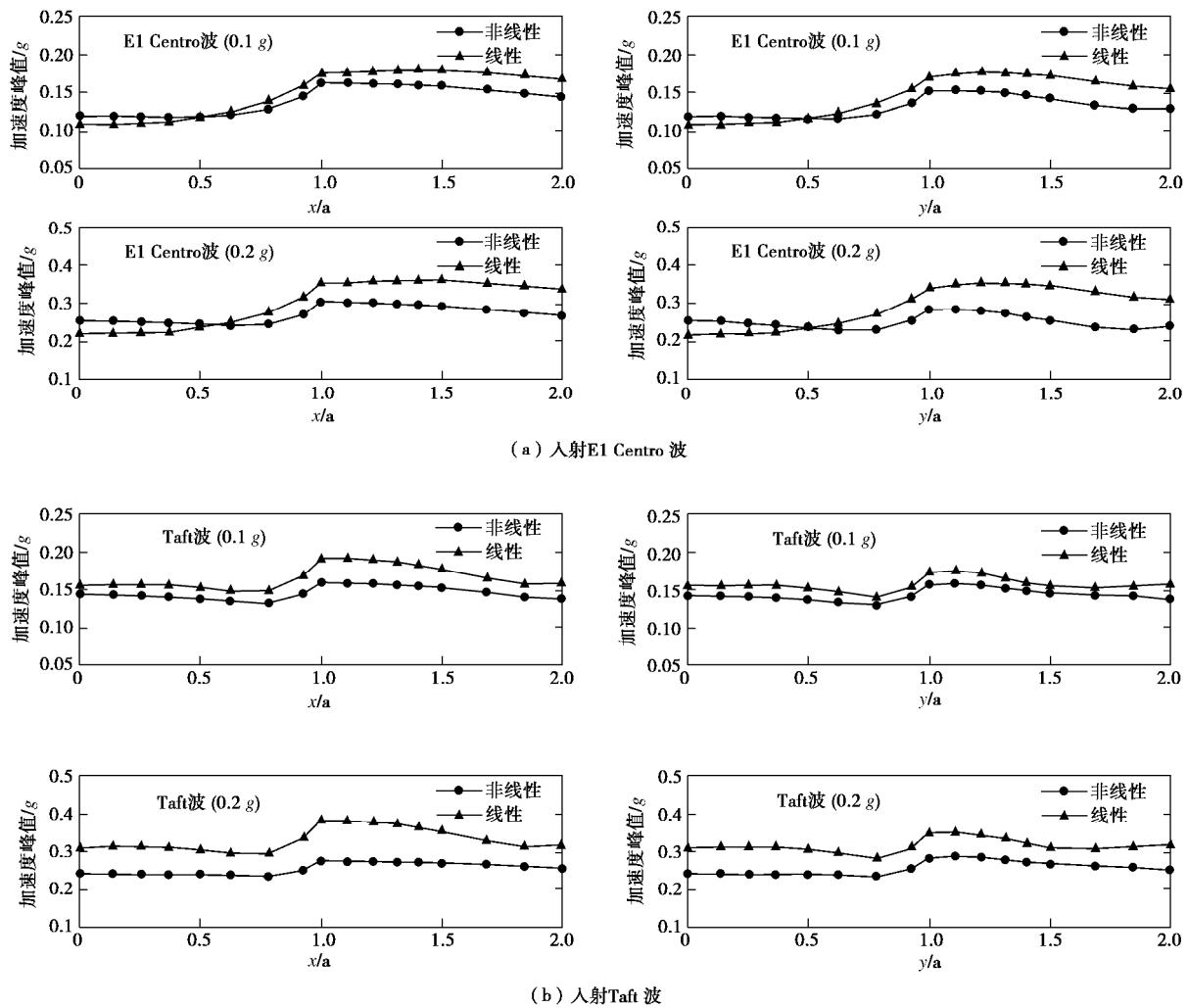


图 9 非线性和线性地震响应加速度峰值包络线的对比

Fig. 9 Comparison between nonlinear and linear seismic response PGA envelopes

地形中心附近 $x/a < 0.5$ 范围, 非线性地震响应加速度峰值大于线性地震响应加速度峰值, 而在凹陷地形 $0.5 < x/a < 1$ 和水平地表 $x/a > 1$ 范围, 非线性地震响应加速度峰值小于线性地震响应加速度峰值。Taft 波入射情况, 无论在凹陷地形中还是在水平地表, 非线性地震响应加速度峰值均小于线性地震响应加速度峰值。可以进一步看出, 随着入射地震动幅值的增大, 非线性和线性地震响应峰值之间的差别也随之增大。

3.2 三维凹陷地形对非线性地震响应的影响

图 10 分别给出了 El Centro 波和 Taft 波垂直入射, X-向激励下, 三维凹陷地形观测点 P3, P5 和 P7 的 X-向加速度反应谱。为便于比较, 同时给出了相应的自由场地表加速度反应谱。

从图 10 可以看出, 三维凹陷地形对非线性地震响应加速度反应谱有明显影响。首先在峰值方面, 与自由场相比, 3 个观测点加速度反应谱峰值明显放大, 与线性情况^[12]的规律相似。对于 El Centro 波入射情况, 放大作用最大出现在沿激励方向的凹陷边界 P3

点, 与激励方向垂直的边界点 P7 次之, 凹陷地形中心点 P5 最小; 而对于 Taft 波入射情况, 放大作用最大出现在凹陷中心点 P5, 两个边界点 P3 和 P7 次之。其次在频谱方面, 与自由场相比, 凹陷地形的两个边界点 P3 和 P7 加速度反应谱在高频段明显放大, 在低频段差别不大; 而凹陷地形中心点 P5 加速度反应谱则在低频段峰值明显降低。

另外, 还可以看出, 随着地震激励幅值的增大, 对于 El Centro 波入射情况, 反应谱卓越周期逐渐加长, 而对于 Taft 波入射情况, 反应谱卓越周期基本没有变化。说明, 三维凹陷地形对非线性地震反应谱的影响与地震激励的频谱密切相关。

图 11 分别给出了 El Centro 波和 Taft 波垂直入射, X-向激励下, 三维凹陷地形两个水平方向 (X-向和 Y-向) 所在地表各观测点的 X-向加速度峰值包络线, 这里采用自由场地表加速度峰值进行正规化, 即纵坐标表示的是凹陷地形各观测点的 X-向加速度峰值 $|a_x|_{\max}$ 与自由场地表 X-向加速度峰值 $|a_x^f|_{\max}$ 的比值, 所以该

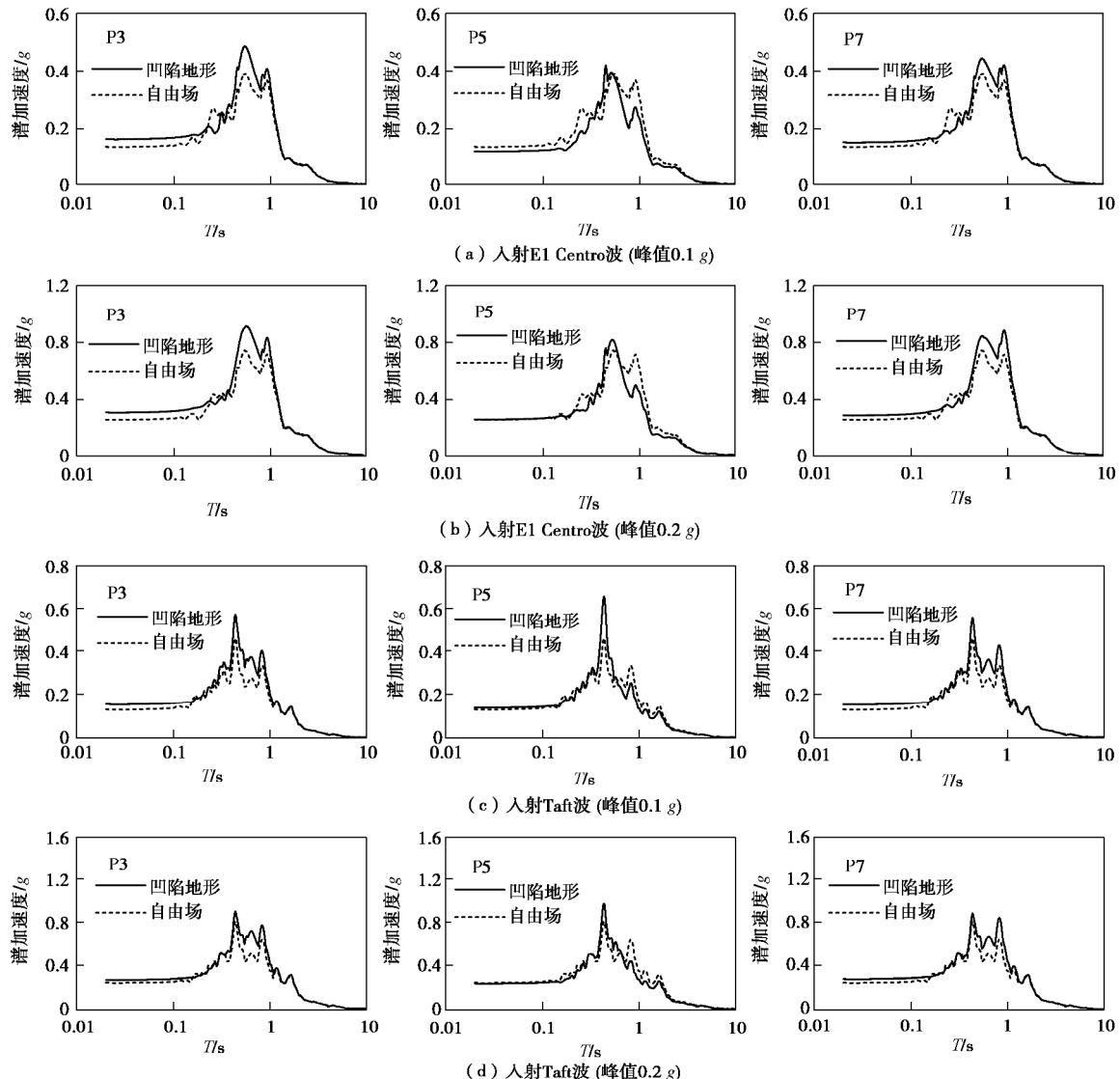


图 10 三维凹陷地形对非线性地震响应加速度反应谱的影响

Fig. 10 Effect of 3D canyon on nonlinear seismic response acceleration spectra

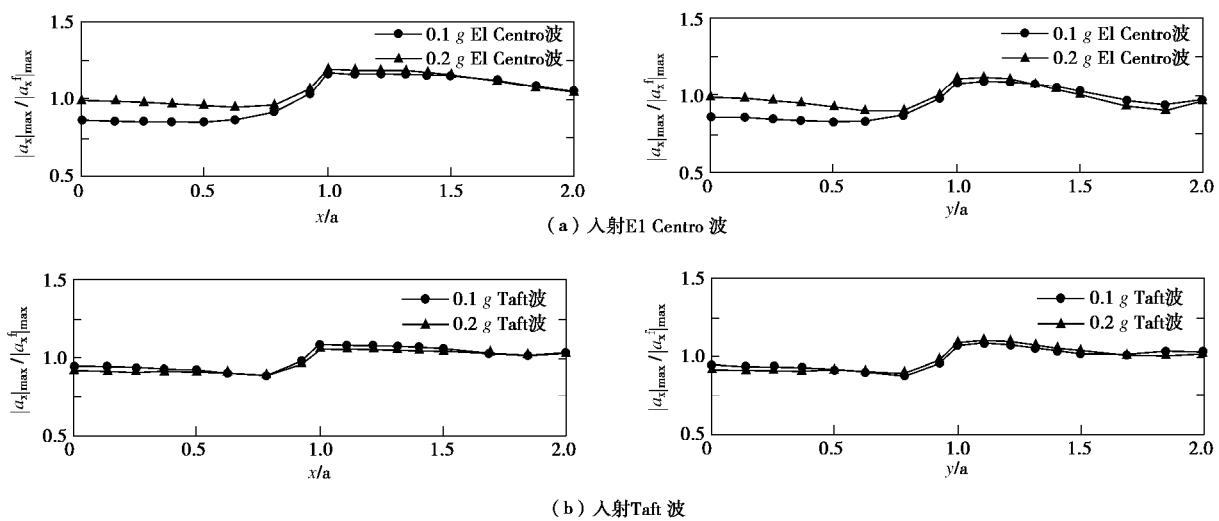


图 11 三维凹陷地形对非线性地震响应加速度峰值的影响

Fig. 11 Effect of 3D canyon on nonlinear seismic response PGA

峰值包络线即表示三维凹陷地形的放大作用。可以看出, 虽然地震激励方向为X-向, 但两个方向(X-向和Y-向) 地震加速度峰值包络线形状相似; 凹陷地形内观测点的加速度峰值普遍小于自由场加速度峰值; 凹陷地形外观测点的加速度峰值普遍大于自由场加速度峰值, 距离凹陷地形边界比较近的观测点的加速度峰值相对较大, 距离比较远的观测点的加速度峰值相对较小, 这一规律与线性情况^[12]相似。但是对于凹陷地形内观测点, 凹陷地形中心附近加速度峰值较大, 与线性情况^[12]明显不同, 且地震激励幅值越大, 凹陷地形内观测点的加速度峰值也越大, 这可能是三维凹陷地形非线性与线性地震响应之间的主要差别之一。

另外, 从图中还可以看出, 三维凹陷地形对El Centro波的放大作用要比Taft波大, 原因在于本文算例是一深厚软土地, 三维凹陷地形对低频成分更丰富的El Centro波具有更大的放大效应。

为了研究凹陷形状(深宽比)对三维凹陷地形非线性地震响应加速度峰值的影响, 图12给出了幅值为0.2g的El Centro波垂直入射, X-向激励下, 凹陷深

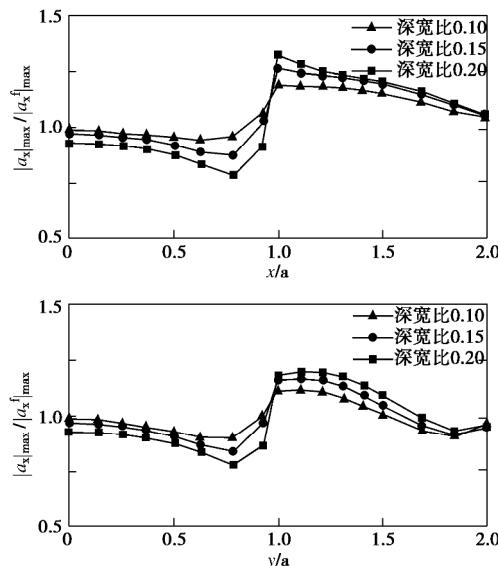
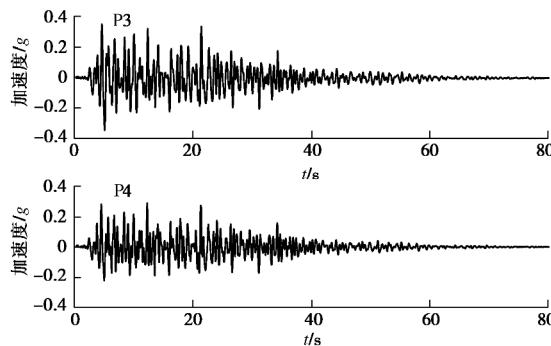


图12 凹陷形状(深宽比)对三维凹陷地形非线性地震响应加速度峰值的影响(入射0.2g幅值El Centro波)

Fig. 12 Effect of canyon shape (ratio of depth to width) on nonlinear seismic response PGA (input El Centro wave of amplitude 0.2g)



宽比分别为0.10、0.15和0.20时, 三维凹陷地形两个水平方向(X-向和Y-向) 所在地表各观测点的X-向加速度峰值包络线。

从图12可以看出, 凹陷深宽比对三维凹陷地形非线性地震响应加速度峰值有明显影响。对于凹陷地形内观测点, 凹陷深宽比越大, 加速度峰值越小; 对于凹陷地形外观测点(距凹陷地形较近), 凹陷深宽比越大, 加速度峰值越大。

3.3 三维凹陷地形在地震安全性评价人工波作用下的非线性地震响应

图13给出了地震安全性评价(简称安评)报告提供的人工波(50 a超越概率2%)加速度时程及其反应谱。图14给出了在安评人工波垂直入射, X-向激励下, 三维凹陷地形(图5)观测点P3~P7的X-向加速度时程曲线和反应谱, 图中同时给出了相应的自由场地表加速度反应谱。

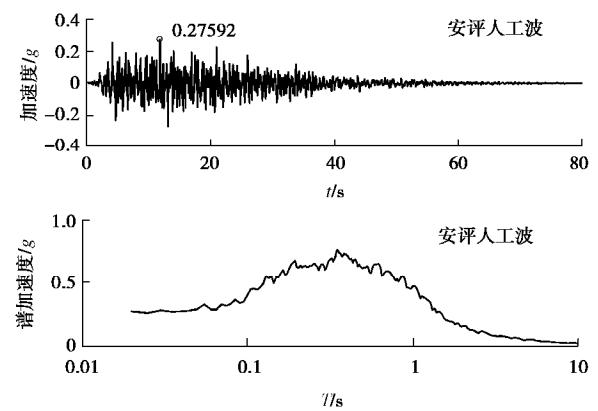
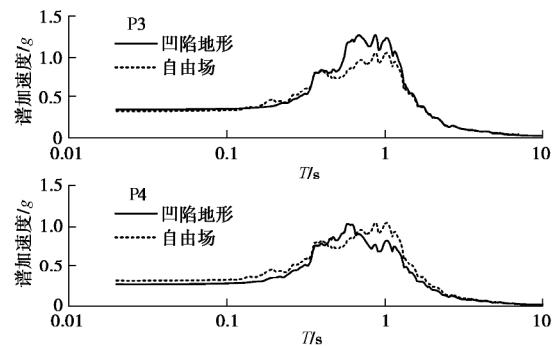


图13 安评人工波加速度时程和反应谱

Fig. 13 Acceleration time histories and their response spectra of artificial wave from seismic safety evaluation

可以看出, 在加速度反应谱方面, 与自由场相比, 凹陷边界点P3和P7的反应谱峰值明显放大, 反应谱峰值位置有差别, 但差别不大; 而凹陷地形内P4, P5和P6点的反应谱峰值差别不大, 但峰值位置均明显向高频移动, 差别达0.4 s, 与自由场差别明显, 特别值得注意。



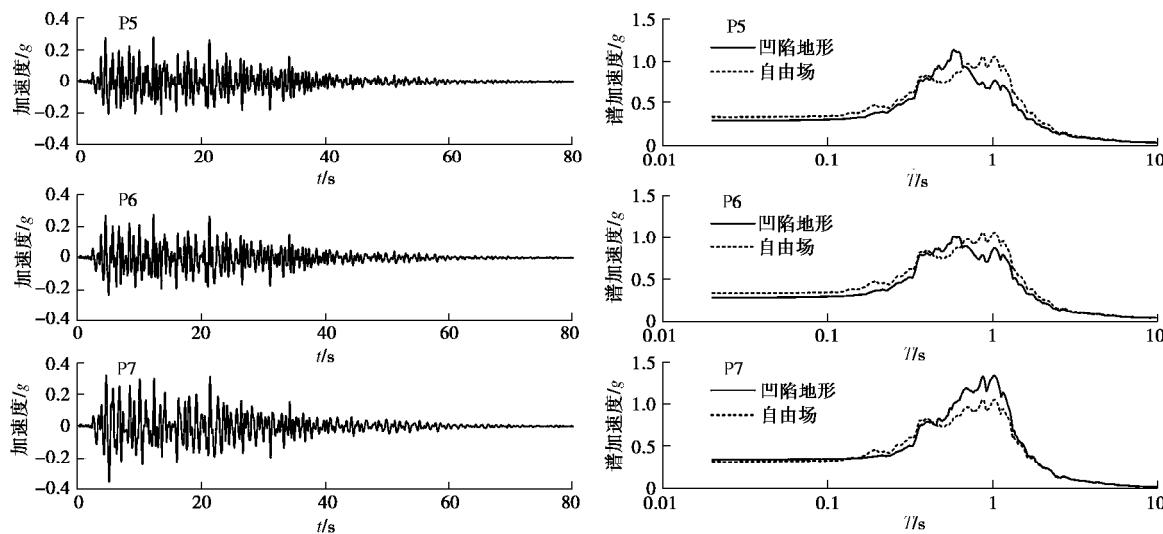


图 14 观测点 P3~P7 的加速度时程和反应谱 (入射安评人工波)

Fig. 14 Acceleration time histories and response spectra at observing points P3~P7 (artificial wave input from seismic safety evaluation)

4 结论与建议

本文建立了三维凹陷地形非线性地震响应分析问题的有限元模型, 以天津市深厚软土场地中典型的三维浅凹陷地形为例, 研究了三维凹陷地形非线性和线性地震响应的差别, 以及三维凹陷地形对非线性地震响应的影响。研究主要得出如下结论:

(1) 三维凹陷地形的非线性地震响应加速度反应谱峰值比线性情况明显要小, 但加速度反应谱的高频成分明显减少, 且随着入射地震动幅值的增大, 非线性和线性地震响应之间的差别也随之增大。就非线性和线性地震响应差别而言, 三维凹陷地形有异于一般工程场地, 需要在地震安全性评价中高度重视。

(2) 三维凹陷地形非线性地震响应有可能出现一种特殊现象, 即在凹陷地形中心附近, 非线性地震响应加速度峰值大于线性情况峰值, 且地震激励幅值越大, 两者差别也越大, 也特别值得注意。

(3) 三维凹陷地形对非线性地震响应加速度反应谱有明显影响。与自由场相比, 加速度反应谱峰值明显放大, 边界点加速度反应谱在高频段明显放大, 凹陷地形中心点加速度反应谱则在低频段明显降低, 与自由场形成明显差别。

(4) 凹陷形状对三维凹陷地形非线性地震响应加速度峰值有明显影响。对于凹陷地形内观测点, 凹陷深宽比越大, 加速度峰值越小, 对于凹陷地形外观测点, 凹陷深宽比越大, 加速度峰值越大。

(5) 三维凹陷地形场地的非线性地震响应, 受地震激励的幅值和频谱、工程场地与凹陷地形的距离以及凹陷形状等诸多因素的影响, 因此在开展地震安全性评价时需要建立三维模型来分析。

参考文献:

- [1] 杜修力, 熊建国. 波动问题的级数解边界元法[J]. 地震工程与工程振动, 1988, 8(1): 39~49. (DU Xiu-li, XIONG Jian-guo. Application of boundary element method to wave propagation by using series solution[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1988, 8(1): 39~49. (in Chinese))
- [2] 袁晓铭, 廖振鹏. 圆弧形凹陷地形对平面 SH 波散射问题的级数解答[J]. 地震工程与工程振动, 1993, 13(2): 1~11. (YUAN Xiao-ming, LIAO Zhen-peng. Series solution for scattering of plane SH waves by a canyon of circular-arc cross section[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1993, 13(2): 1~11. (in Chinese))
- [3] 房营光. 相邻多个浅圆弧凹陷地形对平面 SH 波散射的级数解[J]. 应用数学与力学, 1995, 16(7): 615~624. (FANG Ying-guang. Series solution for scattering of plane SH-waves by multiple shallow circular-arc canyons[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 1995, 16(7): 615~624. (in Chinese))
- [4] 刘晶波, 吕彦东. 结构-地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J]. 土木工程学报, 1998, 31(3): 55~64. (LIU Jing-bo, LU Yan-dong. A direct method for analysis of dynamic soil-structure interaction[J]. China Civil Engineering Journal, 1998, 31(3): 55~64. (in Chinese))
- [5] 周红, 陈晓非. 凹陷地形对 Rayleigh 面波传播影响的研究[J]. 地球物理学报, 2007, 50(4): 1182~1189. (ZHOU Hong, CHEN Xiao-fei. A study on the effect of depressed topography on Rayleigh surface wave[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2007, 50(4): 1182~1189. (in Chinese))

- Geophysics, 2007, **50**(4): 1182 – 1189. (in Chinese))
- [6] LEE V W. A note on scattering of elastic plane waves by a hemispherical canyon[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1982, **1**: 122 – 129.
- [7] SANCHEZ-SESMA F J. Diffraction of elastic waves by three-dimensional surface irregularities[J]. Bulletin of Seismological Society of America, 1983, **73**: 1621 – 1636.
- [8] MOSSESSIAN T K, DRAVINSKI M. Scattering of elastic waves by three-dimensional surface topographies[J]. Wave Motion, 1989(11): 579 – 592.
- [9] LIANG J W, LIU Z X, LEE V W. Scattering of plane waves by a 3-D canyon in layered half-space[C]// Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, 2008.
- [10] 谷 音, 刘晶波, 杜义欣. 三维一致黏弹性人工边界及等效黏弹性边界单元[J]. 工程力学, 2007, **24**(12): 31 – 37. (GU Yin, LIU Jing-bo, DU Yi-xin. 3D consistent viscous-spring artificial boundary and viscous-spring boundary element[J]. Engineering Mechanics, 2007, **24**(12): 31 – 37. (in Chinese))
- [11] 王振宇, 刘晶波. 成层地基非线性波动问题人工边界与波动输入研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(7): 1169 – 1173. (WANG Zhen-yu, LIU Jing-bo. Study on wave motion input and artificial boundary for problem of nonlinear wave motion in layered soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(7): 1169 – 1173. (in Chinese))
- [12] 梁建文, 齐晓原, 巴振宁. 基于黏弹性边界的三维凹陷地形地震响应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2014(4): 21 – 28. (LIANG Jian-wen, QI Xiao-yuan, BA Zhen-ning. Seismic response analysis of 3D canyon based on the viscous-spring boundary[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014(4): 21 – 28. (in Chinese))
- [13] BARDET J P, ICHII K, LIN C H. EERA: a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits[R]. Los Angeles: Department of Civil Engineering, University of Southern California, 2000.
- [14] 齐文浩, 薄景山. 土层地震反应等效线性化方法综述[J]. 世界地震工程, 2007(4): 221 – 226. (QI Wen-hao, BO Jing-shan. Summarization on equivalent linear method of seismic responses for soil layers[J]. World Earthquake Engineering, 2007(4): 221 – 226. (in Chinese))
- [15] IDRISI I M, SUN J I. SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits[R]. Los Angeles: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 1992.
- [16] 费 康, 张建伟. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010: 345 – 347, 363 – 368. (FEI Kang, ZHANG Jian-wei. Application of ABAQUS to geotechnical engineering[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2010: 345 – 347, 363 – 368. (in Chinese))
- [17] 张 季. 层状场地中地铁隧道群对地震动的放大作用[D]. 天津: 天津大学, 2012. (ZHANG Ji. Amplification of earthquake ground motion by metro group cavities in layered half-space[D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707006

深埋隧洞 TBM 掘进微震与岩爆活动规律研究

赵周能^{1, 2}, 冯夏庭^{2, 3}, 陈炳瑞³

(1. 西南科技大学环境与资源学院, 四川 绵阳 621010; 2. 东北大学资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110004;
3. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘要: 以锦屏二级水电站 TBM 开挖的深埋隧洞为工程背景, 基于微震监测数据和岩爆实例, 研究了深埋隧洞 TBM 掘进过程中微震与岩爆时空分布特征及岩爆孕育过程微震演化规律。结果表明: ①微震活跃期和岩爆高发期处于 TBM 作业时段及停机后的 1 h 以内; 微震活动范围主要介于掌子面后方 3 倍洞径至前方 0.4 倍洞径之间, 其峰值位于掌子面后方 0.8 倍洞径附近; 而岩爆主要发生在掌子面后方 2 倍洞径以内, 尤其是掌子面后方 1 倍洞径以内是岩爆高发区; 可见, 微震与岩爆具有良好的时空相关性。②在时间序列上, 微震能突增现象, 以及累积视体积快速上升而 Schmidt 数急剧下降的现象均属微震活动异常, 属岩爆前兆。③在空间序列上, 微震事件逐渐向某个区域高度集结且大震级高能量事件不断增多的现象属微震活动异常, 预示高岩爆风险, 属岩爆前兆。

关键词: 岩石力学; 深埋隧洞; 微震; 岩爆; 隧道掘进机 (TBM)

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1206-10

作者简介: 赵周能(1976-), 男, 讲师, 博士, 主要从事采矿及深部岩石力学方面的研究工作。E-mail: zhzhneng@163.com。

Activity laws of microseisms and rockbursts in deep tunnels by TBM tunneling

ZHAO Zhou-neng^{1, 2}, FENG Xia-ting^{2, 3}, CHEN Bin-rui³

(1. School of Environmental Engineering and Resources, Southwest University of Science and Technology, Mianyang 621010, China;

2. Northeastern University, Shenyang 110004, China; 3. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: For the deep tunnel of Jinping II Hydropower Station excavated by TBM, based on the seismic monitoring data and rockbursts, the temporal and spatial distribution characteristics of microseismic events and rockbursts and evolution laws of microseismicity information during the preparation process of rockbursts are studied. The conclusions are drawn as follows: (1) The active period of microseisms and the peak period of rockbursts are the working time and within one hour after stopping working for TBM. The microseismic activity mainly ranges from 3 times the tunnel diameter behind working face to 0.4 times ahead, and its peak value is located at 0.8 times the tunnel diameter behind working face. The rockbursts mainly occur within the region 2 times the tunnel diameter behind working face, especially the high-risk zone of rockbursts lies in the region as large as 1 times the tunnel diameter behind working face. Therefore, there is certain space-time relativity between the microseisms and the rockbursts. (2) A sudden increase of microseismic released energy or the steep rise of cumulated apparent volume (CAV) with a sharp drop of Schmidt number in the time sequence is an microseismic anomaly, which is a premonition of rockbursts. (3) The spatial distribution pattern of mircoseismic events shows a transformation from random to clump distribution in certain zone with time, and the degree of their clump dispersion pattern gradually increases, simultaneously accompanied by a growing number of microseismic events with large magnitude and high energy, that is, it is an microseismic anomaly and also a premonition of rockbursts.

Key words: rock mechanics; deep tunnel; microseismicity; rockburst; tunnel boring machine

0 引言

岩爆是高地应力条件下地下洞室开挖过程中, 由于开挖卸荷引起围岩应力重分布, 导致储存于围岩中的弹性应变能突然释放, 并产生爆裂、松脱、剥落、弹射甚至抛掷等破坏现象的一种动力失稳地质灾害^[1]。岩

爆通常受地层岩性和地应力等背景条件的控制^[2], 但是

基金项目: 国家自然科学基金国际合作重大项目 (41320104005); 国家自然科学基金项目 (51479192); 西南科技大学博士研究基金项目 (14zx7106)

收稿日期: 2016-03-25

如果岩石未被挖走, 岩体仍安然无恙地呆在地下深处, 可见, 岩爆并不是纯自然的地质现象, 而是人类活动诱发的地质灾害, 其发生与否与地下洞室开挖后在围岩内形成的应力分布有着密切的关系。研究发现^[3], TBM 和钻爆法开挖洞室的围岩物理力学性能与应力条件存在显著差异, 在高地应力环境下, 若开挖方式选用不当则会大大恶化围岩的物理力学性能和应力条件, 从而诱发甚至加剧岩爆的发生。就施工技术而言, TBM 和钻爆法均是开挖长大隧道的成熟方法, 但两者的岩爆现象却存在明显差异, 西康铁路秦岭隧道的岩爆现象很好的证实了这一点。秦岭隧道由相距仅 30 m 的 I 线和 II 线组成, 其岩爆实录显示^[4-6], 与 I 线无岩爆洞段 (TBM 开挖) 相对应的 II 线 (钻爆法开挖) 却是不同等级岩爆的频发段。所以, 开挖方式 (TBM 和钻爆法) 是岩爆的重要影响因素之一, 近年来, 这方面的研究逐渐成为人们关注的热点。

Rudajev 等^[7]认为岩爆的发生与所采用的开挖方式密切相关。张志强等^[8]在总结国内外许多地下工程岩爆发生的条件后指出, 地质条件相同时, 采用 TBM 施工的隧道可能不发生岩爆, 而采用钻爆法施工时则会发生岩爆。王彦辉等^[9]在分析钻爆法施工特点的基础上, 认为应尽量以 TBM 替代钻爆法开挖隧道, 减小施工对围岩的振动, 从而减少岩爆触发因素。刘丽萍等^[10]在综合分析国内外 TBM 开挖工程实例后指出, 在地下隧道施工中, TBM 的安全性远优于钻爆法。但是, 候靖等^[11]基于锦屏二级水电站辅助洞和排水洞的岩爆对比分析, 指出在工程地质和隧洞断面尺寸相似的条件下, TBM 开挖发生的岩爆累计长度及等级均大于钻爆法开挖。锦屏二级水电站排水洞岩爆实录亦显示^[12-13], 在 TBM 挖进过程中发生大量不同等级的岩爆, 甚至极强岩爆, 如 2009 年 11 月 28 日发生了极强岩爆, 导致 TBM 被毁, 余下未掘洞段被迫改为钻爆法开挖。可见, 长期以来, 人们通常认为对同一工程区或地质条件相似的隧道工程, 钻爆法开挖引起的岩爆风险要高于 TBM 开挖。但是, 工程实践表明, 对于埋深大、地应力高的地下岩石工程如锦屏二级水电站引水工程, TBM 开挖也面临着频繁的岩爆灾害, 甚至较钻爆法更严重, 不仅损毁价值昂贵的工程设备、影响施工进度, 而且还严重威胁施工人员的生命安全。因此, 通过微震监测技术, 获取深埋隧道/洞工程 TBM 开挖的微震活动规律, 进而掌握岩爆活动规律并进行预警, 为岩爆防治提供可靠参考, 对于确保深埋隧道/洞工程 TBM 施工安全显得尤为重要。

近年来, 人们对深埋隧道洞岩爆进行了大量研究, 如冯夏庭等^[14]、陈炳瑞^[15], 依据隧洞岩爆的发生时间将岩爆划分为即时型和时滞型两类岩爆, 并对其孕育

机制进行了研究; 陈炳瑞等^[16]通过分析深埋隧洞 TBM 挖进过程中开展微震监测存在的困难与不足, 对现有微震监测技术进行了优化和改进, 并取得了预期效果; 明华军等^[17]基于微震数据, 利用矩张量分析了深埋隧洞岩爆机理; 于群等^[18]针对锦屏二级水电站深埋引水洞特殊的地质条件和施工特征建立了微震监测系统, 实现了工程开挖过程中围岩微震活动的实时监测与分析; 冯夏庭等^[19]对 TBM 开挖岩爆孕育过程的微震演化规律进行了研究, 得出了一些有益结论。这些研究成果对深埋隧洞岩爆防治具有重要意义, 但对 TBM 开挖下岩爆孕育中的 Schmidt 数随时间的演化规律及微震信息在 TBM 挖进中的演化特征未展开深入研究。鉴于此, 本文以锦屏二级水电站#3 引水隧洞 TBM 开挖的极强岩爆段为工程背景, 研究微震与岩爆的活动规律, 并选取典型岩爆案例分析岩爆孕育过程微震活动时空演化特征, 以期为深埋隧洞 TBM 开挖的岩爆防治提供科学的参考依据。

锦屏二级水电站引水隧洞平均埋深约 1610 m, 最大埋深达 2525 m, 属典型的高地应力区, 在其开挖过程中可能潜在强至极强岩爆风险, 严重威胁隧洞施工安全。鉴于此, #3 引水隧洞 TBM 开挖的白山组大理岩洞段搭建了微震监测系统, 翱此对岩爆灾害进行实时监测。本文选取埋深介于 1864~2229.63 m 之间的 10050~11165 m 里程洞段进行分析, 该洞段搭建了南非 ISS 微震监测系统, 其监测方法、监测系统构成及工程背景参见文献[16, 19], 此处不再赘述。

1 微震与岩爆时空分布规律

1.1 时间分布规律

TBM 作业在 24 h 内分检修时段 (8: 00~12: 00) 和掘进时段 (12: 00~次日 8: 00), 其中后者又分白班 (12: 00~22: 00) 和夜班 (22: 00~次日 8: 00)。统计结果显示, TBM 开挖引起的微震事件和岩爆在不同作业时段的分布存在显著差异。以 2010 年 5 月 28 日—9 月 26 日为例, TBM 挖进时产生的微震事件与岩爆在 24 h 内分布规律如图 1 所示 (为了展示事件与岩爆随时间的循环变化规律, 图中横坐标时间刻度取 48 h)。可以看出, 两者在 24 h 内的演化趋势基本一致, 总体上呈余弦曲线状, 其中 8: 00~12: 00 位于曲线谷底, 对应于 TBM 检修时段, 微震事件和岩爆分别占各自总数的 5.94% 和 3.28%, 可见, 此时段的微震活动较弱, 岩爆活动频次少, 处于相对平静期; 12: 00~次日 8: 00 位于曲线峰部, 对应于 TBM 挖进时段, 微震事件和岩爆分别占各自总数的 94.06% 和 96.72%, 显然, 该时段为微震活跃期, 岩爆活动频

繁。

TBM 常以连续方式开挖, 属缓慢的准静态卸载过程, 该过程产生许多微震事件, 占 77.85% (见图 2(a)); 因检修或其它原因而停止作业期间产生的微震事件占 22.15%, 显然, 事件主要产生于 TBM 开挖过程中。进一步分析发现, 在停止作业时段, 停机 2 h 内发生的微震事件最多, 占停机后事件数的 57.64%, 其中尤以 1 h 以内为最多, 占 43.75%; 之后则迅速减少 (见图 2(b))。这表明 TBM 开挖过程及停机 1 h 以内围岩微震活动十分活跃, 岩体微破裂活动频繁, 围岩应力和能量调整最为剧烈, 预示高岩爆风险, 这与现场岩爆相吻合。事实上, 在掘进时段发生的岩爆最多, 占 86.58%, 停机时段次之, 占 13.42%, 如图 2(a) 所示; 停机时段发生的岩爆主要出现在停机后的 1 h 以内, 而后迅速减少 (见图 2(b))。显而易见, TBM 作业时段及停机后的 1 h 内为岩爆高发期。

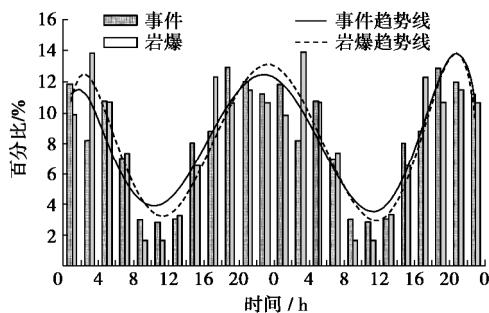


图 1 TBM 掘进过程 24 h 内微震事件与岩爆分布规律

Fig. 1 Distribution of microseismic events and rockbursts caused by TBM tunneling within 24 hours

上述分析表明, 微震和岩爆具有良好的时间相关性, 且两者与 TBM 作业活动密切相关。一般地, 开挖扰动前, 置于高应力状态的深埋岩体处于原岩应力平衡状态。TBM 掘进时, 该平衡状态因开挖卸荷而被打破, 进而引起应力重分布, 造成局部围岩存在高应力集中, 导致岩体新生和原有裂纹扩展、贯通, 释放弹性应变能并伴有微震。随着岩体微破裂不断产生和发展, 岩体完整性被削弱, 其承载力和蓄能能力逐渐下降, 当降至某一临界状态时, 储存的弹性应变能会发生突然释放, 造成岩体动力失稳, 从而产生岩爆。而 TBM 检修和停止作业期间, 岩体未受到开挖扰动作用, 围岩应力因自适应调整而在洞壁产生高应力集中, 导致岩体破裂, 造成应力松弛, 使最大应力逐渐向围岩深部转移。围岩应力经自适应调整后处于相对平衡状态, 短期内, 只有在外界扰动下, 该平衡方能被打破, 进而引起应力的再调整。所以随着停止作业时间的延长, 围岩破裂活动趋于变缓, 微震和岩爆活动较弱, 处于相对平静期。

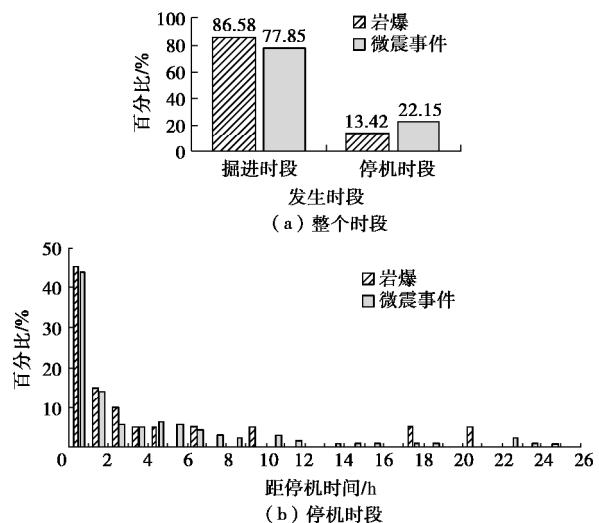


图 2 TBM 掘进过程微震事件和岩爆的时间分布

Fig. 2 Time distribution of microseismic events and rockbursts during TBM tunneling

1.2 空间分布规律

根据岩石力学理论, 地下洞室围岩的应力调整范围与洞径密切相关。为使研究结果具有普遍性, 便于与其它工程比较, 在分析事件频次在隧洞轴向上的分布规律时, 采用洞径 D (12.4 m) 表示事件与掌子面距离, 并以掌子面为原点, 隧洞掘进方向为横坐标正向。基于此获得的统计分析成果如图 3 所示, 可见, 在隧洞轴向上, 掌子面后方 16D 至前方 9D 范围内均有微震事件发生, 分别占 89.04% 和 10.96%, 其中掌子面后方 8D 至前方 3D 范围内为微震事件主要分布区, 占 97.72%, 而又尤以掌子面附近区域为最多 (见图 3(a))。需要指出的是, 掌子面后方 8D 至前方 3D 范围以外产生少许事件, 占 2.28%, 这些事件较为离散, 其产生原因可能与系统监测误差及岩体不均匀性有直接关系, 分析时不予考虑。

为进一步揭示事件在掌子面附近的分布规律, 将图 3(a) 进行局部放大, 见图 3(b), 可以看出:

(1) 事件集中分布在 $-3D \sim 0.4D$ 之间, 占所有事件的 79.45%, 事件峰值位于 $-0.8D$ 附近。这表明 $-3D \sim 0.4D$ 区域微破裂频次高, 属高应力集中区, 应力调整剧烈, 预示着高岩爆风险。据此圈定的区域是 TBM 施工过程中岩爆、坍塌、支护的重点关注区域。事实上, 在隧洞轴向上, 99.33% 的岩爆发生在掌子面后方 2D 范围以内 (即 $-2D \sim 0$ 区间), 掌子面后方 2D 范围以外仅发生一次轻微时滞型岩爆 (见图 4)。由此可见, ①掌子面后方 2D 范围以内是岩爆高发区, 该区域与微震活跃区基本一致; ②TBM 开挖产生的岩爆以即时型岩爆为主, 时滞型岩爆甚少; ③对于地应力高, 具有强甚至极强岩爆风险的区域, 采用半导洞先行, TBM 随后跟进^[20-21]或全断面钻爆法开挖时, 掌子面前

方应力解除深度应达到或超过 $0.8D$, 使掌子面前方高应力集中向深部转移, 从而抑制或降低掌子面岩爆风险, 确保当前和下一炮次开挖安全。

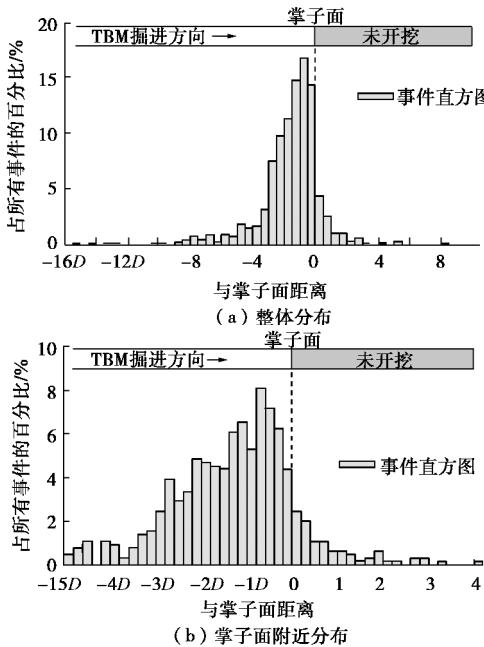


图 3 微震事件在隧洞轴向上的分布规律

Fig. 3 Distribution of microseismic events along axial direction of tunnel

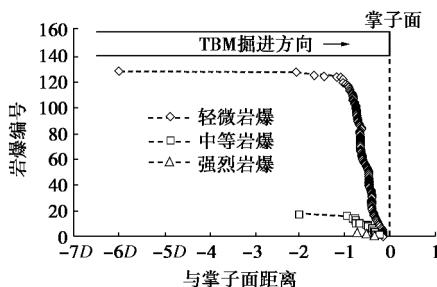


图 4 岩爆在隧洞轴向上的分布规律

Fig. 4 Distribution of rockbursts along axial direction of tunnel

(2) 事件先递增, 至 $-0.8D$ 达最大值, 而后递减, 但越过掌子面后便急剧下降。呈现这一分布规律的主要原因在于围岩应力重分布的时间效应和空间效应。TBM 开挖属于缓慢的准静态卸载过程, 对于紧邻掌子面的开挖区域, 一方面, 围岩揭露时间短, 岩体仍保持较好完整性, 具有良好的承载力, 而应力重分布需要一定时间才能完成并形成应力集中区; 另一方面, 由于受到开挖面的空间约束, 开挖面附近的围岩不能立即释放其全部瞬时弹性位移, 换言之, 在一定程度上抑制或延缓了围岩应力调整。这就使得掌子面近区围岩产生微破裂的频次虽高但并非峰值区。沿隧洞轴向由内向外, 随着与掌子面距离的增大, 围岩经过一定时间的应力重分布, 许多局部区域形成了应力集中, 且开挖面的空间约束作用逐渐减弱, 使得围岩微破裂

频次递增, 至 $-0.8D$ 附近形成峰值。随着距离的进一步增大, 应力重分布的时间效应占居主导, 围岩应变能得到了一定释放, 应力集中逐渐向围岩深部转移, 导致微破裂频次虽高但呈现降低趋势, 至掌子面后方 $3D$ 处已大为降低。

上述分析表明, $-0.8D \sim 0$ 区间即掌子面与事件峰值之间的区域, 由于受到掌子面的空间约束而抑制了围岩应变能的释放, 导致围岩因积蓄大量应变能而形成高储能体, 潜在高岩爆风险, 是防控岩爆的重点关注区。这与现场岩爆情况相吻合, 岩爆实录(参照文献[22]划分岩爆等级)显示, 92.19% 的轻微岩爆、94.12% 的中等岩爆和全部强烈岩爆均出现在掌子面后方 $1D$ 以内(即 $-1D \sim 0$ 区间)(见图 4)。

图 5 为加拿大 Mine-By 试验隧洞(长 46 m , 直径 3.5 m)机械开挖段的微震监测结果^[23]。对比分析图 3 和图 5 可以看出, 洞径不同的隧洞采用机械开挖所产生的微震事件沿隧洞轴线的变化趋势基本一致, 但前者引起的事件分布范围介于 $-16D \sim 9D$ 之间, 而后者为 $-3D \sim 0.4D$ 之间, 显而易见, 前者远大于后者。这表明两者引起事件的分布范围存在显著差异。初步研究认为, 开挖工艺与工程地质条件无疑是导致该现象的原因之一, 但机械开挖过程中, 隧洞围岩应力调整范围及剧烈程度是否存在洞径效应尚待分析和研究。

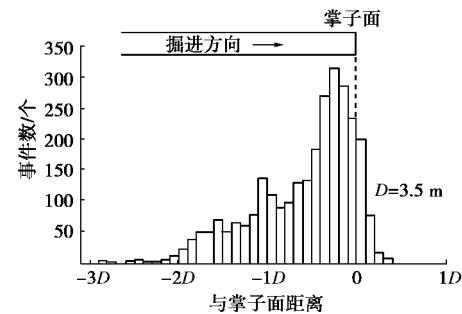


图 5 机械凿岩法开挖微震事件与掌子面的距离^[23]

Fig. 5 Distance between microseismic event and tunnel face by excavation of mechanical drilling method

图 6 为 TBM 挖进过程中微震事件与岩爆在隧洞径向上的分布情况。由图 6(a) 可以看出, 事件主要分布在距隧洞中心 $1.5D$ 范围以内, 占 76.1%, 其中尤以距洞壁 $1D$ 的圆环内为最多, 占 53.12%, 可见, 距洞壁 $1D$ 以内的围岩中产生大量微破裂, 属围岩主要微破裂损伤区, 该区域存在高应力集中, 积蓄大量应变能, 为岩爆提供了能量来源。从隧洞洞周分布来看, 事件主要集中分布在隧洞掌子面前方及上断面围岩中, 并在隧洞南、北侧拱肩附近形成聚集区, 而下断面围岩产生事件少且呈离散状。这表明隧洞掌子面前方及上断面围岩, 尤其是南、北侧拱肩附近存在高应力集中, 聚集大量应变能, 具有高岩爆风险, 需予以

高度关注；而隧洞下断面尤其是底部微破裂少，聚集应变能小，存在岩爆风险的可能性低。实际上，隧洞北侧边墙至拱肩发生的岩爆最多，占 42.07%；南侧边墙至拱肩及掌子面次之，分别占 28.28% 和 23.45%；拱顶和底部最少，仅为 6.21% 和 0，如图 6 (b) 所示。

对比分析岩爆与事件在隧洞轴向和径向的分布特征可以明显看出，岩爆与事件的分布区域基本吻合，事件聚集区域对高岩爆风险区域具有很好的指示性。

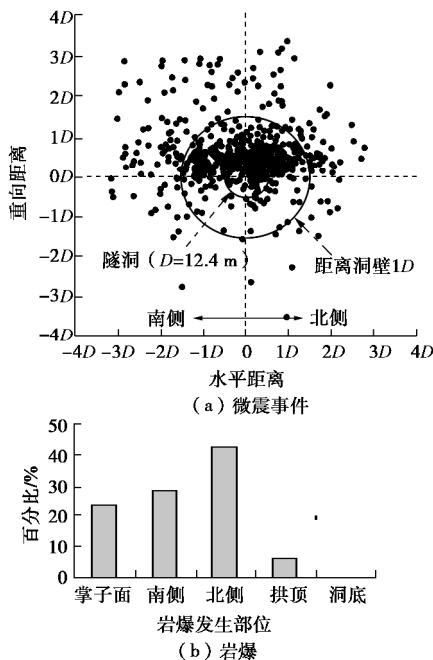


图 6 微震事件与岩爆在隧洞径向上的分布规律

Fig. 6 Distribution of microseismic events and rockbursts along radial direction of tunnel

研究发现，TBM 开挖产生的岩爆具有下列特点：①岩爆区域往往多次发生轻微岩爆，高等级岩爆孕育过程中常伴有低等级岩爆，如中等岩爆发生前伴有轻微岩爆，强烈岩爆孕育过程中伴有轻微和（或）中等岩爆，以此类推。②中等岩爆尤其是强烈和极强岩爆发生后，通常出现轻微或（和）中等岩爆（相当于余震），换言之，大的能量释放过后通常产生很多小能量的岩爆和事件，而后趋于平静，如图 7 所示。可见，TBM 开挖时围岩应变能往往是逐次释放的，这与 TBM 开挖形成的围岩应力状态密切相关。TBM 开挖时，围岩损伤小，洞壁完整性好，承载力大，使得最大切向应力位于洞壁近处，造成较大的应力梯度，导致开挖后洞壁附近持续出现岩体微破裂活动，并伴随大量事件，其中部分属轻微或中等岩爆；随着岩体微破裂增多，最大切向应力逐渐向围岩深部和破裂区附近完整岩体转移。在这一过程中，如果积聚的应变能过大，将导致中等、强烈，甚至极强岩爆的发生，排水洞 TBM 开挖诱发的 11.28 极强岩爆就属于此类情况，如图 8 所示。

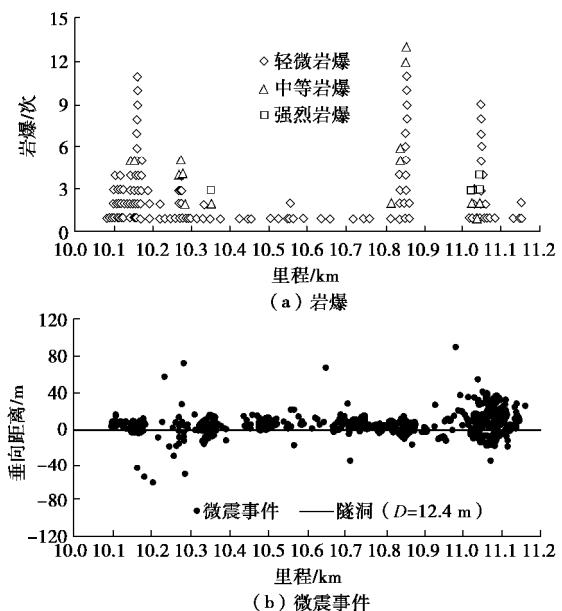


图 7 微震事件与岩爆沿隧洞轴向的分布规律

Fig. 7 Distribution of microseismic events and rockbursts along axial directions of tunnel

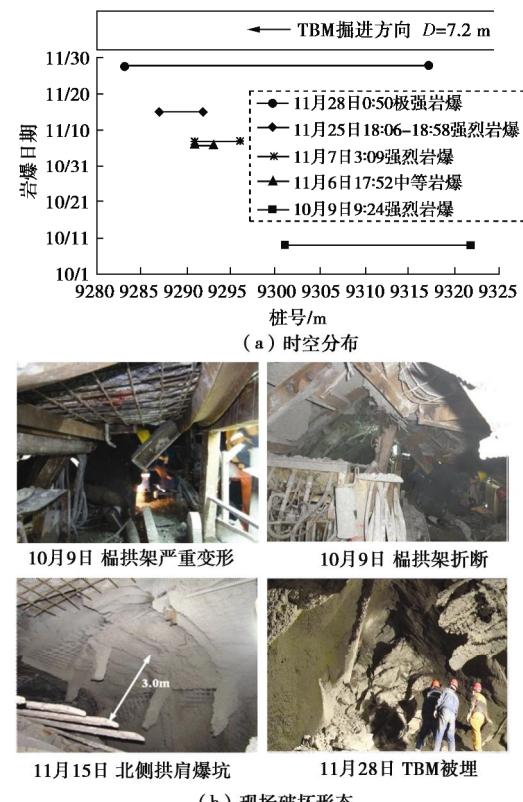


图 8 排水洞 SK9+283—9+323 岩爆的时空分布及现场破坏形态（2009 年）

Fig. 8 Space-time distribution of rockbursts and their corresponding field failure modes at stake number 9283—9323 in drainage tunnel (in 2009)

由图 8 (a) 可以看出，在 11.28 极强岩爆孕育过程中，岩爆区域发生 1 次中等、3 次强烈岩爆，另外还伴有大量轻微岩爆，最后于 2009 年 11 月 28 日 0:

50 在 9283~9313 里程发生极强岩爆, 爆坑波及深度最大达 8 m, 约 1.11 倍洞径, 现场破坏情况如图 8(b) 所示。

2 微震与岩爆时空分布特征的成因分析

由上述分析可知, 微震与岩爆主要分布在掌子面附近, 且多发生在 TBM 开挖过程及停机 1 h 以内, 之后则迅速减少, 这表明微震与岩爆具有紧随掌子面迁移演化的特征。这一分布特征与隧洞开挖后的应力调整密切相关。众所周知, 隧洞开挖是一个沿轴线不断推进的过程, 掌子面前方岩体在开挖前通常呈径向挤压状态, 开挖后因突变为径向松弛状态而发生剧烈的应力调整; 随着掌子面不断推进, 已开挖区域距掌子面越来越远, 其应力调整幅度会逐渐减小而趋于缓和, 围岩松弛状态进一步发展并逐渐稳定下来。研究发现隧洞围岩应力调整通常发生在掌子面后方 3 倍洞径尤其是 2 倍洞径以内^[24]。分析认为微震与岩爆呈现上述时空分布特征的根本原因在于, 随着掌子面不断推进, 由开挖卸荷效应引起的围岩应力调整区域会随着掌子面推进而有规律地向前移动。下面以^{#3}引水隧洞 TBM 开挖段 10186.1~10098 m 里程的微震事件为分析数据, 分析 TBM 开挖下隧洞围岩应力调整区域随掌子面推进而有规律地向前移动的特征, 进一步阐述微震与岩爆紧随掌子面迁移演化的成因。

为便于分析, 在考虑 TBM 挖进日进尺的基础上, 以 1.5~2 倍洞径作为一个分析单元, 共划分 4 个单元, 如图 9 所示。可以看出, 每个单元的微震事件主要集中分布在掌子面后方 3 倍洞径以内, 尤其是 1.5 倍洞径以内, 表明该区域岩体破裂活动频繁, 围岩应力和能量调整最为剧烈, 预示着高岩爆风险; 在开挖下一个单元时, 微震事件随着掌子面的推进而有规律地同步向前移动, 如图 9 中虚线所示。可见, 微震活动具有非常明显的时空迁移性, 这说明微震事件与隧洞开挖活动存在密切联系, 其分布呈现时空迁移规律是由于掌子面开挖卸荷效应引起的围岩应力调整范围会随着掌子面推进而有规律地向前迁移所致。

3 岩爆孕育过程微震活动时空演化规律

从力学角度看, 岩爆孕育过程实质上是岩石内部微破裂的损伤演化过程; 而微震是由于脆性岩石产生微破裂, 造成能量的快速释放而发出的瞬态弹性波, 与岩石微破裂有着息息相关的联系; 所以, 微震的时空分布能够很好地反映岩爆孕育过程。基于此, 选取典型岩爆案例为研究对象, 以岩爆孕育过程产生的微震事件为分析数据, 分析微震活动时空演化特征, 揭

示岩爆孕育过程中应力、能量积累转移与微震的内在联系, 以期为岩爆预警提供依据。^{#3}引水隧洞 11165~10050 m 里程发生 4 次强烈岩爆(见图 7(a)), 鉴于篇幅限制, 下面以 2010 年 6 月 11 日 0:27 及 3:14 发生于 11040~11046 m 里程的 2 次强烈岩爆为例, 阐述岩爆孕育过程微震活动时空演化规律。

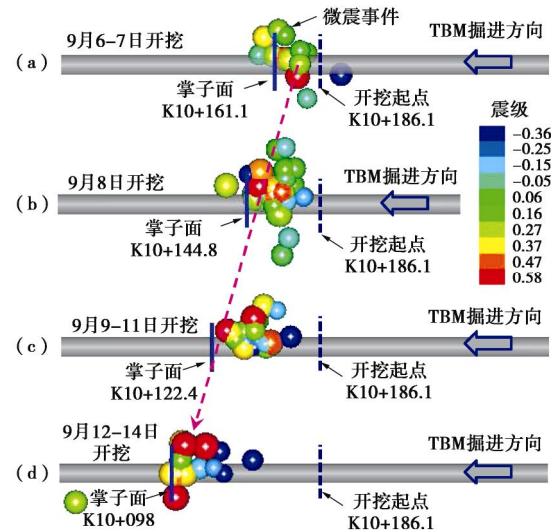


图 9 微震事件紧随掌子面迁移演化规律(2010 年)

Fig. 9 Migration and evolution of microseismic events moving with tunnel face (in 2010)

3.1 时间演化规律

(1) 事件频次与微震能随时间的演化特征

根据 TBM 开挖记录, 岩爆区域开挖始于 2010 年 6 月 8 日 14:59, 止于 10 日 23:07。岩爆区域开挖揭露前, 当掌子面推进至距岩爆区 11.93 m(约 0.94D, 6 月 6 日)时, 岩爆区开始产生以小震级低能量为主的微震事件, 且随着掌子面的不断推进, 事件频次、累积微震能和震级呈增大趋势, 但其增加幅度较小(见图 10, 11)。这说明随着掌子面不断临近岩爆区, 岩爆区域由于受前方岩体开挖卸荷影响而产生应力重分布, 使得局部岩体形成应力集中, 积蓄高应变能, 进而导致岩体产生微破裂, 使岩体开始出现微破裂损伤。

在掌子面穿越岩爆区域过程中, 高能量大震级事件较岩爆区开挖揭露前明显增多(见图 10), 高于平均震级的比例由岩爆区域开挖揭露前 6 月 6 日、7 日的 16.67% 和 10%, 突增至 6 月 8 日、9 日的 55.56% 和 64.86%, 其中部分大事件以轻微岩爆形式显现。另外, 事件频次和累积微震能较岩爆区域开挖揭露前大幅增加且处于高位(见图 11), 分别由 6 月 6 日的 6 个/d 和 6729.19 J/d、6 月 7 日的 10 个/d 和 4507.27 J/d, 突增至 6 月 8 日的 27 个/d 和 2.65×10^5 J/d、6 月 9 日的 37 个/d 和 1.22×10^6 J/d。随着岩爆区域的不断开挖揭露, 事件频次呈现先增后减的趋势, 如图 12 中 6

月8日—10日的事件分布,而累积微震能却呈现持续递增趋势并处于较高水平。岩爆发生前,微震事件频次并不处于峰值,但累积微震能发生大幅度的突增且处于较高水平(见图10,11)。

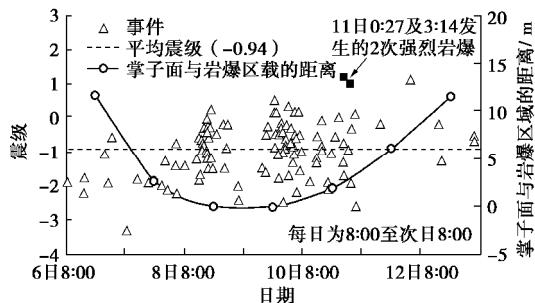


图10 岩爆孕育过程微震震级随时间的变化特征(2010年6月)

Fig. 10 Temporal change of magnitude of microseismic events in development process of rockbursts (in June 2010)

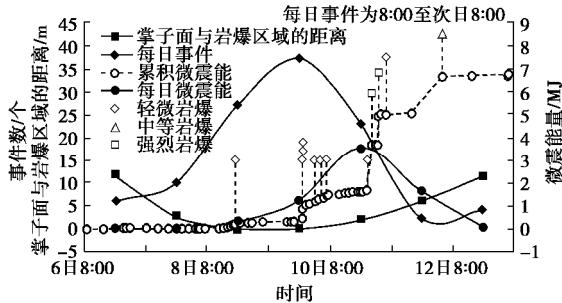


图11 岩爆孕育过程微震事件和能量随时间的演化规律
(2010年6月)

Fig. 11 Time evolution of microseismic events and energies in development process of rockbursts (in June 2010)

上述分析表明,在时间序列上,累积微震能递增并发生突增的现象属于典型的微震活动异常,是岩爆前兆信息。

(2) 累积视体积 CAV 与 Schmidt 数随时间的演化特征

视体积(apparent volume)是指震源区内由微震伴生的非弹性变形区岩体的体积,它是一个较为稳定的参数;由于其属于标量,在时间序列曲线上可以很容易地以累积量(cumulative apparent volume,简称CAV)来表示,可按下式计算^[25]:

$$CAV = \frac{P}{e_s}, \quad (1)$$

式中, P 为微震体变势, e_s 为微震源岩体应变。

由于微震活动在时间上的迁移和变化具有黏性流体的物理特性^[26],微震活动随时间的演化规律可以借助黏性流体物理力学参数如黏度和扩散率来描述。在地震学中,微震的动力黏滞系数与扩散率之比称为岩

体微震 Schmidt 数(简称 Sc)^[27-28]:

$$Sc(\Delta V, \Delta t) = \frac{v_s}{d_s} = \frac{4m^2 \Delta V \Delta t (\bar{t}) \sum_{t_1}^{t_2} E}{r(\bar{X})^2 \left(\sum_{t_1}^{t_2} P \right)}. \quad (2)$$

Schmidt 数包含了描述微震特性的4个基本参数 \bar{t} , \bar{X} , P 和 E ,是一个无量纲的标量,常用来表示岩体微震流或微震变形的时空复杂性。Schmidt 数越小,微震流越不稳定,换言之,微震变形越不稳定。因此,可以根据 Schmidt 数在时间序列上的变化特征来判断岩体稳定性。

在地震学中,视体积和 Schmidt 数是描述地震孕育过程的2个重要参数,常用来描述孕震区岩体的变化规律,两者关系可由式(1)、(2)给出。图12为累积视体积与 Schmidt 数随时间的演化规律,可以看出,6月6日、7日, Schmidt 数总体上呈增长趋势且保持较高水平,而累积视体积增幅小,基本维持低位。这表明岩体微震变形较小,其复杂程度低,岩体处于稳定状态。6月8日 Schmidt 数快速下降而累积视体积加速上升,这说明围岩变形出现加速,岩体微震变形复杂程度升高,预示着岩体处于不稳定状态。实际上,现场发生了次轻微岩爆。6月9日、10日,随着掌子面不断推进,围岩应力受到扰动而发生进一步调整,导致岩体微破裂再次加速,累积视体积出现两次突增,而与之相对应时段的 Schmidt 数发生突降,这表明微震变形进一步向复杂性高的状态发展,岩体处于高度不稳定状态。事实上,这两个时段均有岩爆发生,其中前者发生6次轻微岩爆,后者除发生2次轻微岩爆外还在短时间内相继发生2次强烈岩爆。

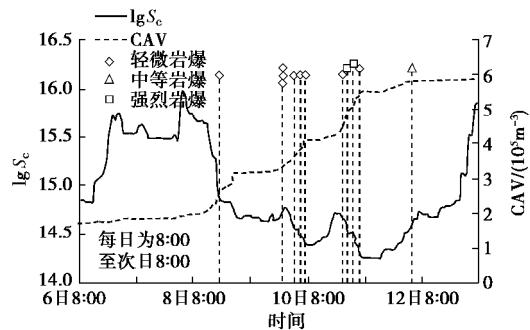


图12 岩爆孕育过程累积视体积与 Schmidt 数随时间的演化规律(2010年6月)

Fig. 12 Time evolution of cumulated apparent volume and Schmidt number in development process of rockbursts (in June 2010)

可见,在时间序列上,累积视体积快速上升而 Schmidt 数急剧下降的现象属于典型的微震活动异常,是岩爆前兆信息。这与 Mendecki 基于矿山工程背景得

出的研究成果相一致^[29]。

3.2 空间演化规律

由图 13 (a) 和 (b) 可以看出, 掌子面面临近岩爆区域时, 岩爆区域及其附近产生以小震级低能量为主、分布离散的微震事件。掌子面穿越岩爆区域时, 微震事件突增并集中分布在掌子面附近, 且大震级高能量事件明显增多, 在岩爆区域形成非常明显的聚集区(见图 13 (c)、(d)、(e))。在隧洞径向断面上, 事件主要分布在隧洞南侧和北侧拱肩附近, 尤其是南侧拱肩附近, 形成明显的事件聚集区(见图 14)。岩爆实录

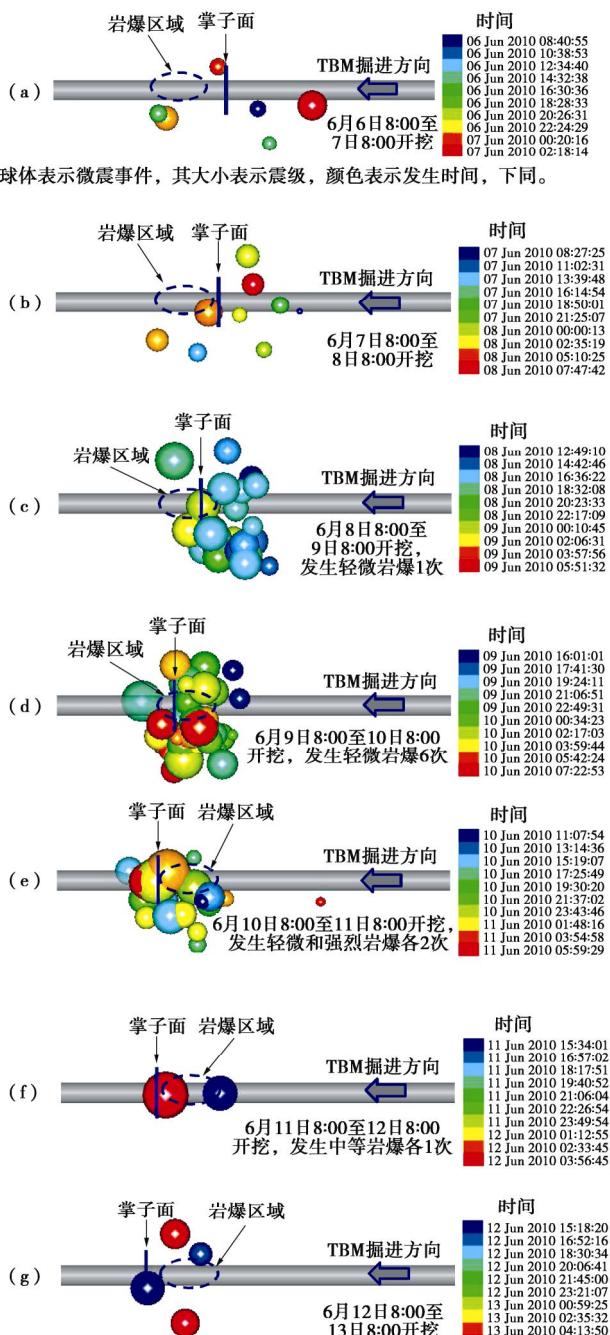


图 13 岩爆孕育过程微震事件的空间演化规律(2010 年)

Fig. 13 Spatial evolution of microseismic events in development process of rockbursts (in 2010)

显示, 2010 年 6 月 11 日 0:27, 隧洞南侧边墙至拱肩发生 1 次强烈岩爆, 随后在隧洞北侧边墙至拱肩发生 1 次强烈岩爆, 两次岩爆的发生时间相差不足 2 h。分析认为, 第二次强烈岩爆是由于隧洞北侧拱肩附近的高应力集中和第一次强烈岩爆造成应力转移共同作用所致。两次强烈岩爆之后, 岩爆区域先后发生轻微和中等岩爆各 1 次; 此后, 岩爆区域产生的事件以小震级低能量为主, 且分布离散(见图 13 (g))。这表明 TBM 挖进过程中发生大的能量释放过后会产生小能量的事件和岩爆, 然后趋于平静, 进一步说明, TBM 开挖时围岩应变能往往是逐次释放的。

综上, 在 TBM 挖进过程中, 岩爆孕育期间产生的微震事件在空间上具有如下分布特征: 潜在岩爆风险区开挖前, 微震事件分布离散且以小震级低能量事件为主; 开挖过程中微震事件分布集中, 形成事件聚集区, 且大震级高能事件明显增多。由此可见, TBM 开挖时, 微震事件逐渐向某个区域高度集结且大震级高能量事件不断增多的现象属于微震活动异常, 预示着高岩爆风险, 是岩爆前兆信息。

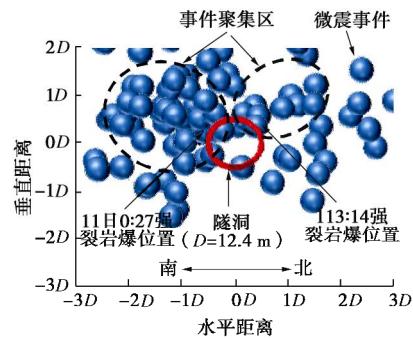


图 14 微震事件在隧洞径向上的分布特征(2010 年 6 月 8 日—13 日)

Fig. 14 Distribution characteristics of microseismic events along radial direction of deep tunnel (on June 8~13, 2010)

4 结 论

锦屏二级水电站^{#3}引水隧洞 TBM 开挖段属典型高地应力岩石地下工程, 以此为工程背景, 基于大量微震监测数据和岩爆实例, 开展深埋隧洞 TBM 挖进过程中微震与岩爆时空分布特征及岩爆孕育过程微震演化规律研究, 获得的主要结论如下:

(1) 微震活跃期与岩爆高发期位于 TBM 作业时段及停机后 1 h 以内; 微震主要分布在掌子面后方 3 倍洞径至前方 0.4 倍洞径之间的区域, 其峰值位于掌子面后方 0.8 倍洞径附近; 岩爆主要发生在掌子面后方 2 倍洞径, 尤其是 1 倍洞径以内。显然, 微震与岩爆具有良好的时空相关性。

(2) 在时间序列上, 微震能突增现象, 以及累积视体积快速上升而 Schmidt 数急剧下降的现象均属微震活动异常, 属岩爆前兆。

(3) 在空间序列上, 微震事件逐渐向某个区域高度集结且大震级高能量事件不断增多的现象属微震活动异常, 预示高岩爆风险, 属岩爆前兆。

致 谢: 感谢中国科学院武汉岩土力学研究所锦屏 II 水电站微震监测项目组明华军、肖亚勋、丰光亮等在获取微震数据及收集岩爆实例等方面所做的贡献。

参 考 文 献:

- [1] 徐林生, 王兰生, 李天斌, 等. 二郎山公路隧道岩爆特征预测研究[J]. 地质灾害与环境保护, 1999(2): 55 - 59. (XU Lin-sheng, WANG Lan-sheng, LI Tian-bin, et al. Study on the character of rockburst and its forecasting in the Erlang Mountain tunnel[J]. Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 1999(2): 55 - 59. (in Chinese))
- [2] WHITTAKER B N, SINGH R N, SUN G. Rock fracture mechanics: principles, design, and applications[M]. Elsevier, 1992.
- [3] 赵周能, 冯夏庭, 肖亚勋, 等. 不同开挖方式下深埋隧洞微震特性与岩爆风险分析[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(5): 867 - 876. (ZHAO Zhou-neng, FENG Xia-ting, XIAO Ya-xun, et al. Analysis of microseismic features and rockburst risk of deep tunnel constructed with different excavation method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(5): 867 - 876. (in Chinese))
- [4] 司军平, 高洪涛, 刘正雄. 对秦岭隧道 II 线平导进口端岩爆的几点认识[J]. 世界隧道, 1998(2): 57 - 60. (SI Jun-ping, GAO Hong-tao, LIU Zheng-xiong. Review on the construction of long single-track tunnel with tyre transportation[J]. Tunnelling and Underground Works, 1998(2): 57 - 60. (in Chinese))
- [5] 李春杰, 李洪奇. 秦岭隧道岩爆特征与施工处理[J]. 世界隧道, 1999, 16(1): 36 - 41. (LI Chun-jie, LI Hong-qi. Rockburst characteristics and treatment methods in Qinling tunnel[J]. Tunnelling and Underground Works, 1999, 16(1): 36 - 41. (in Chinese))
- [6] 李 春. 秦岭 I 线隧道 TBM 施工初始阶段的体会和认识[J]. 世界隧道, 1998(4): 15 - 17. (LI Chun. Experience and cognition on TBM construction of Qinling tunnel line I [J]. Tunnelling and Underground Works, 1998(4): 15 - 17. (in Chinese))
- [7] RUDAJEV V, SÍLENY J. Seismic events with non-shear component: II rock bursts with implosive source component[J]. Pure and Applied Geophysics, 1985, 123(1): 17 - 25.
- [8] 张志强, 关宝树. 岩爆发生条件的基本分析[J]. 铁道学报, 1998, 20(4): 82 - 85. (ZHANG Zhi-qiang, GUAN Bao-shu. Basic analysis of rock bursting occurrence condition[J]. Journal of the China Railway Society, 1999, 20(4): 82 - 85. (in Chinese))
- [9] 王彦辉, 东兆星. 隧道施工中岩爆的成因及预防研究[J]. 河北交通科技, 2010, 7(2): 27 - 29. (WANG Yan-hui, DONG Zhao-xing. Study on rock burst mechanism and prevention in tunnel[J]. Hebei Jiaotong Science and Technology, 2010, 7(2): 27 - 29. (in Chinese))
- [10] 刘丽萍, 谢 冰. 钻爆法与全断面掘进机修建地下隧洞的比较[J]. 山西水利科技, 2000(4): 1 - 5. (LIU Li-ping, XIE Bing. Comparison on the "Drill Blast" method and the TBM method[J]. Shanxi Hydro Technics, 2000(4): 1 - 5. (in Chinese))
- [11] 侯 靖, 张春生, 单治钢. 锦屏 II 级水电站深埋引水隧洞岩爆特征及防治措施[J]. 地下空间与工程学报. 2011, 7(6): 1251 - 1257. (HOU Jing, ZHANG Chun-sheng, SHAN Zhi-gang. Rockburst characteristics and the control measures in the deep diversion tunnel of Jinping II hydropower station[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(6): 1251 - 1257. (in Chinese))
- [12] 丁 宇. 锦屏二级水电站引水隧道 TBM (隧道掘进机) 施工岩爆综合预测研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2012. (DING Yu. Study on rockbursts prediction of TBM construction at headrace tunnels of Jinping II Hydropower Station[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2012. (in Chinese))
- [13] 吴世勇, 王 鸽. 锦屏二级水电站深埋长隧洞群的建设和工程中的挑战性问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(11): 2161 - 2171. (WU Shi-yong, WANG Ge. Challenge Issues in construction and project of large-scale deep-buried tunnel group of Jinping II hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(11): 2161 - 2171. (in Chinese))
- [14] 冯夏庭, 陈炳瑞, 明华军, 等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制: 即时型岩爆[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(3): 433 - 444. (FENG Xia-ting, CHEN Bing-rui, MING Hua-jun, et al. Evolution law and mechanism of rockbursts at deep tunnels: immediate rockburst[J]. Chinese Journal of Rock

- Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 433 – 444. (in Chinese))
- [15] 陈炳瑞, 冯夏庭, 明华军, 等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制: 时滞型岩爆[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(3): 561 – 569. (CHEN Bing-rui, FENG Xia-ting, MING Hua-jun, et al. Evolution law and mechanism of rockbursts at deep tunnels: time delayed rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 561 – 569. (in Chinese))
- [16] 陈炳瑞, 冯夏庭, 曾雄辉, 等. 深埋隧洞 TBM 挖进微震实时监测与特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(2): 275 – 283. (CHEN Bing-rui, FENG Xia-ting, ZENG Xiong-hui, et al. Real-time microseismic monitoring and its characteristic analysis during TBM tunneling in deep-buried tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(2): 275 – 283. (in Chinese))
- [17] 明华军, 陈炳瑞, 冯夏庭, 等. 基于矩张量的深埋隧洞岩爆机理分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 163 – 181. (MING Hua-jun, FENG Xia-ting, CHEN Bing-rui, et al. Rockburst mechanism analysis for deep-buried tunnel based on moment tensor[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 163 – 181. (in Chinese))
- [18] 于群, 唐春安, 李连崇, 等. 基于微震监测的锦屏二级水电站深埋隧洞岩爆孕育过程分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(12): 2315 – 2322. (YU Qun, TANG Chun-an, LI Lian-chong, et al. Nucleation process of rockbursts based on microseismic monitoring of deep-buried tunnels for Jinping II Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(12): 2315 – 2322. (in Chinese))
- [19] 冯夏庭, 陈炳瑞, 张传庆, 等. 岩爆孕育过程的机制、预警与动态调控[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (FENG Xia-ting, CHEN Bing-rui, ZHANG Chuan-qing, et al. Mechanism, warning and dynamic control of rockburst development processes[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))
- [20] 袁亮, 彭邦兴. 锦屏二级水电站引水隧洞岩爆段 TBM 穿越技术[J]. 水电站设计, 2012, **12**(增刊 1): 13 – 17. (YUAN Liang, PENG Bang-xing. TBM excavation technology of rockburst zone of deep-buried tunnels for Jinping II Hydropower Station[J]. Design of Hydropower Station, 2012, **12**(S1): 13 – 17. (in Chinese))
- [21] 张照太. 大直径 TBM 通过深埋强岩爆段的岩爆防治方法[J]. 煤炭学报, 2011, **36**(2): 431 – 435. (ZHANG Zhao-tai. TBM construction method in the large overburden and intensive rockburst zone[J]. Journal of China Coal Society, 2011, **36**(2): 431 – 435. (in Chinese))
- [22] GB50287—2006 水力发电工程地质勘查规范[S]. 2006. (GB50287 — 2006 Code for hydropower engineering geological investigation[S]. 2006. (in Chinese))
- [23] BLAKE W, HEDLEY D G F. Rockbursts: case studies from North American hardrock mines[M]. Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgy and Exploration Inc, 2003: 19 – 28.
- [24] 赵周能, 冯夏庭, 丰光亮, 等. 深埋隧洞微震活动区与岩爆的相关性研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(2): 491 – 497. (ZHAO Zhou-neng, FENG Xia-ting, FENG Gang-liang, et al. Study on relativity between rockburst and microseismic activity zone in deep-buried tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(2): 491 – 497. (in Chinese))
- [25] MENDECKI A J. Keynote address: Real time quantitative seismology in mines[C]// Rockbursts and Seismicity in Mines, Rotterdam, 1993: 287 – 295.
- [26] KOSTROV B V. Seismic moment and energy of earthquakes and seismic flow of rock[J]. Phys Solid Earth, 1974(13):13 – 21.
- [27] MENDECKI A J. Seismic monitoring in mines [M]. London: Chapman & Hall, 1997.
- [28] MCCOMB W D. The physics of fluid turbulence[J]. Chemical Physics, 1990.
- [29] MENDECKI A J. Data-driven understanding of seismic rock mass response to mining[C]// Proceedings of the 5th International Symposium on Rockbursts and Seismicity in Mines. Johannesburg: The South Africa Institute of Mining and Metallurgy, 2001: 1 – 9.

DOI: 10.11779/CJGE201707007

基于裂纹扩展模式的岩质斜坡阶梯状滑移破裂机制研究

朱 雷, 黄润秋, 严 明, 陈国庆

(成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059)

摘要: 阶梯状滑移破裂作为节理斜坡的一种典型破坏模式, 裂隙间裂纹的扩展模式对其变形破裂机制及斜坡破裂面形态具有重要的意义。通过颗粒流程序研究了不同岩桥倾角(0° , 45° , 90° , 135°)和围压条件下双裂隙间裂纹的贯通模式、基本特征与影响因素, 揭示含双裂隙岩体在不同围压作用下裂纹扩展的细观力学机制, 并推广到含多裂隙岩体裂纹扩展模式中。主要成果如下: ①双裂隙的贯通主要通过次生共面裂纹、次生倾斜裂纹和翼裂纹; ②裂纹扩展具有明显的围压效应, 低围压条件下, 裂隙的贯通主要通过翼裂纹和次生倾斜裂纹, 高围压条件下, 裂隙的贯通主要通过次生共面裂纹和次生倾斜裂纹; ③裂隙的贯通应力受岩桥倾角影响较大, 岩桥倾角为 45° 时, 裂隙的贯通应力最小, 裂隙最容易贯通。结合双裂隙贯通模式的研究, 对多裂隙岩体贯通模式进行研究, 多裂隙岩体贯通模式可以理解为多组双裂隙的贯通模式的不同组合, 同时, 在多裂隙贯通模式中, 裂纹会寻找贯通应力最小路径扩展。最后, 结合一实际斜坡案例, 对阶梯状破坏斜坡的基本破裂特征进行了总结分析, 并提出了相应的破裂模式分区。

关键词: 裂隙岩体; 裂纹扩展; 应力状态; 阶梯状斜坡; 破裂机制

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1216-09

作者简介: 朱 雷(1987-), 男, 博士, 主要从事工程地质等方面的科研工作。E-mail: aaclee@126.com。

Step-path failure mechanism of rock slopes based on crack coalescence modes in rock mass

ZHU Lei, HUANG Run-qiu, YAN Ming, CHEN Guo-qing

(State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: The crack propagation and coalescence mode play an important role in the step-path failure mechanism of rock slopes. By using the discrete element method (DEM), the coalescence modes between two pre-existing cracks with different geometries (rock bridge angle) and confining stresses under biaxial compression are performed. Three types of cracks can be identified during the tests, which are the secondary coplanar cracks, secondary inclined cracks and wing cracks. Meanwhile, the wing cracks and secondary inclined cracks occur under a low confining stress biaxial compression and almost disappear under a high confining stress. Based on the above, the step-path failure mechanism of multiple flaws is investigated. It is found that the crack coalescence modes depend on the coalescence stress severely, and the extended modes are carried out and show the homologous view. Finally, taking a rock slope as an example, the mechanism of rock slope step-path failure is generalized. The coalescence of the joints is from bottom to upper, and the coalescence mode of the joints is subjected to the slope stress conditions. Based on the modes of crack coalescence and correlation between crack coalescence modes and stress, three zones of the failure surface are divided.

Key words: jointed rock; crack propagation; stress state; step-path slope; failure mechanism

0 引言

阶梯状滑移破坏是岩质斜坡最常见的一种破坏模式, 通常见于受平行边坡陡、缓两组结构面或一组缓倾角结构面控制的岩质斜坡中。目前对于这类破坏模式的研究主要集中在其工程地质条件, 形成机制等方面定性分析^[1-2], 其中以国内小湾水电站左岸IV[#]山梁高边坡和国外 Randa 岩崩(图1)研究成果较多。在节理岩质斜坡中, 由于结构面的不连续性, 结构面

的贯通实际上受控于岩桥中裂纹的扩展模式, 因此, 研究裂纹扩展、贯通、到岩体破裂这一演化过程, 是正确评价斜坡的阶梯状滑移破裂的关键。

国内外众多学者对裂隙岩体中裂纹起裂、扩展规律及贯通模式进行了大量的研究并取得了大量的研究成果, 系统地究了含单条、两条、三条和多条裂隙在

基金项目: 国家自然科学基金项目(41130745, 41272330, 41572283)

收稿日期: 2016-03-09

单轴压缩下强度变形特征和裂纹扩展模式: Lajtai^[3]对含单裂隙试件在单轴压缩过程中的破坏进行了系统研究, 提出了裂纹断裂模式的演化过程, 首先在裂隙尖端产生拉开型翼裂纹, 随后出现近水平的法向剪切断裂、倾斜反翼裂纹、共面裂纹; Ping 等^[4]、WONG 等^[5]和朱维申等^[6]在单轴压缩条件下研究了双裂隙岩石试样的破坏, 深入地分析了裂纹的扩展模式与裂隙之间的几何关系。这些研究成果均表明, 裂纹的扩展是一个复杂的过程, 同时也表明岩桥段是阶梯状滑移边坡控制性因素。付金伟等^[7]同时也展开了对多裂隙岩体中裂纹贯通模式进行了模拟研究, 并在实现了多裂隙岩体的阶梯状滑移破坏。而鲜有学者展开对斜坡阶梯状滑移破裂的颗粒流研究, Luis 等^[8]和岑夺丰等^[9]通过颗粒流对阶梯状斜坡滑移破裂机制进行过研究, 但是两位学者均采用概化模型进行研究, 难以代表实际情况。同时不连续断续裂隙岩石在围压作用下裂纹扩展机制的研究还相对较少, 将其结果应用到实际工程中则更少。



图 1 Randa 岩崩阶梯状滑面^[2]

Fig. 1 Step-path configuration of Randa^[2]

本文在前人研究的基础上, 考虑到裂隙岩体所处的应力环境, 研究了不同应力条件下、不同几何参数条件下, 双裂隙的贯通模式, 启动与贯通应力。同时将获得的结论推广到多裂隙岩体中, 获得有意义的研究结论, 最后, 以一斜坡作为研究案例, 从裂纹发展模式、应力特征总结出阶梯状斜坡破裂的一般特征。

2 裂纹扩展的几种基本模式

本节中, 针对最基本的几种裂隙组合模式, 进行双轴试验, 研究其在不同围压条件 (0, 2, 4, 6, 8, 10 MPa) 下裂纹的扩展模式及启动、贯通应力。

2.1 几何模型与细观参数校核

一般来说, 裂隙的几何交接关系主要由叠合和非叠合 2 类, 叠合是指两条裂隙在自定义平面上投影有重合部分, 有部分学者^[10-11]对裂隙的叠合率和贯通模

式进行了研究, 但是存在一个问题, 叠合其实是一个空间概念, 应该是有空间各向异性的, 因此其力学意义并不明确。因此, 大部分学者在研究裂纹扩展模式时, 均将岩桥角度作为一个变量。同样, 本文也以岩桥倾角作为变量, 其他要素例如裂隙倾角、岩桥长度、裂隙长度等, 其实很多要素在力学上是具有同等意义的, 因此本文仅考虑岩桥倾角作为唯一变量。

两条断续贯通的裂隙试样中定义预制裂隙长度为 a , 裂隙倾角为 30° , 岩桥角度 (与裂隙夹角) 为 α (0° , 45° , 90° , 135°), 其几何分布见图 2, 这有, 试验中 2 条平行裂隙的排列方式分为: 共面排列、叠合排列、非叠合排列, 基本涵盖所有的组合类型。

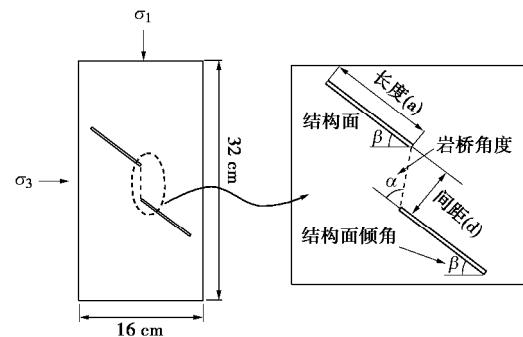


图 2 裂隙几何关系

Fig. 2 Geometry of flaws

通过试错法^[12]进行, 经反复调试, 最终获得一组颗粒流模拟细观参数: 颗粒密度 $r = 3100 \text{ kg/m}^3$, 颗粒接触模量 $E_c = 20 \text{ GPa}$, 颗粒刚度比 $k_n/k_s = 2.5$, 颗粒摩擦系数 $\mu = 0.7$, 平行链接半径乘子 $I = 1$, 平行链接刚度比 $k_{nb}/k_{sb} = 2.5$, 平行链接模量 $E_b = 20 \text{ GPa}$, 平行链接法向强度 $S_{cb} = 40 \text{ MPa}$, 平行链接切向强度 $t_{cb} = 60 \text{ MPa}$ 。

图 3 为采用的细观参数模拟的完整试件在单轴试验的应力 - 应变曲线, 通过应力 - 应变颗粒流模拟曲线所得的宏观参数与实际吻合较好。

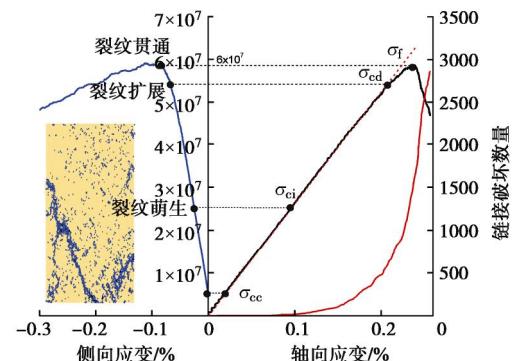


图 3 校核参数对应试件的应力 - 应变曲线

Fig. 3 Stress-strain relations of DEM model

2.2 裂纹扩展模式分析

(1) 裂纹类型

a) 翼裂纹

当围压较低时或在加载的初始阶段, 观察试样破坏形态可以发现, 其裂纹类型主要为翼裂纹。翼裂纹起裂于裂隙端部, 起裂时刻一般早于其他类型的裂纹, 其初始扩展方向近乎垂直预置裂隙, 并随荷载的增大以一定的扩展角向外进行稳定扩展, 扩展方向与最大主应力方向基本一致, 直到隙间次生共面裂纹或次生倾斜裂纹产生, 其主要由平行于裂隙端部的拉应力作用生成, 表现出张性特征; 随着围压的增大, 翼裂纹的扩展受到明显的限制, 其产生的力学机制也有明显变化, 受平行于裂隙拉应力和垂直于裂隙的剪应力共同作用, 表现出张剪复合型。具体来说, 翼裂纹可以分为翼裂纹和反翼裂纹(与翼裂纹扩展方向相反), 在本文的试验中, 反翼裂纹仅在较小围压的条件下才会出现, 表现出张性特征, 对裂隙贯通贡献有限。

b) 次生共面裂纹

次生共面裂纹一般出现在较高的围压条件下, 在围压条件下, 其扩展有限。次生共面裂纹起裂时刻相对较晚, 起裂于裂隙两端, 低围压条件下, 仅在裂隙内部端点才会产生, 起裂后稳定扩展, 其扩展方向与裂隙的角度一致。已有的数值分析结果表明次生共面裂纹扩展方向上存在着较大的剪切应力, 因此通常描述为剪切型裂纹。

c) 次生倾斜裂纹

次生倾斜裂纹的产生与裂隙之间的几何关系较为密切, 一般来说, 较高的岩桥倾角, 即较高的叠合率, 有利于次生倾斜裂纹的产生, 次生倾斜裂纹的起裂时刻与次生共面裂纹几乎同时产生。次生倾斜裂纹一般出现在较高围压条件下, 在荷载作用下, 预置裂隙内部端点的翼裂纹向荷载方向扩展, 在岩桥中部形成了一个椭圆形区域, 当翼裂纹扩展到一定长度并停止, 次生倾斜裂纹和次生共面裂纹起裂, 并快速贯通, 且以张性为主。

(2) 裂纹的贯通模式

各种不同几何组合和围压下裂纹的贯通模式见图 4~7。

a) 岩桥倾角 $\beta=0^\circ$ (见图 4)

在两条预置裂隙共面的情况下, 当围压较低时, 两条裂隙内部端点分别形成了翼裂纹, 并各自稳定扩展, 外侧端点则形成共面裂纹, 裂隙之间并未有直接的贯通, 试验的最终破坏是翼裂纹向荷载方向扩展而最终导致试样的破坏, 外侧端点形成的次生共面裂纹扩展有限, 并未对最终试件的贯通有太多贡献。在较高的围压条件下, 共面裂隙的最终贯通是通过两裂隙

内部端点起裂的次生共面裂纹。

b) 岩桥倾角 $\beta=45^\circ$ (见图 5)

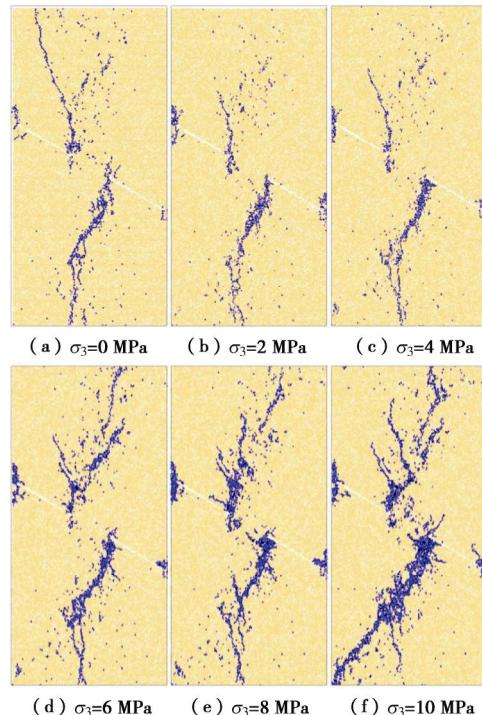


图 4 岩桥角度 $\alpha=0^\circ$ 时裂隙的贯通模式

Fig. 4 Failure modes when $\alpha=0^\circ$

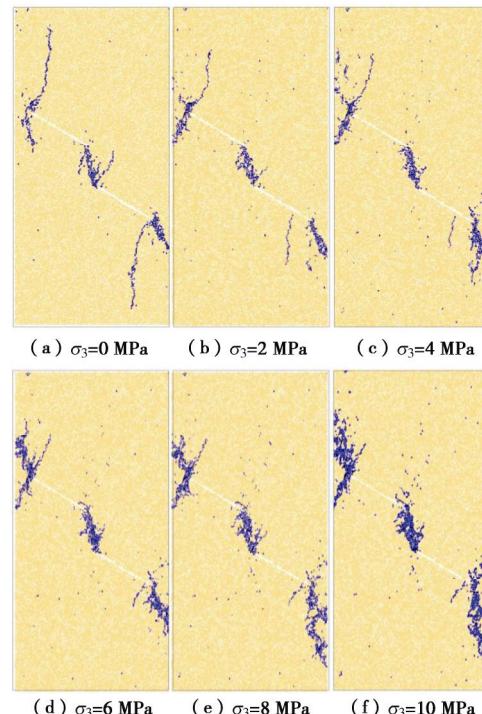


图 5 岩桥角度 $\alpha=45^\circ$ 时裂隙的贯通模式

Fig. 5 Failure modes when $\alpha=45^\circ$

较低围压水平下, 两裂隙的贯通通过次生共面裂纹和次生倾斜裂纹, 同时, 也会在裂隙端点产生翼裂纹, 但未参与贯通。随着围压的增加, 端点处起裂的

翼裂纹的扩展逐渐受到限制, 在围压达到一定水平时(4 MPa), 内部端点起裂的翼裂纹消失, 与此同时, 两裂隙外侧端点开始出现次生共面裂纹, 并随着围压的增大, 次生共面裂纹逐渐转化为次生倾斜裂纹, 因此, 高围压条件下, 两裂隙的贯通主要是通过次生共面裂纹和次生倾斜裂纹, 两种裂纹基本同时刻起裂。

c) 岩桥倾角 $\beta=90^\circ$ (见图 6)

低围压条件下, 岩桥倾角为 90° , 两裂隙的贯通主要是通过次生共面裂纹和翼裂纹, 其中, 次生共面裂隙扩展明显受限, 主要模式为翼裂纹贯通, 翼裂纹的起裂位置距离端点有一定距离, 上支裂隙外侧端点可见反翼裂纹, 并随着围压的增大消失。在较高围压条件下, 翼裂纹的扩展受限, 特别是靠近内侧端点翼裂纹, 在扩展到一定长度后停止扩展, 此时裂隙的贯通模式为次生共面裂纹和次生倾斜裂纹, 次生倾斜裂纹所占比例较大。

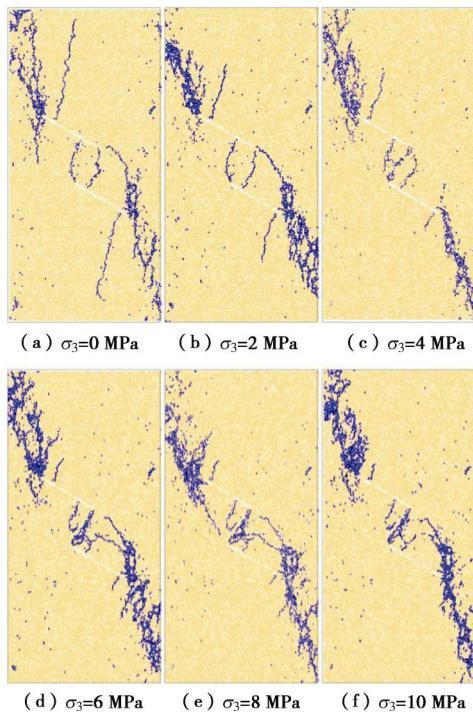


图 6 岩桥角度 $\alpha=90^\circ$ 时裂隙的贯通模式

Fig. 6 Failure modes when $\alpha=90^\circ$

d) 岩桥倾角 $\beta=135^\circ$ (见图 7)

在高叠合率低围压条件下, 两裂隙的贯通模式翼裂隙, 从图可见, 两裂隙端点均可见翼裂隙产生, 但是对裂隙贯通起贡献作用的为上支裂隙内侧端点产生的翼裂纹, 除此之外, 裂隙外侧端点均有次生倾斜裂纹产生, 但不参与裂隙的贯通。高围压条件下, 两裂隙贯通模式为次生共面裂纹和次生倾斜裂纹, 次生共面裂纹产生于裂隙的内侧端点, 次生倾斜裂纹产生于外侧端点, 其中, 翼裂纹为主要的贯通模式, 除此之

外, 两裂隙外侧端点同时也产生反翼裂纹, 并顺着最大荷载相反方向发展, 但未参与裂隙的贯通。从总体来说, 岩桥倾角为 135° 时, 试件的总体破坏是通过裂隙间的裂纹扩展和裂隙外侧端点起裂的翼裂纹共同作用的, 这一点与岩桥倾角为 0° 时的情况较为一致, 因此, 在实际中, 这两种岩桥倾角的宏观破坏模式可能一致。

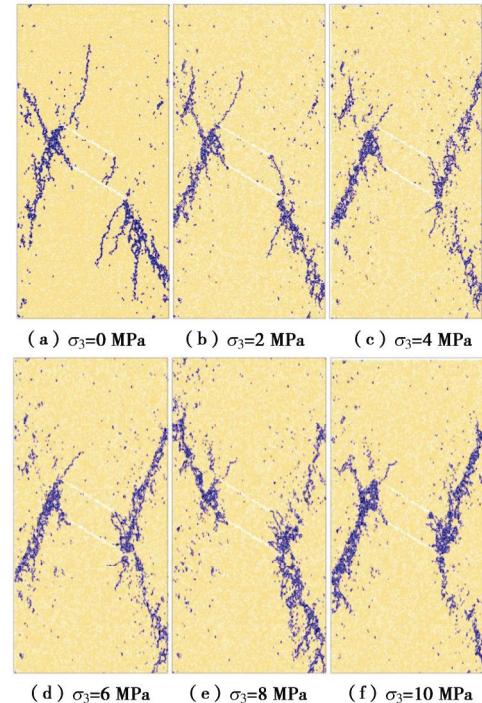


图 7 岩桥角度 $\alpha=135^\circ$ 时裂隙的贯通模式

Fig. 7 Failure modes when $\alpha=135^\circ$

(3) 裂纹的贯通应力

综上所述, 裂隙系中最初产生的裂纹为翼裂纹, 然后才会产生次生共面裂纹和次生倾斜裂纹, 因此, 裂纹的启动应力分别从翼裂纹启动和次生共面、次生倾斜裂纹分别阐述, 需要指出的是, 由于次生共面裂纹和次生倾斜裂纹启动时刻基本一致, 因此将两者综合考虑。

a) 翼裂纹的启动应力

通过对试验过程进行观察, 翼裂纹为最先启动的裂纹, 一般在加载应力还处在较低水平时, 便会产生。从图 8 可以看出, 在岩桥倾角一定时, 随着围压的增加, 翼裂纹启动应力增大。岩桥倾角为 45° 时同等围压下, 翼裂纹启动应力最低, 也就是说翼裂纹最容易产生。岩桥倾角在 0° 和 90° 时, 围压越高, 两种组合下的翼裂纹启动应力越接近, 但总体来说, 除去岩桥倾角为 45° 这一组合, 启动应力随岩桥倾角增加而增加。从叠合率角度来说, 叠合率越高, 越不利于翼裂纹的形成, 反之, 越有利于翼裂纹的形成。

b) 次生裂纹的启动应力

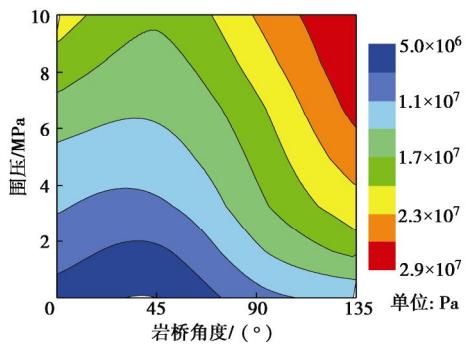


图 8 翼裂纹启动应力与围压及岩桥角度关系

Fig. 8 Wing crack initiation stress as a function of confining stress and ligament angle

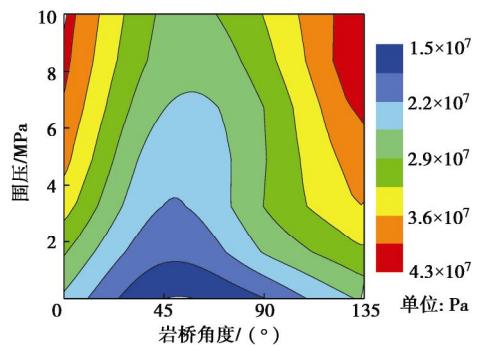


图 9 次生裂纹启动应力与围压及岩桥角度关系

Fig. 9 Secondary inner crack initiation stress as a function of confining stress and ligament angle

由于在较低围压下(小于6 MPa)共面裂隙($\beta=0^\circ$)内侧端点无次生裂隙的产生,而在外侧端点起裂次生共面裂纹,次生裂纹的启动应力随岩桥倾角、围压的变化趋势和翼裂纹启动应力的趋势较为一致(图9),同样,岩桥倾角为45°,次生裂纹的启动应力最低,即此种几何条件下,次生裂纹最易产生,同样,低围压下,次生裂纹的启动应力也较低,在较高的围压下,岩桥倾角为0°和岩桥倾角为135°时,次生裂纹的启动应力基本一致,岩桥倾角为90°的情况下,次生裂纹的启动应力比岩桥倾角为45°稍高。因此,可以将次生裂纹启动应力做一个简单的划分,岩桥倾角为0°和135°为次生裂纹较难产生的一个裂隙组合,岩桥倾角为45°和90°为次生裂纹较易产生的裂隙组合。

c) 次生裂纹的贯通应力

低围压(小于6 MPa)的共面裂隙($\beta=0^\circ$)无次生裂隙的产生,最后的贯通破坏是由于翼裂纹向荷载方向扩展而导致的。总体来说,岩桥倾角为0°和135°时,贯通应力基本一致(图10),明显高于岩桥倾角为45°和90°的情况,和前面一样,45°时次生裂纹贯通应力最小,最容易贯通。围压越高,次生裂纹贯通应力越高,越不利于次生裂纹的贯通。

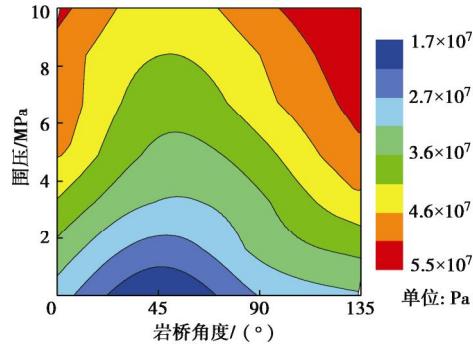


图 10 次生裂纹贯通应力与围压及岩桥角度关系

Fig. 10 Secondary inner crack coalescence stress as a function of confining stress and ligament angle

2 多裂隙的贯通模式分析

在实际的工程中,岩体中的裂隙都是成组分布的,并有类似的几何特征,本文包括很多前人都对双裂隙之间的贯通模式进行了大量的研究^[13-14],并获取了相应的成果。对于多裂隙贯通模式的,也有较多研究,并在实现了多裂隙岩体的阶梯状滑移破坏,实际上,对于多裂隙岩体的贯通模式研究,不能简单的靠增加裂隙数量来实现,前面对双裂隙的贯通模式、应力进行了深入的研究,本节基于以上结论,对多裂隙岩体贯通模式进行探讨。

首先,建立起三条裂隙,每条裂隙之间的相对几何关系均不一样,对含三条裂隙试件进行单轴试验,试验结果见图11。

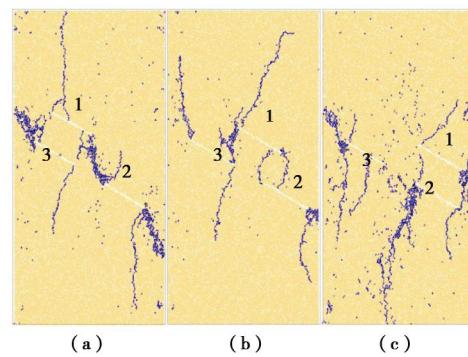


图 11 多裂隙单轴压缩试验贯通模式

Fig. 11 Failure modes of three flaws

以图11(a)来对三裂隙贯通模式进行分析。其中,裂隙1与裂隙2之间岩桥倾角为45°,裂隙1与裂隙3的岩桥倾角为135°,裂隙2与裂隙3岩桥倾角为0°。从图可以看出,3种组合模式中,只有裂隙1和裂隙2之间有贯通,贯通模式为次生共面裂纹和次生倾斜裂纹,其他裂隙之间未见明显贯通,仅在裂隙端点产生翼裂纹,但翼裂纹的存在对试件的最终破坏有一定的促进作用。从上节裂隙贯通应力分析中可

以得出, 单轴压缩条件下岩桥倾角为 0° 时, 贯通应力为 2.9 MPa, 岩桥倾角为 45° 的贯通应力为 1.74 MPa, 岩桥倾角为 135° 的贯通应力为 3.1 MPa, 而整体试件的破坏应力为 2.5 MPa, 不足以使岩桥倾角为 0° 和 135° 的裂隙产生贯通。图 11 (b) 所示的结果也有类似的规律。其中图 11 (c) 为岩桥倾角为 0° 和 135° , 试件最终的贯通模式为翼裂纹, 由于两种倾角所对应的贯通应力基本一致, 因此所对应的贯通模式同时产生。

由于岩桥的倾角不同, 导致对应的贯通模式不同, 但可以发现, 多裂隙的贯通还是存在如下规律: 在低围压下, 裂隙之间的贯通和试件整体的破坏, 翼裂纹所占比例较大; 同时翼裂纹有较低的启动应力, 并且较为稳定的扩展, 因此更为容易和其他次生裂纹搭接贯通。在高围压下, 岩桥之间的几何关系才会影响贯通模式, 主要以次生共面或者次生倾斜裂纹为主。在多裂隙岩体贯通过程中, 裂纹总是寻找最容易的贯通路径扩展, 即贯通应力最小路径。

3 阶梯状滑移破裂机制研究

3.1 工程实例

研究区位于怒江流域, 属高山深谷地貌, 见图 12。



图 12 研究斜坡地貌

Fig. 12 Geomorphy of study slope

研究区中缓倾角结构面裂隙较为发育, 通过精细测量, 获得中缓倾角裂隙的分布的空间规律, 主要有以下特征:

(1) 研究区中缓倾角结构面发育占优, 陡倾角结构面发育较少, 中缓倾角以 NNE、NE-NEE 为主, 左岸优势方位为 $N30^\circ \sim 60^\circ$ E/NW $\angle 15^\circ \sim 40^\circ$, 与河流方向近乎平行或小角度相交。

(2) 中缓倾角裂隙的分布形成了明显的间隔性, 即中缓倾角结构面相对密集段、相对稀疏段相间出现。根据统计, 斜坡一般存在 3~4 个相对密集的中缓倾角结构面发育段。这些密集带宽度一般在 10~20 m; 面密度一般 $10 \sim 18$ 条/ $10 m^2$; 带与带之间, 间距一般在

$30 \sim 50$ m; 面密度一般 $5 \sim 8$ 条/ $10 m^2$, 见图 13。

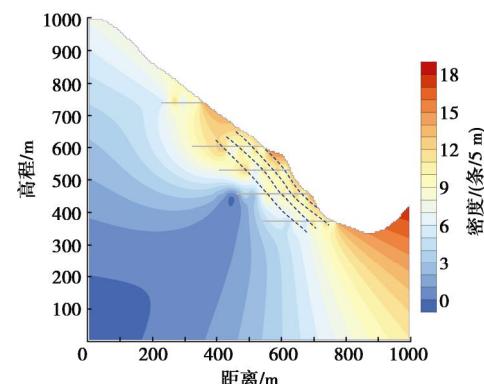


图 13 缓倾角裂隙密度

Fig. 13 Density of gentle joints

3.2 数值模

采用动态伺服法建立起边坡模型, 并进行浮点颗粒消除。首先对模型进行重力场下的初始运算并平衡, 初始平衡后, 进行颗粒间的参数设定。

当然, 结构面是本次数值计算考虑的重点, 其生成岩体裂隙的方法是对裂隙面两侧颗粒间的黏结重新设置较弱的强度参数, 在地质结构模型的基础上, 根据发育裂隙的基本几何参数便可随机生成结构面。将裂隙面两侧颗粒间的黏结强度设为零, 同时为了获得斜坡破坏过程中的应力, 在坡体内部设置了监测环(图 14)。由于初始条件下坡体完整性较好, 未发生明显的变形与破坏迹象, 因此, 本文采用增加重度法来增加坡体的初始应力, 当重度增加到初始值 15 倍时, 坡体开始破坏。

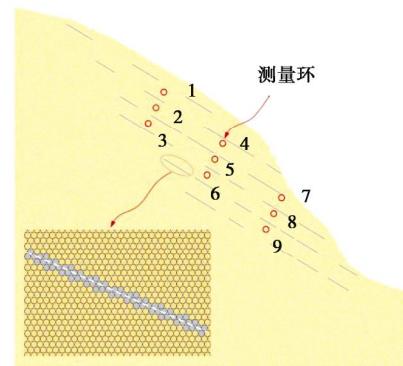


图 14 边坡颗粒流模型

Fig. 14 DEM model for slope

3.3 滑移破裂模式

图 15 为斜坡的破裂演化图, 从图可以看出, 阶梯状滑移破裂面主要有坡体内部预先设置的结构面和在荷载作用下而萌生的裂纹共同组合而形成的。可以发现, 在坡体表层, 主要发育起裂于结构面端点处并向坡外发展的翼裂纹, 并且这些翼裂纹大部分贯通至坡

表; 坡体内部主要发育次生裂纹且以次生倾斜裂纹为主。根据前面对贯通模式分析中, 得到了应力与贯通模式的对应关系, 即低应力区, 以翼裂纹为主, 中应力区, 以翼裂纹+次生裂纹为主, 高应力区以次生裂纹为主, 对于斜坡而言, 低应力区对应着斜坡的表层及坡顶, 高应力区对应着坡脚一定的深度范围, 本文的实例分析与上述结论基本一致。

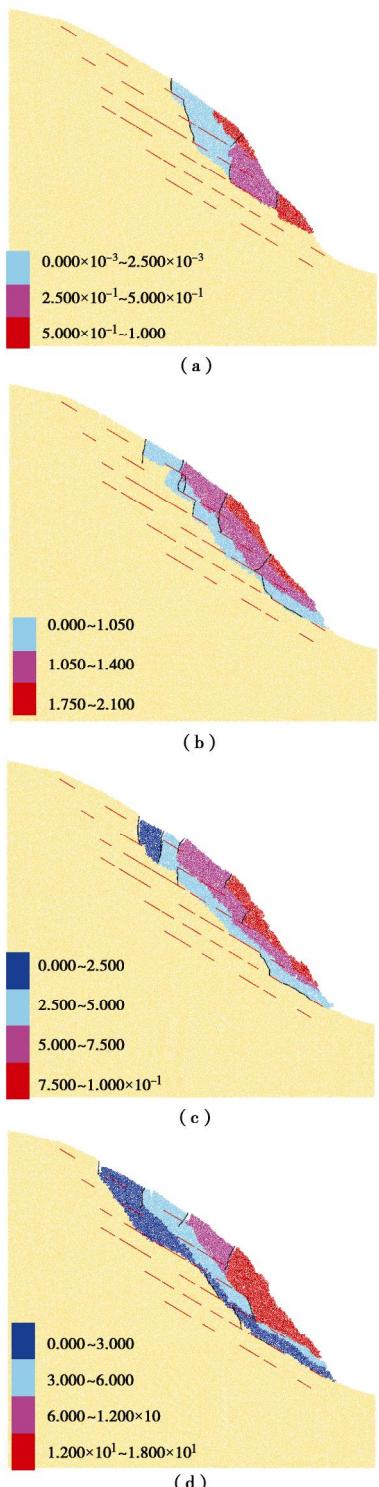


图 15 边坡位移及破裂演化

Fig. 15 Model for step-path failure mechanism of slope

同时, 从破裂演化可以发现, 阶梯状滑移破裂一般是从坡脚及表层开始并向坡顶及深部逐步发展的, 具有渐进特征。图 16 为监测点的应力演化曲线, 从应力演化角度同样可以对斜坡的破裂机制及过程做出分析, 图中标注点代表应力监测环应力演化过程中的明显转折点, 值得注意的是, 水平应力和竖向应力转折点出现的时步基本一致, 即当竖向平应力达到极大值时, 水平应力为极小值, 出现了明显的跃增和跌落。

根据应力监测环布置位置, 以及应力演化的转折点出现的时步, 具体规律为: 监测环 7-9 应力转折点出现的时步要早于 1-6 号监测环, 同样, 对于处于同一高程位置的监测环 7-9, 转折点出现的先后顺序为 9-8-7, 分别代表了由表及里和由低及高的空间位置。根据前面裂纹贯通模式的分析, 认为高围压条件不利于裂纹的扩展, 特别是对于翼裂纹的扩展, 从应力演化图也可以看出, 边坡的底部及深部, 特别是边坡底部位置, 水平应力跌落幅度较小, 其裂纹对应的贯通模式也已次生裂纹为主, 翼裂纹较少; 而在边坡的顶部及表层, 水平应力具有较大的波动, 甚至出现了拉应力, 有利于翼裂纹的扩展, 很好的对应了不同应力条件下各种类型裂纹的发育。同时从应力演化图也可以看出, 裂纹贯通后, 应力波动较小, 进入了稳定阶段。

综上, 阶梯状滑移破裂机制有如下特征: ①阶梯状滑移破裂面是由原始结构面和岩体破坏而形成的裂纹共同组合而成的, 从空间上看, 中下部的破裂面主要有原始结构面和次生裂纹组成的, 上部主要由原始结构面和翼裂纹共同组成的; ②从力学性质来说, 阶梯状滑移破裂的形成具有明显的力学区别, 即高应力区以剪破坏为主, 底应力区以拉破坏为主; ③从模式来说, 破裂过程具有时空性, 破裂从坡体下部及表部开始, 并由表及里, 由下及上地发展, 具有明显的牵引特征; ④另外, 需要指出的是, 由于坡体内的结构面发育较随机, 裂纹的发育也较为随机, 但是由于裂纹的起裂与扩张及贯通需要一定的应力条件, 只有在特定的部位才能形成具有工程意义的裂纹, 埋深浅, 应力低, 裂纹的扩张与贯通受限制, 埋深较大, 围压大, 也不利于裂纹的生产, 因此, 裂纹总是在一定的范围类起裂与扩张, 这些均和应力大小及结构面所处位置共同决定的。解释了阶梯状滑移破裂面发育的深度问题, 这些基本条件是阶梯状滑移破裂的基础条件, 当上述过程完成, 即裂纹贯通, 才能进入下一步演化过程。

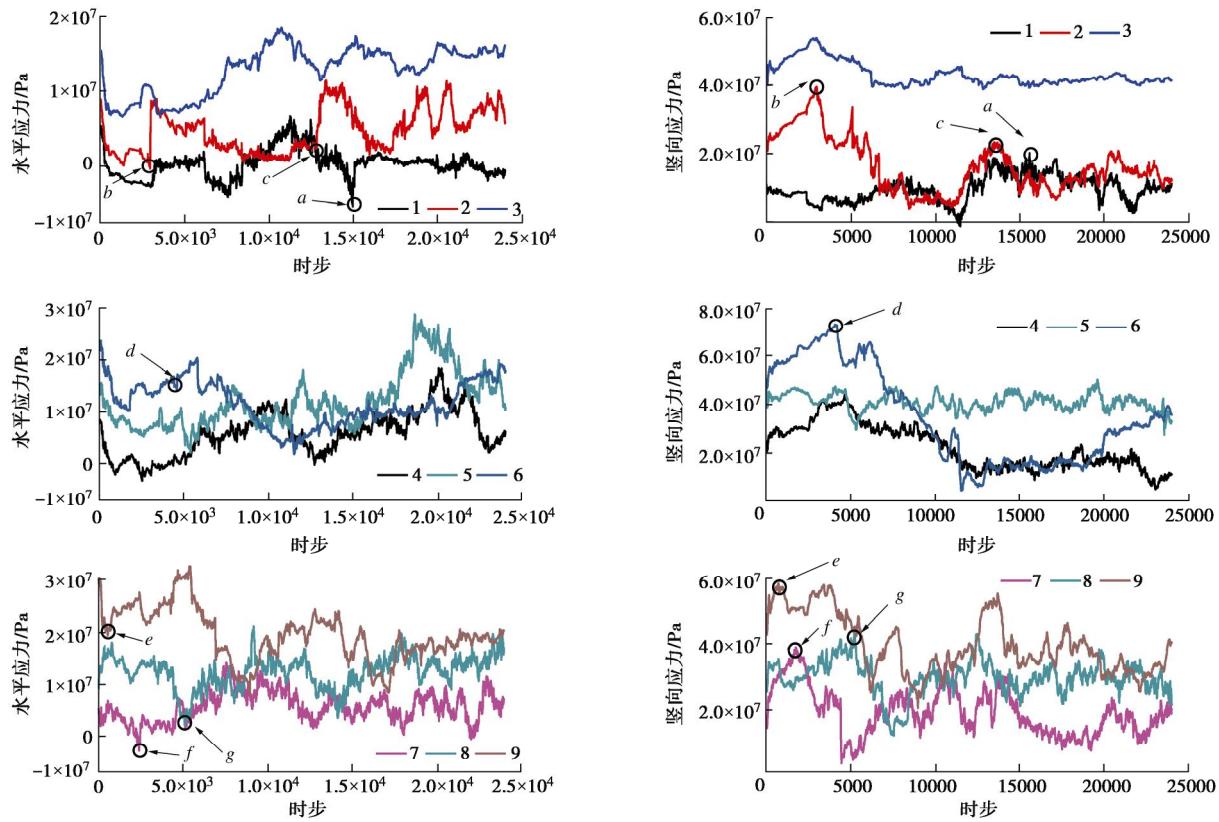


图 16 斜坡应力演化

Fig. 16 Stress evolution of measured circles in slope

4 结 论

在基于裂纹贯通模式的研究基础上, 对岩质斜坡阶梯状滑移破裂机制进行了研究, 获得了如下成果:

(1) 对裂纹贯通的基本模式进行了研究, 双裂隙的主要通过次生共面裂纹、次生倾斜裂纹和翼裂纹贯通; 同时裂纹贯通具有明显的围压效应, 低围压条件下, 贯通主要通过翼裂纹和次生倾斜裂纹, 高围压条件下, 主要通过次生共面裂纹和次生倾斜裂纹。

(2) 翼裂纹的性质为张性, 次生裂纹的力学性质为剪性或张性, 其中次生倾斜裂纹以张性为主, 次生共面裂纹以剪性为主; 同时贯通应力受岩桥倾角影响较大, 岩桥倾角为 45° 时, 裂纹的贯通应力最小, 最容易贯通。

(3) 结合裂纹贯通的基本模式, 对多裂隙的贯通模式进行了研究, 存在如下规律: 在多裂隙岩体贯通过程中, 裂纹总是寻找最容易的贯通路径扩展, 即贯通应力最小路径; 在低围压下, 裂纹的贯通和试件整体的破坏, 翼裂纹所占比例较大; 同时翼裂纹有较低的启动应力, 并且较为稳定的扩展, 因此更为容易和其他次生裂纹搭接贯通。在高围压下, 岩桥之间的几何关系才会影响贯通模式, 主要以次生共面或者次生倾斜裂纹为主。

(4) 阶梯状滑移破裂面是由原始结构面和岩体破坏而形成的裂纹共同组合而成的; 破裂过程具有时空性, 破裂从坡体下部及表部开始, 并由表及里, 由下及上地发展, 具有明显的牵引特征; 破裂的形成具有明显的力学区别, 即高应力区以剪破坏为主, 低应力区以拉破坏为主; 结构面的空间位置和应力场共同决定了破裂面的空间形态。

参 考 文 献:

- [1] 黄润秋. 岩石高边坡发育的动力过程及其稳定性控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(8): 1525 - 1544. (HUANG Run-qi. Geodynamical process and stability control of high rock slope development[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(8): 1525 - 1544. (in Chinese))
- [2] EBERHARDT E, STEAD D, COGGAN J S. Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes - the 1991 Randa rockslide[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004(41): 68 - 87.
- [3] LAJTAI E. Z. Brittle fracture in compression[J]. International Journal of Fracture, 1974, 10(4): 525 - 536.
- [4] PiNG Cao a, TAOYING Liua b, CHENGZHI Pu a b, et al. Crack propagation and coalescence of brittle rock-like

- specimens with pre-existing cracks in compression[J]. *Engineering Geology*, 2015, **187**: 113 – 121.
- [5] WONG L, EINSTEIN H. Crack coalescence in molded gypsum and carrara marble: part 1 macroscopic observations and interpretation[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2008, **42**(3): 475 – 511.
- [6] 朱维申, 陈卫忠, 申晋. 雁形裂纹扩展的模型试验及断裂力学机制研究[J]. *固体力学学报*, 1998(4): 355 – 360. (ZHU Wei-shen, CHEN Wei-zhong, SHEN Jin. Simulation experiment and fracture mechanism study on propagation of echelon pattern cracks[J]. *Acta Mechanica Solida Sinica*, 1998(4): 355 – 360. (in Chinese))
- [7] 付金伟, 朱维申, 王向刚, 等. 节理岩体裂隙扩展过程一种新改进的弹脆性模拟方法及应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012, **31**(10): 2088 – 2095. (FU Jin-wei, ZHU Wei-shen, WANG Xiang-gang, et al. An improved elastic-brittle simulation method of crack propagation process in jointed rock mass and its application[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, **31**(10): 2088 – 2095. (in Chinese))
- [8] LUIS Arnaldo Mejía Camones, EURÍPEDES do Amaral Vargas Jr, RODRIGO Peluci de Figueiredo, et al. Application of the discrete element method for modeling of rock crack propagation and coalescence in the step-path failure mechanism[J]. *Engineering Geology*, 2013, **153**: 80 – 94.
- [9] 岑夺丰, 黄达, 黄润秋. 岩质边坡断续裂隙阶梯状滑移模式及稳定性计算[J]. *岩土工程学报*, 2016, **36**(4): 695 – 706. (CEN Duo-feng, HUANG Da, HUANG Run-qiu. Step-path failure mode and stability calculation of jointed rock slopes[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **36**(4): 695 – 706. (in Chinese))
- [10] SAGONG M, BOBET A. Coalescence of multiple flaws in a rock-model material in uniaxial compression[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 2002, **39**: 229 – 241.
- [11] ZHOU X P, CHENG H, FENG Y F. An experimental study of crack coalescence behaviour in rock-like materials containing multiple flaws under uniaxial compression[J]. *Rock Mech Rock Eng*, 2014, **47**: 1961 – 1986.
- [12] WANG C, TANNANT D D, LILLY P A. Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using PFC^{2D}[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40**(3): 415 – 424.
- [13] ZHOU X P, CHENG H, FENG Y F. An experimental study of crack coalescence behaviour in rock-like materials containing multiple flaws under uniaxial compression[J]. *Rock Mech Rock Eng*, 2014, **47**: 1961 – 1986.
- [14] WONGA R H C, CHAUAK T, TANGB C A, et al. Analysis of crack coalescence in rock-like materials containing three flaws: part I experimental approach[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 2001, **38**: 909 – 924.

2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术 (杭州 · 一号通知)

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程测试面临着更严峻的挑战, 对相关测试技术也有着更高的要求。为顺应国家、社会需求, 探讨解决岩土工程测试技术面临的重大问题, 拟定于 2017 年 10 月在浙江杭州召开“2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术”学术会议, 就岩土工程测试技术中的相关热点问题和研究进展进行讨论, 邀请各有关单位、学者和工程技术人员踊跃参加。

会议主题: 岩土工程测试理论、技术新进展。

主办单位: 中国工程院土木、水利与建筑工程学部; 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心。

组委会联系方式: 陆水琴、王笑笑: 电话 0571-88208775, 邮箱 lusq87@163.com; wangxiuxiu713@163.com, 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心网址: <http://www.zjdxyt.com>。

(会议组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201707008

基于数字图像与数值计算的节理岩体锚固效应研究

种照辉¹, 李学华¹, 鲁竞争¹, 张 骥², 梁 顺¹

(1. 中国矿业大学矿业工程学院深部煤炭资源开采教育部重点实验室, 江苏 徐州 221116; 2. 中国工程物理研究院北京计算科学研究中心, 北京 100084)

摘要: 为了研究锚杆对裂隙岩体的加固作用, 通过自主研发的数字图像相关 (DIC) 试验技术和离散元 (DEM) 数值计算方法, 对预置裂隙岩体试样锚固前后进行测试。从细观层次量化分析了加载过程中两类岩体 (未锚固和锚固岩体) 裂隙的起裂、扩展等特征, 对比了数字图像测量的位移场, 应变场和裂隙张开度 (COD) 以及数值计算得到的裂隙发育数量, 区域分布和扩展方向。结果表明: 基于 DIC 测量软件, 可精确进行岩体非接触的无损测量, 并且能够监测出岩体锚固这种内部隐蔽的过程; 加固岩体的锚杆与裂隙交叉位置出现应变集中成核现象, 定量地说明了岩体加固对裂隙的抑制作用; 同时还得出岩体加固可以改变裂隙扩展类型和主裂隙发育方向。

关键词: 数字图像; 离散裂隙网络; 裂隙扩展; 应变场; 裂隙张开度

中图分类号: TD32 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1225-09

作者简介: 种照辉(1990-), 男, 河北衡水人, 博士研究生, 从事矿山岩体力学等方面的工作。E-mail: chongzhaozhi2003@126.com。

Anchorage behaviour of specimens containing a single fissure based on digital image correlation and numerical method

CHONG Zhao-hui¹, LI Xue-hua¹, LU Jing-zheng¹, ZHANG Ji², LIANG Shun¹

(1. School of Mines, Key Laboratory of Deep Coal Resource Mining, Ministry of Education of China, China University of Mining & Technology, Xuzhou 221116, China; 2. China Academy of Engineering Physics, Beijing Computational Science Research Center, Beijing 100084, China)

Abstract: To investigate the reinforcement effects of specimens containing a single fissure, a digital image correlation (DIC) method and a discrete element method (DEM) which can be written in house are employed to compare the results of unreinforced and reinforced specimens. The crack initiation and propagation in two types of specimens (unreinforced and reinforced specimens) are quantitatively analyzed at the mesoscopic level. The displacement fields, strain fields and crack open displacements (COD) obtained by DIC and the crack number, distribution and propagation orientation obtained by DEM are compared. The results show that the DIC method can be used to conduct non-contact nondestructive measurements of rock mass precisely and monitor the internal hidden process like anchorage behavior. The reinforcement effects of specimens are illustrated in quantity since the concentration of strain nucleation is acquired at the cross of rock bolt and pre-fissure. The reinforcement can change the type of cracks and the orientation of the main fracture.

Key words: digital image correlation; discrete fracture network; crack propagation; strain field; crack open displacement

0 引言

锚杆 (索) 作为最有效, 最经济的主动加固控制裂隙岩体方法, 应用十分普遍, 并且取得了良好的效益^[1], 但是锚杆 (索) 对节理岩体裂隙扩展的控制是一种较为隐蔽过程^[2], 并且岩石的破坏往往在内部开始起裂至逐步贯通, 多条裂隙联合导致岩石最终失效, 裂隙扩展会严重影响岩石的强度和稳定性, 因此, 研究锚固效应对裂隙岩体的控制作用具有重要的意义。

大量的物理试验和数值计算对不同几何尺寸的裂隙岩体进行了研究^[3-5], 较为典型的成果有: 文献[6]

通过单轴压缩试验总结出了不同种类裂隙岩体的破裂模式; 文献[7]得出多条裂隙与两条裂隙情况下岩石的破坏模式很相近; 文献[8]探究了张开裂隙和闭合裂隙岩体的应力, 峰值以及破坏类型等参数, 发现两种类型裂隙的结果几乎相同, 差异只与裂隙的几何尺寸有关。通过对以前成果的总结, 发现对岩体锚固如何控

基金项目: 国家自然科学基金项目(51474208); 江苏高校优势学科建设工程资助项目(PAPD); 国家建设高水平大学公派研究生项目(201606420013); 中国博士后科学基金项目(2015M581893)

收稿日期: 2016-04-11

制裂隙以及锚固前后的微观裂隙类型的研究很少。

最近几年发展起来的数字图像相关方法 (digital image correlation, DIC) 是一种新型测量方法, 与传统的应变仪等仪器相比, 该方法主要优点是可以进行试样不接触的无损检测, 并可以得到整个计算区域的位移和应变, 适应能力强^[9]。国内外已经有诸多学者应用此法进行了包括岩石的各类材料位移场和应变场的测试, 例如花岗岩^[10], 红砂岩^[11], 岩石相似材料^[12], 陶瓷^[13], 金属^[14], 环氧树脂胶^[15], 玻璃聚酯^[16]等。

本文基于类岩材料, 以 DIC 方法作为试验监测手段, 应用自主开发的数字图像相关处理软件^[17], 对两类岩体研究区域的位移场和应变场进行分析, 并对岩体加载过程中 COD 进行对比研究, 此外, 为了分析裂隙的类型和发育方向, 采用二次开发的离散裂隙网络 (DFN) 模块对两类岩体的裂隙扩展过程进行数值仿真, 结合物理试验, 对比分析未锚固岩体和锚固岩体的区别, 得到锚杆加固裂隙岩体的细观力学机制。

1 试验步骤

1.1 数字图像相关 (DIC) 方法

DIC 方法是记录图像加载过程中的信息来识别岩体表面位移以及应变的非接触测量方法, 根据文献^[18]最初理论方法, 针对正态分布 (针对散斑质量较差的情况) 和均匀分布 (针对散斑质量较好的情况) 两种情况给出具体的分析, 证明算法收敛的正确性和计算速度的合理性, 之后进行自主编程。该方法的基础是根据岩石材料表面的图像斑点, 识别需计算区域的特定子集^[19], 从而得出岩体的位移和应变。岩石材料加载前后的图像关系见图 1。

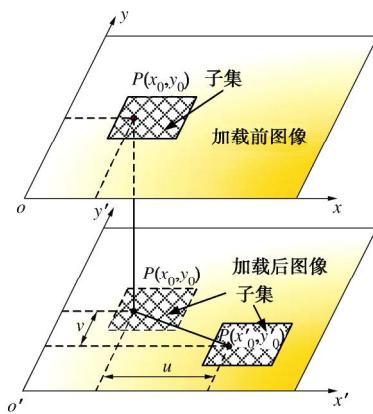


图 1 数字图像相关方法基本原理

Fig. 1 Principle of DIC method

假设点 P 在试样监测表面的子集中变形前后的函数分别为 $f_i(x, y)$ 和 $g_i(x', y')$, 变形量为 $d(u, v)$, 加载变形前后图像的关系为

$$g_i(x', y') = f_i(x, y) + d(u, v) \quad , \quad (1)$$

$$x' = x + u \quad , \quad (2)$$

$$y' = y + v \quad . \quad (3)$$

为了对比点 P 变形前后的相似度, 一般建立起图像的相关性系数, 通过相关系数最大值测量全局范围的位移和应变, 尽管该方法理论上可行, 但是存在着两个缺陷^[20]: ①位于岩石边界的点, 进行计算时, 一般都包括除岩石以外的背景像素点, 这样计算出的形变是错误的; ②对于岩体表面不连续的介质点, 通过数字图像相关方法计算出的形变存在着较大的误差。因此, 本文在进行区域选择时, 只选取岩石中关注的区域 (ROI, 如图 2)。

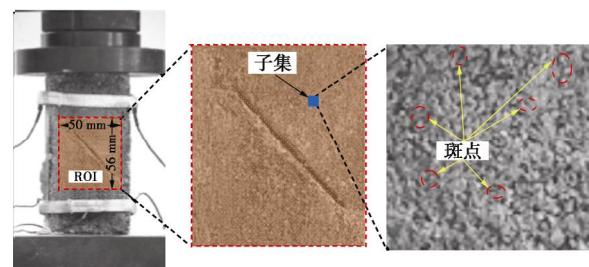


图 2 数字图像相关方法试样测量区域

Fig. 2 Measurement area of specimen by DIC

由于存在上述两个缺陷, 而且在数字图像相关方法实际应用中, 加载前后的图像亮度很有可能发生变化, 因此, 必须对加载前后的图像设定一个相关准则, 来调节各种亮度的变化^[19], 基于此考虑, 建立了零均值相关准则 (ZNCC), 零均值标准化方差准则 (ZNCCD) 和系数方差准则 (PSSD_{ab})。

零均值相关准则 (ZNCC) 的公式为

$$C_{ZNCC} = \frac{\sum \bar{f}_i(x, y) \cdot \bar{g}_i(x', y')}{\sqrt{\sum \bar{f}_i(x, y)^2 \cdot \sum \bar{g}_i(x', y')^2}} \quad , \quad (4)$$

式中, $\bar{f}_i = f_i - \bar{f}$, $\bar{g}_i = g_i - \bar{g}$, \bar{f} 为加载前图像的平均值函数, \bar{g} 为加载后图像的平均值函数。

能消除尺寸效应和修正亮度的零均值标准化方差准则 (ZNCCD) 的公式为

$$C_{ZNCCD} = \sum \left(\frac{\bar{f}_i(x, y)}{\sqrt{\sum \bar{f}_i(x, y)^2}} - \frac{\bar{g}_i(x', y')}{\sqrt{\sum \bar{g}_i(x', y')^2}} \right)^2.$$

衍生的系数方差准则 (PSSD_{ab}) 的公式为

$$C_{PSSDab} = \sum (af_i(x, y) + b - g_i(x', y'))^2,$$

式中, 目标子集的亮度变化系数 a 和强度变化抵消系数 b 根据标准规范确定^[20]。

本文中的数字图像相关方法使用迭代最小平方值 (ILS) 算法, 通过迭代方法计算 C_{ZNCC} 的峰值位置,

确定某一图像子集中的位移矢量变化。因此, 关注区域(ROI)的位移变化即可确定, 通过对位移微分即可求得ROI中的应变等参数。

1.2 试样制作及试验

(1) 试样制作

锚固节理岩体几何尺寸及主视图和左视图见图3, 本文采用的高强度河沙石膏的类岩石材料制作试件, 河沙: 石膏: 碳酸钙: 水=3.0: 1.0: 0.7: 0.43, 没有预置裂隙且不进行锚固的完整试样试验参数见表1。

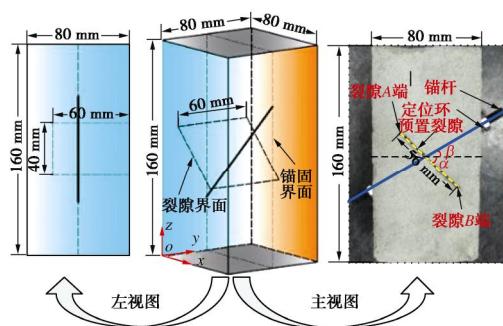


图3 试样尺寸图

Fig. 3 Sketches of specimen

表1 完整试样的试验参数

Table 1 Experimental parameters of intact specimen

试样尺寸 /mm×mm×mm	应力峰值 /MPa	弹性模量 /GPa	泊松比
80×80×160	23.97	4.25	0.21~0.24

对于锚杆材料的选择, 一些研究者应用玻璃纤维棒(GFRP)和细铁丝作为支护材料。然而, 这些材料不具有抗剪作用, 为了使锚杆相似材料具有抗剪性能, 本文确定聚甲醛棒(POMB)作为锚杆材料, POMB的力学参数见表2。

表2 试验中聚甲醛棒力学参数

Table 2 Mechanical behaviour of POMB used in specimens

测量参数	测量数据
拉伸强度/MPa	50~60.8
剪切强度/MPa	35~48
杨氏模量/MPa	200~260
弯曲模量/MPa	170~210
延伸率/%	>24

为了研究锚杆材料对裂隙岩体的影响, 本试验设计的裂隙角 $a=45^\circ$, 裂隙的长度和深度保持不变, 锚固分为无锚和锚固角 $b=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ 五种。具体尺寸及标注见图3。裂隙通过3 mm厚、120 mm长和56 mm宽的云母片在制作试样时提前预置。制作完成待晾干的试样见图4。待试样晾干后, 在试样表面进行喷涂黑白两种颜色散斑颗粒处理。

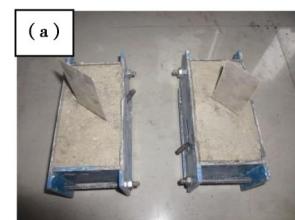
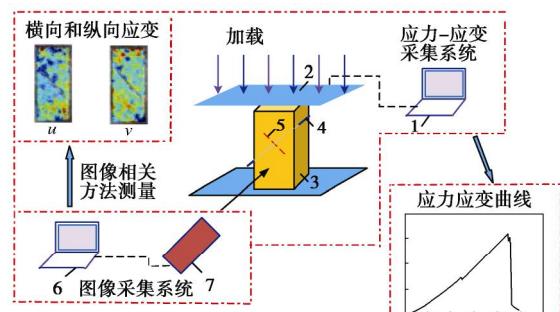


图4 试样制作完成待晾干图

Fig. 4 Airing process of physical specimens

(2) 试验过程

本试验采用的数字图像相关方法设备示意见图5, 试验设备由应力应变采集系统, 图像采集系统和软件分析系统组成。应力应变采集系统采用的是CMTS5305伺服试验机, 采用位移加载控制, 加载速率为0.2 mm/min; 图像采集系统采用高分辨率单反摄像机进行无间隔采集; 软件分析系统通过数字图像相关分析计算程序测试系统进行分析, 求得不同时期的位移场, 应变场以及应变增量等参数。



1、应力应变采集系统; 2、加载系统; 3、锚固试样; 4、锚杆; 5、锚固试样裂隙; 6、图像采集控制系统; 7、数字摄像机

图5 数字图像相关方法设备示意图

Fig. 5 Schematic diagram of equipment for DIC

1.3 裂隙张开度(COD)计算方法

通过DIC方法得到的岩体表面的位移场和应变场, 可以识别岩体表面裂隙的起裂和传播特征, 本文采用COD来定量揭示未锚固岩体和锚固岩体的裂隙演化规律。如图6所示, 以裂隙A端为原点, 建立直角坐标系, 在 $i=0$ mm附近可以观测出, 裂隙左右出现跳跃, 致使出现严重的非连续位移, 称之为COD。

2 试验结果分析

本文以预置裂隙角为 45° 的未锚固试样和锚固角度为 45° 两种类岩体为例, 分别进行应变场的和裂

隙张开度分析。

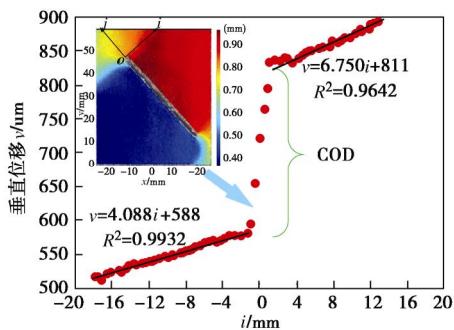


图 6 裂隙张开度计算图

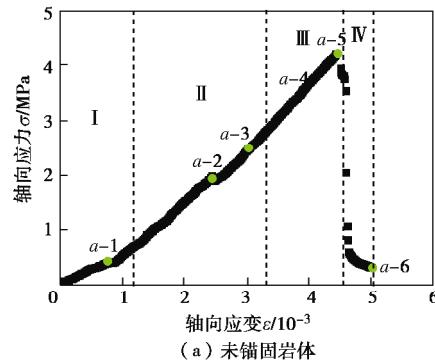
Fig. 6 COD obtained by displacement fields

(1) 应变场分析

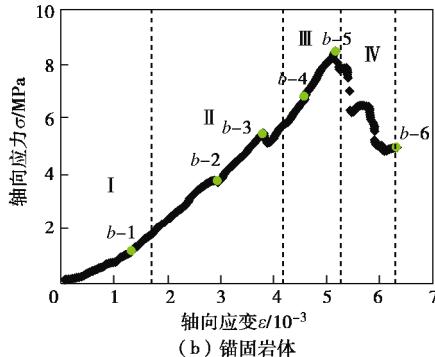
试验加载过程的应力 - 应变曲线见图 7, 根据试验中加载曲线的特点和试验全过程中采集的散斑图像, 分别在两种曲线上选取了 6 个典型时刻进行标记, 图 8,9 给出的不同时刻的未锚固和锚固裂隙岩体垂直应变场的演化图像。

为了准确的对比两种类型的岩体试样在加载过程中的裂隙的起裂、扩展和联合的演化过程, 将两种应力 - 应变曲线划分为 4 个阶段 (见图 7 中 I, II, III 和 IV), 根据图 7~9 表明, 在加载第 I 阶段, 岩体是否锚固对应力应变 - 曲线几乎没有影响, 由于类岩体内初始的空洞裂隙在压力作用下闭合, 两种应力 - 应变曲线呈现凹函数的现象, $a-1$ 和 $b-1$ 的 ROI 应变图像没有出现集中现象, 应变几乎平均分布在两种岩体的整个图像中。

随着载荷继续增加, 进入第 II 阶段, 应变的集中现象基本出现在两种岩体的尖端位置 (如图 8a-2 的 AA 区域和图 9b-2 的 BB 区域)。如果不通过数字图像相关方法进行计算, 仅通过图片则不能观察到裂隙的产生, 但是试件表面整体并没有出现明显的新生裂隙, 由此说明当载荷达到岩体应力峰值的 50% 左右时, 裂隙对应力 - 应变曲线的整体分布情况没有太大的影响。当载荷增加到 $a-3$ 和 $b-3$ 时, 应变场的局部发生很大变化, 应变增长率也迅速增加, 最大应变 AA 和 BB 处由最初的裂隙尖端迅速向边界传播, 同时, 岩体的另外一端 (如图 9b-3 的 DD 区域) 出现应变集中现象。在此阶段, 由于锚杆锚固在岩体内部, 通过直接观察并不能观测出锚杆的锚固效应, 但是通过数字图像相关方法则可以形象地展示。在锚固岩体与裂隙交叉的位置上部 ($b-2$ CC 区域), 锚杆为抑制裂隙的滑移, 出现了应变集中的成核现象, 产生了抵抗载荷的应变成核区域, 从而使得在同等条件下, 锚固岩体的应力大于未锚固岩体的峰值应力。



(a) 未锚固岩体



(b) 锚固岩体

图 7 轴向应力 - 应变加载曲线

Fig. 7 Axial stress-strain curves

当裂隙发展到一定程度后 (第 III 阶段), 已发育的裂隙传播速度较为缓慢, 说明岩体试样整体应力重新分布, 形成一定的有效抗力, 使得试样能够继续承载。但是在图 8a-4 的 EE 和 FF 区域, 出现了新的裂隙起裂点, 此时岩体内部储存应变能, 为下一步岩体试样损伤断裂储存能量。当到达两种岩体的应力峰值时 (见图 8a-5 未锚固岩体 4.25 MPa、b-5 锚固岩体 8.52 MPa), 锚固岩体的承载能力远高于未锚固的岩体, 应变能不断释放。在锚固岩体中, 锚杆与裂隙交叉位置应变集中局部带成核现象扩展达到了峰值。

在第 IV 加载阶段, 随着载荷不断增加, 应变集中局部化带增加不明显 (见图 8a-6 和图 9b-6)。此时, 无论岩体是否锚固, 既定的抗力均已无法继续承载, 所施加在岩体的载荷不断降低, 出现塑性软化阶段, 岩体试样在很短时间内, 出现整体性破坏, 载荷亦出现陡降的现象。

值得注意的是, 通过数字图像相关方法计算出的应变场, 不仅能观察到岩体裂隙的起裂、传播和联合的全过程, 更重要的是, 能将锚固岩体的抵抗裂隙滑移的应变成核现象形象地计算出来, 将岩体试样的锚固行为定量地呈现出来。

(2) 裂隙张开度 (COD) 分析

为了定量说明锚杆对岩体的作用, 根据 1.3 节设定的 COD 计算方法分别对两种岩体进行分析。见图 10, 坐标系的设定与图 6 中的情况一致, 横坐标为沿 y 轴方向与裂隙尖端的垂直距离, 纵坐标为图 7 中 6

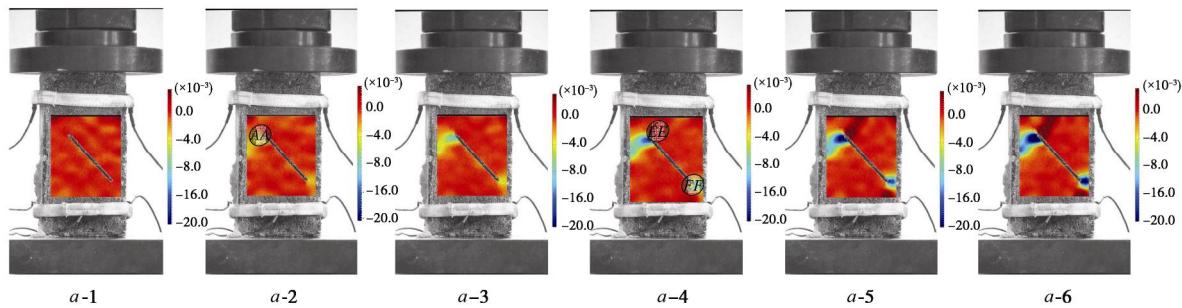


图 8 未锚固裂隙岩体 ROI 垂直应变分布图

Fig. 8 Distribution of vertical strain fields in ROI of unreinforced specimens

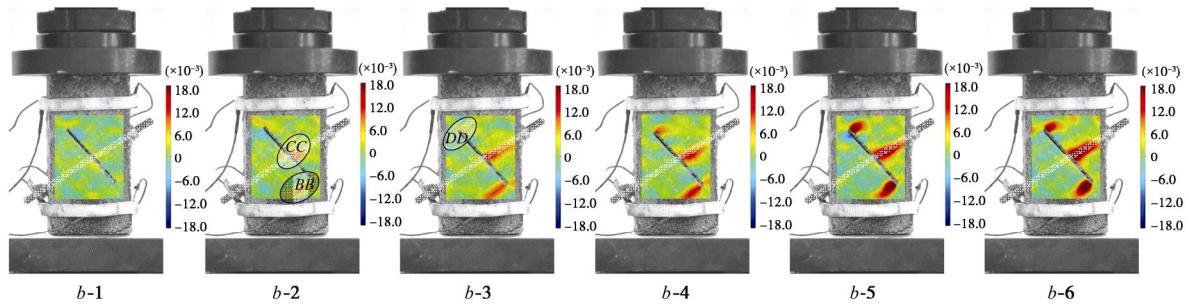


图 9 锚固裂隙岩体 ROI 垂直应变分布图

Fig. 9 Distribution of vertical strain fields in ROI of reinforced specimens

个典型加载时刻的 COD。

无论岩体是否锚固, 岩体的 COD 在不同时刻都呈现出直线函数的变化, 所拟合的函数见图 10, 拟合度都在 98% 以上。

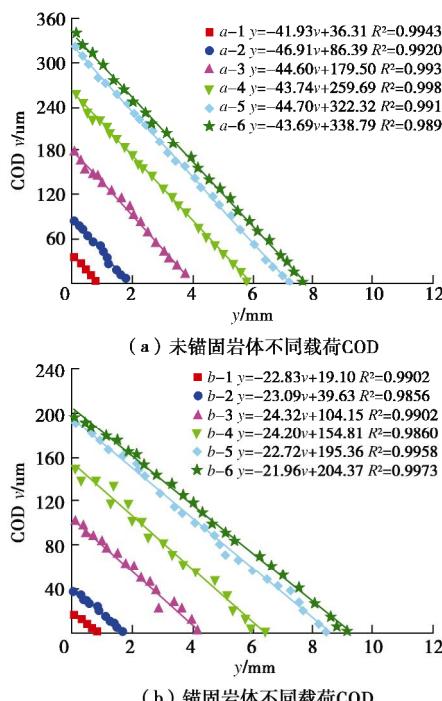


图 10 两种岩体 COD 的计算结果

Fig. 10 Calculated results of COD of two specimens

当载荷达到应力峰值的 50% 以前, 两种岩体的 COD 相差不大, 随着载荷继续增加, 锚固岩体在不同加载时刻远远大于未锚固岩体的斜率, 由此可以说明, 当载荷超过裂隙起裂的阈值时, 未锚固岩体裂隙开始起裂和传播; 在锚固岩体加载的开始阶段, 由于载荷较小, 岩体自身有一定承载能力, 锚杆未能发挥锚固作用, 当载荷达到裂隙起裂的阈值和传播的阈值时, 由于锚杆的锚固作用, 不但抑制了裂隙左右的岩体滑移, 同样有效减少了裂隙的起裂程度和传播速度, 提高了裂隙岩体的承载能力。在两种岩体应力峰值时刻, 锚固岩体的应力峰值提高 3~4 MPa 以上, 锚固岩体在裂隙尖端抑制 COD 达到 130 μm 以上, 在峰后阶段, 两种岩体都迅速失效, 失去了承载能力, COD 与峰值时刻相差较小。

3 数值计算

为了进一步判断锚固前后宏观和细观裂隙的种类, 本研究采用离散元软件 PFC 进行数值计算, 根据离散元拉破坏和剪破坏的准则^[21], 二次开发离散裂隙网络 (DFN) 程序, 实现拉破坏和剪破坏的判断, 并进行微观裂隙随时间步变化的计数、定位和方向的统计, 反映出裂纹扩展的状态。

3.1 建模与计算

为确认数值仿真和物理试验结果一致性, 本文采

用的数值计算几何尺寸为 ($W \times H = 80 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$), 预置裂隙的长度和角度均与物理试验相同。虽然在软件手册中给出了刚度, 内聚力以及内摩擦角等参数的计算公式, 但是目前还没有固定的理论来校正用于仿真的微观参数 (例如: 试样的峰值强度, 弹性模量以及失效模式)。因此, 为了确定本研究中模型的微观参数, 通过建立试错法建立宏观力学行为和微观参数之间的关系, 校正过程如下, 首先根据表 1 进行完整试样的参数校正, 其次根据裂隙试样进行裂隙参数试样的校正。校正后的微观参数见表 3, 4, 图 11 为数值计算示意图。

表 3 校正后完整试样的微观参数

Table 3 Micro-parameters used for intact specimen after calibration

微观参数	数值
颗粒的杨氏模量/GPa	3.52
平行黏结的杨氏模量/GPa	3.52
颗粒法向刚度与剪切刚度的比值	1.0
平行黏结法向刚度与剪切刚度的比值	1.0
摩擦系数	0.45
平行黏结半径乘数	1.0
平行黏结平均拉伸强度/MPa	15.2
平行黏结平均内聚力/MPa	10.5

表 4 校正后裂隙部分的微观参数

Table 4 Micro-parameters used for fissure after calibration

微观参数	数值
裂隙颗粒的摩擦系数	0.1
裂隙颗粒法向刚度/(N·m ⁻¹)	6.8×10^4
裂隙颗粒剪切刚度/(N·m ⁻¹)	3.2×10^4
裂隙颗粒法向黏结强度/MPa	0
裂隙颗粒切向黏结强度/MPa	0

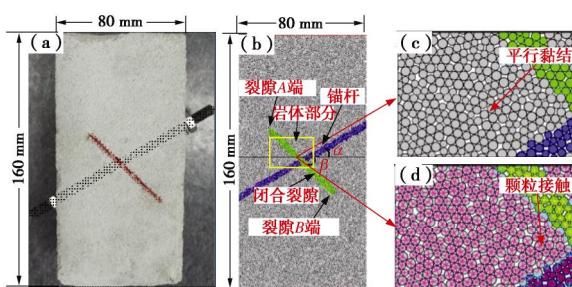


图 11 数值计算示意图

Fig. 11 Sketch of numerical model

颗粒之间采用的是平行黏结模型, 由于这种模型的微观破裂会导致宏观参数(剪切模量和弹性模量等)的降低, 在数值计算中, 更类似于煤岩体的模拟。预置裂隙目前使用的方法分为张开裂隙和闭合裂隙^[8],

本文采用的是闭合方式作为预置裂隙。

此外, 为模拟单轴压缩过程, 模拟上下边界各设置一个墙体, 模型下边界保持固定不变, 上边界的加载速率设定为 0.2 m/s, 根据文献[22]证明, 此加载速率对裂隙扩展几乎无影响。

3.2 数值计算分析

图 12, 13 分别是两种岩体加载到峰后应力 35% 时裂隙发育的数目, 由图 12, 13 可知: ①未锚固岩体的微观剪切裂隙数目远远大于拉伸裂隙, 而锚固岩体的微观拉伸裂隙和剪切裂隙产生时间和数量相差不大; ②未锚固岩体的裂隙产生时间远远早于锚固岩体, 尤其是微观剪切裂隙, 由此说明, 未锚固岩体更易受到剪切破坏, 且一直持续到整个岩体完全失效。

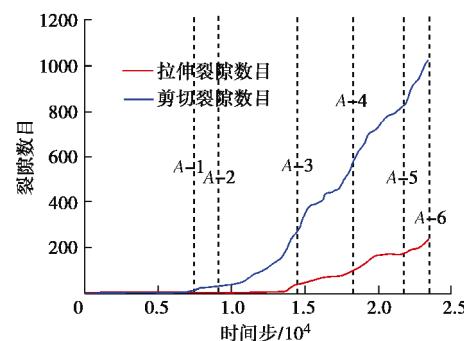


图 12 未锚固岩体不同种类裂隙数量

Fig. 12 Number of different cracks of unreinforced specimens

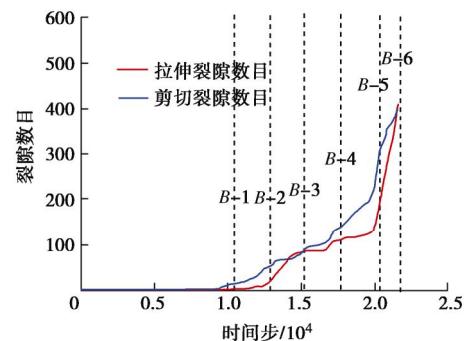


图 13 锚固岩体不同种类裂隙数量

Fig. 13 Number of different cracks of reinforced specimens

图 14, 15 是试样在单轴压缩下的裂隙扩展过程, 图中标识与图 12, 13 中相对应, 红色代表拉伸裂隙, 蓝色代表剪切裂隙, 绿色为预置裂隙, 紫色为锚杆, 由图 14 可知, 未锚固岩体起裂时 (应力峰值 57%, 点 A-1) 仅有剪切裂隙, 随后裂隙向左右边界发展, 直到达到峰值的 78% (点 A-3), 拉伸裂隙才开始发育, 随后裂隙继续向左右边界呈指数形式增加, 完全失效时 (点 A-6), 试样整体呈现沿着裂隙滑移错动的剪切破坏。

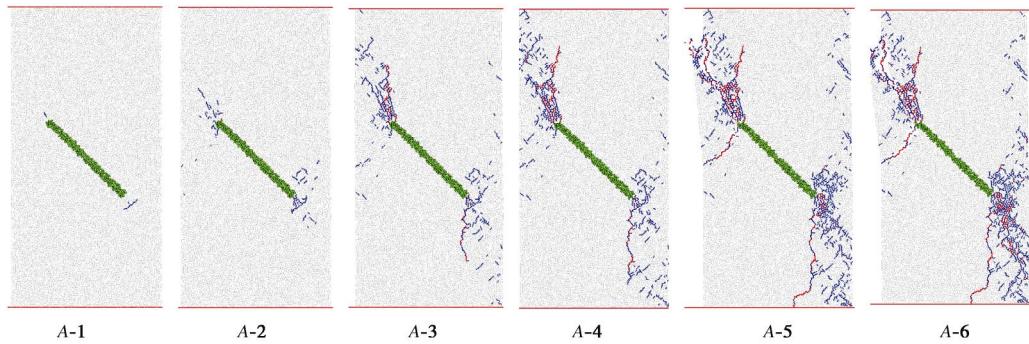


图 14 未锚固岩体裂纹扩展过程

Fig. 14 Crack propagation process of unreinforced specimens

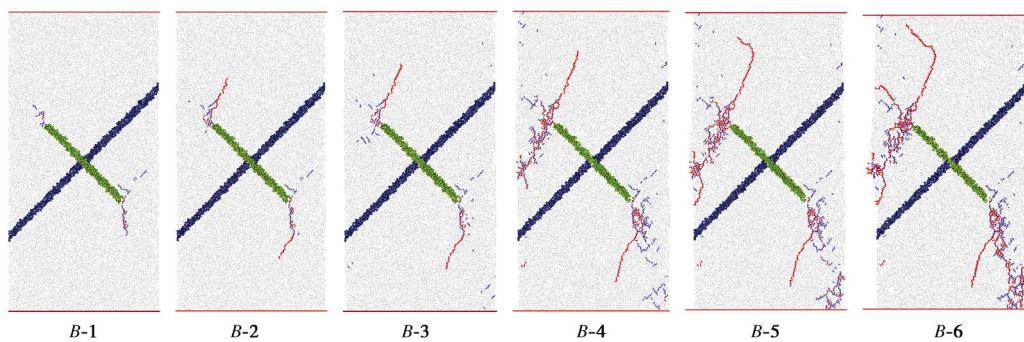


图 15 锚固岩体裂纹扩展过程

Fig. 15 Crack propagation process of reinforced specimens

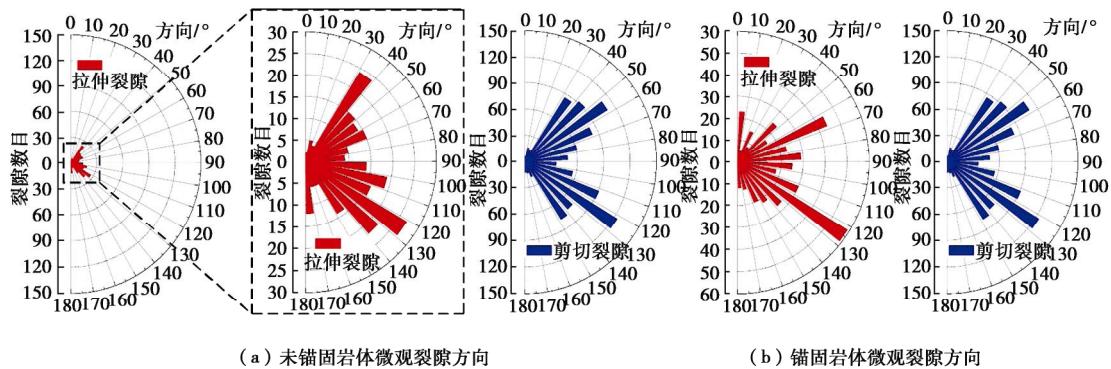


图 16 两种岩体微观裂隙方向

Fig. 16 Micro-crack orientation of two specimens

通过图 15 可知, 裂隙在起裂时 (应力峰值 61%, 点 B-1) 就同时存在拉伸和剪切两种裂隙, 随着载荷继续增加, 裂隙向上下边界发育, 在达到应力峰值的 84% 时 (点 B-3), 预置裂隙上端形成另外一条以拉伸破坏为主的翼裂隙, 且向试样左侧发育, 完全失效时 (点 B-5), 试样呈现以拉伸和剪切并存的混合破坏, 其中, 拉伸裂隙控制着主要裂纹的扩展方向, 剪切裂隙是在主要裂隙的基础上分支产生的。

图 16 是两种岩体在完全失效时, 微观裂隙的方向, 以图 3 中 x 轴正向为 0° 基准线, 由 16 (a) 可知, 未锚固岩体的拉伸裂隙很少, 而且分布几乎相同, 各

个方向的拉伸裂隙数目局部超过 30, 而剪切裂隙的方向以 90° 为对称轴, 裂隙左右呈现对称形态, 尤其以 50° ~ 60°, 120° ~ 130° 裂隙最多, 与文献[23]中所计算的裂隙最发育时方向角一致。由 16 (b) 可知, 锚固岩体的拉伸裂隙和剪切裂隙在数目和方向都大致相同, 而且也呈现对称分布。

4 结果对比讨论

本文以 45° 预置裂隙的类岩材料为例, 进行锚固前后的对比分析, 通过 DIC 方法处理和 DEM 计算, 从应力场, 应变场, 裂隙张开度, 裂隙扩展数目, 分

布区域和扩展方向进行了对比分析, 图 17, 18 中展示了不同方法测试裂隙岩体锚固前后的破坏形态图。

通过物理试验和数值计算的结果, 可以观测破坏形态基本一致。然而值得注意的一点, 就裂隙扩展的时间阶段而言, 通过物理试验 DIC 方法得到的裂隙起裂和迅速扩展(指数形式)的阈值比数值计算在一定程度上要小, 但是整体趋势以及应力峰值大致相同的, 数值计算对岩石力学特性真实仿真有待于进一步的修正和完善, 鉴于物理试验是基于 DIC 的精细测量, 相对而言比较真实可信, 可为后续的离散元数值计算的方法改进提供较好的参考。

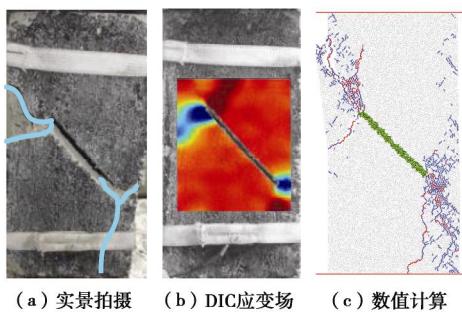


图 17 未锚固试样破坏形态对比分析

Fig. 17 Comparison of failure modes of unreinforced specimens

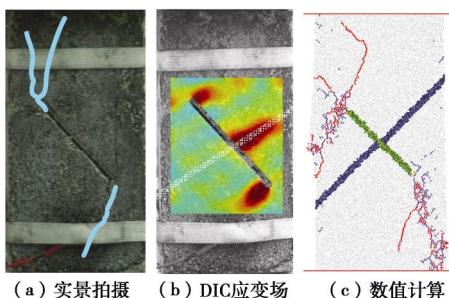


图 18 锚固试样破坏形态对比分析

Fig. 18 Comparison of failure modes of reinforced specimens

除此之外, 锚固角 a 变化对于裂隙岩体强度的提高也不尽相同, 在 $a < 60^\circ$ 时, 强度提高较大。但锚固岩体均以剪混合破坏为主, 这是在所有锚固试样中所观察到的。

5 结 论

本文基于数字图像相关(DIC)方法和离散元数值计算(DEM)研究了含有预置裂隙岩体的锚固效应, 通过单轴压缩下, 对两种岩体应力场, 应变场, 裂隙张开度, 裂隙扩展数目, 分布区域和扩展方向的对比分析, 得出以下结论:

(1) 采用自主研发的基于 DIC 测量程序, 对试验过程中进行了非接触的无损监测, 可精确到微米级

对裂隙的起裂和扩展趋势进行观测, 更重要的是形象直观地展现了 DIC 方法对锚固这种内部隐蔽过程的监测。为今后类似于锚固这种隐蔽性质岩石力学试验的监测提供了良好的途径。

(2) 通过 DIC 方法监测的位移场和应变场, COD 等参数, 观测到锚固岩体的锚杆与裂隙角交叉位置出现应变集中成核现象, 说明了锚固不仅对裂隙岩体的应力有一定的提高, 而且还形象地展示了锚杆对裂隙的抑制作用。

(3) 对于预置裂隙为 45° 的试样, 通过数值计算分析了裂隙扩展类型, 发现未锚固岩体从剪切破坏为主过渡到锚固岩体拉剪混合破坏为主, 显示锚固行为可以改变裂隙破坏类型和主要裂隙的发育方向。

参 考 文 献:

- 王金华. 我国煤巷锚杆支护技术的新发展[J]. 煤炭学报, 2007, 32(2): 113 - 118. (WANG Jin-hua. New development of rock bolting technology for coal roadway in China[J]. Journal of China Coal Society, 2007, 32(2): 113 - 118. (in Chinese))
- NEMCIK J, MA S, AZIZ N, et al. Numerical modelling of failure propagation in fully grouted rock bolts subjected to tensile load[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, 71: 293 - 300.
- 李银平, 王元汉, 陈龙珠, 等. 含预制裂纹大理岩的压剪试验分析[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 120 - 124. (LI Ying-ping, WANG Yuan-han, CHEN Long-zhu, et al. Experimental research on pre-existing cracks in marble under compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 120 - 124. (in Chinese))
- 梁正召, 李连崇, 唐世斌, 等. 岩石三维表面裂纹扩展机理数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(10): 1615 - 1622. (LIANG Zhen-zhao, LI Lian-chong, TANG Shi-bin, et al. 3D numerical simulation of growth of surface crack of rock specimens[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(10): 1615 - 1622. (in Chinese))
- WANG C, XU J, ZHAO X, et al. Fractal characteristics and its application in electromagnetic radiation signals during fracturing of coal or rock[J]. International Journal of Mining Science and Technology, 2012, 22(2): 255 - 258.
- WONG R H C, CHAU K T. Crack coalescence in a rock-like material containing two cracks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1998, 35(2): 147 - 164.
- SAGONG M, BOBET A. Coalescence of multiple flaws in a

- rock-model material in uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, **39**(2): 229 - 241.
- [8] PARK C H, BOBET A. Crack initiation, propagation and coalescence from frictional flaws in uniaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2010, **77**(14): 2727 - 2748.
- [9] 李元海, 林志斌, 靖洪文, 等. 含动态裂隙岩体的高精度数字散斑相关量测方法[J]. 岩土工程学报, 2015, **34**(6): 1061 - 1068. (LI Yuan-hai, LIN Zhi-bin, JING Hong-wen, et al. High-accuracy digital speckle correlation method for rock with dynamic fractures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **34**(6): 1061 - 1068. (in Chinese))
- [10] MA S, ZHAO Y. Geo-DSCM system and its application to deformation measurement of rock mechanics[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(3): 411 - 412.
- [11] 朱珍德, 张 勇, 陈卫忠. 应用数字图像分析法评价红砂岩渐进损伤破坏特性[J]. 岩土力学, 2005, **26**(2): 203 - 208. (ZHU Zhen-de, ZHANG Yong, CHEN Wei-zhong. Analysis of gradual damage breakage properties of red sandstone with digital image technique[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(2): 203 - 208. (in Chinese))
- [12] ZHAO C, MATSUDA H, MORITA C, et al. Study on failure characteristic of rock-like materials with an open hole under uniaxial compression[J]. Strain, 2011, **47**(5): 405 - 413.
- [13] HUANG J Y, LU L, FAN D, et al. Heterogeneity in deformation of granular ceramics under dynamic loading[J]. Scripta Materialia, 2016, **111**: 114 - 118.
- [14] SCRIVENS W A, LUO Y, SUTTON M A, et al. Development of patterns for digital image correlation measurements at reduced length scales[J]. Experimental Mechanics, 2007, **47**(1): 63 - 77.
- [15] WANG H, XIE H, WU L, et al. Study on the effect of DIC deformation sensor on mechanical property of substrate[J]. Measurement, 2014, **49**: 283 - 288.
- [16] SCALICI T, FIORE V, ORLANDO G, et al. A DIC-based study of flexural behaviour of roving/mat/roving pultruded composites[J]. Composite Structures, 2015, **131**: 82 - 89.
- [17] 种照辉, 李学华, 姚强岭, 等. 基于图像识别和声发射定位锚固岩体裂隙扩展的分析方法: 中国, CN201510409666.7[P]. 2015-10-07. (CHONG Zhao-hui, LI Xue-hua, YAO Qiang-ling, et al. An new method for fracture propagation of reinforced rock mass based on digital image correlation and acoustic emission. China, CN201510409666.7[P]. 2015-10-07. (in Chinese))
- [18] YAMAGUCHI I. A laser-speckle strain gauge[J]. Journal of Physics E: Scientific Instruments, 1981, **14**(11): 1270.
- [19] PAN B, XIE H, WANG Z, et al. Study on subset size selection in digital image correlation for speckle patterns[J]. Optics Express, 2008, **16**(10): 7037 - 7048.
- [20] PAN B. Recent progress in digital image correlation[J]. Experimental Mechanics, 2011, **51**(7): 1223 - 1235.
- [21] GAO F Q, STEAD D. The application of a modified Voronoi logic to brittle fracture modelling at the laboratory and field scale[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, **68**: 1 - 14.
- [22] ZHANG X P, WONG L N Y. Choosing a proper loading rate for bonded-particle model of intact rock[J]. International Journal of Fracture, 2014, **189**(2): 163 - 179.
- [23] CHONG W L, HAQUE A, GAMAGE R P, et al. Modelling of intact and jointed mudstone samples under uniaxial and triaxial compression[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2013, **6**(5): 1639 - 1646.

DOI: 10.11779/CJGE201707009

盾构隧道开挖面极限支护压力研究

徐前卫¹, 唐卓华², 朱合华³, 王国富², 路林海²

(1. 同济大学道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804; 2. 济南轨道交通集团有限公司, 山东 济南 250101;
3. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 针对盾构隧道开挖面稳定的极限支护压力, 通过理论计算与现场实测的对比分析, 提出了不同地层隧道上覆土压力的计算原则, 将条分法的思想引入盾构开挖面的稳定性分析, 导出了开挖面稳定的极限状态方程, 据此可求得盾构隧道开挖面稳定的极限支护压力。最后, 结合具体的工程实践, 将前述理论和方法应用于临界滑动面的搜索和极限支护压力的计算。上述研究成果对于指导盾构隧道的设计与施工具有重要的作用。

关键词: 盾构隧道; 开挖面稳定性; 上覆土压力; 极限支护压力

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1234-07

作者简介: 徐前卫(1973-), 男, 副教授, 博士生导师, 主要从事隧道与地下结构工程等方面的教学和科研工作。E-mail: xuqianwei@tongji.edu.cn

Limit support pressure at excavation face of shield tunnels

XU Qian-wei¹, TANG Zhuo-hua², ZHU He-hua³, WANG Gguo-fu², LU Lin-hai²

(1. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China; 2. Jinan Rail Transit Group Co., Ltd., Jinan 250101, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: According to the limit support pressure at excavation face of shield tunnels, the principles for calculating the covered earth pressure of tunnels in different strata are proposed by comparing the theoretical calculation with the field measurement, and the limit state equation for excavation face stability is deduced by using the slice method to analyze the excavation face stability of shield tunnels. Hereby, the limit support pressure at excavation face of shield tunnel can be solved. Finally, based on the specific engineering practice, the aforementioned theories and methods are used in searching the critical sliding surface and calculating the limit support pressure. The research results are important in guiding the design and construction of shield tunnels.

Key words: shield tunnel; excavation face stability; overburden earth pressure; limit support pressure

0 引言

目前, 国内外一些学者通过采用理论分析法对盾构隧道开挖面极限支护压力进行了研究^[1-12]。通过深入分析这些学者的研究可以发现: 极限分析法没有考虑渗透力、土拱效应对盾构开挖面稳定性的影响, 得出的开挖面极限支护压力偏大, 计算中事先假定的边界也与实际有出入, 故其在盾构隧道开挖面极限支护压力分析中的应用有待进一步完善; 极限平衡法虽然可以考虑地下水的渗透作用, 也具有计算简便的优势, 但其计算结果与现场实际相差较大, 因此有必要针对盾构隧道开挖面极限支护压力进行深入研究。

1 盾构隧道上覆土压力的确定

盾构隧道通常具有一定的埋深, 施工时刀盘的切

削开挖易引起地层的应力释放, 进而导致隧道上方部分土体发生下移, 由于土颗粒间的相互错动会产生应力传递, 因而隧道上方的周围土体会对下移的土体产生一定的制约作用, 这使得隧道上覆土压力要小于地层的原始应力, 国内外的相关模型试验也证明了这一点^[13-14]。

日本规范规定, 如果覆土厚度小于隧道外径, 一般不考虑地基的拱效应, 按全覆土理论计算上覆土压力较为妥当; 如果覆土厚度大于隧道的外径, 地基产生拱效应的可能性比较大, 可以考虑在计算时采用太沙基松动土压力理论^[15]。

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)(2011CB013800);
长江学者奖励计划(IRT1029); 国家自然科学基金项目(41672360)

收稿日期: 2016-04-15

1.1 隧道上覆土压力的计算理论

在盾构施工过程中, 开挖面前方滑动土体所受的上覆土压力的计算理论主要有以下两种。

(1) 全覆土理论

全覆土理论认为地层某一深度处的垂直土压力等于上覆土重与地表荷载之和, 即

$$s_v = p_0 + \sum g_i h_i \quad (1)$$

式中, s_v 为垂直土压力 (kPa), p_0 为地表荷载 (kPa), g_i 为第 i 层土的重度 (kN/m^3), h_i 为第 i 层土的厚度 (m)。

全覆土理论没有考虑土体间应力的传递, 故适用于软弱浅埋地层, 而当土质较硬或埋深较大时, 便不再适用。

(2) 太沙基松动土压力理论

太沙基松动土压力理论^[16]认为隧道在开挖以后, 顶部土体由于重力作用而向下滑动, 在隧道两侧至地面形成了两个剪切面。

太沙基松动土压力理论假定的滑动体为一竖直土条, 其宽度为 $2B$, 当该理论用于分析圆形盾构隧道断面时, 土条宽度可按下式进行计算:

$$B = \frac{R}{\tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{j}{4}\right)} \quad (2)$$

式中, R 为隧道半径 (m), j 为土的内摩擦角 ($^\circ$)。

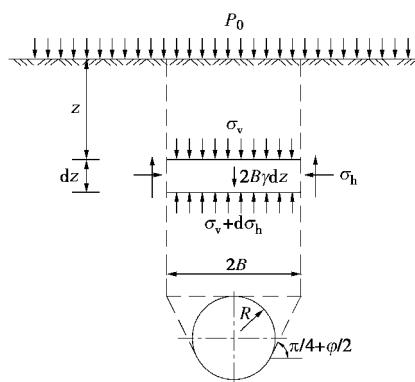


图 1 均质土层太沙基松动土压力计算模型

Fig. 1 Terzaghi's model for loose earth pressure in homogeneous stratum

若土质均匀, 太沙基松动土压力的计算模型如图 1 所示, 取滑动土体任意深度 z 处某一微小单元, 建立垂直方向力的平衡方程:

$$2Bs_v + 2Bg dz = 2B(s_v + ds_v) + 2cdz + 2Ks_v dz \cdot \tan j \quad (3)$$

由图可见, 当 $z=0$ 时, $s_v=P_0$, 代入式 (3) 积分, 可得均质土太沙基松动土压力计算公式:

$$s_v = \frac{B(g - c/B)}{K \tan j} (1 - e^{-K \tan j \cdot z/B}) + P_0 e^{-K \tan j \cdot z/B} \quad (4)$$

式中, s_v 为垂直土压力 (kPa), B 为土条宽度的一半 (m), g 为土的重度 (kN/m^3), c 为土的黏聚力 (kPa), j 为土的内摩擦角 ($^\circ$), K 为土的侧压力系数, z 为土体深度 (m), P_0 为地表荷载 (kPa)。

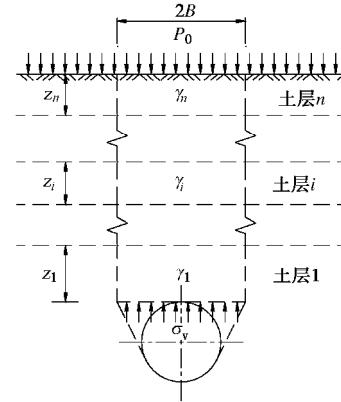


图 2 成层土中太沙基松动土压力计算模型

Fig. 2 Terzaghi's model for loose earth pressure in layered stratum

若土质成层, 太沙基松动土压力的计算模型如图 2 所示, 可假定土层 i 与土层 $i+1$ 之间的相互作用力为 P_i , 把上部土层作用力当超载考虑, 隧道顶部土层 1 处的土压力:

$$s_v = \frac{B(g_i - c_i/B)}{K \tan j_i} (1 - e^{-K \tan j_i \cdot z_i/B}) + P_i e^{-K \tan j_i \cdot z_i/B} \quad (5)$$

同理, 可得土层间的相互作用力:

$$P_i = \frac{B(g_{i+1} - c_{i+1}/B)}{K \tan j_{i+1}} (1 - e^{-K \tan j_{i+1} \cdot z_{i+1}/B}) + P_{i+1} e^{-K \tan j_{i+1} \cdot z_{i+1}/B} \quad (6)$$

$$P_n = \frac{B(g_n - c_n/B)}{K \tan j_n} (1 - e^{-K \tan j_n \cdot z_n/B}) + P_0 e^{-K \tan j_n \cdot z_n/B} \quad (7)$$

$$P_n = \frac{B(g_n - c_n/B)}{K \tan j_n} (1 - e^{-K \tan j_n \cdot z_n/B}) + P_0 e^{-K \tan j_n \cdot z_n/B} \quad (8)$$

联立式 (5) ~ (9), 并进行迭代, 可得成层土太沙基松动土压力计算公式:

$$s_v = p_0 \prod_{k=1}^n e^{-K \tan j_k \cdot z_k/B} + \frac{B(g_1 - c_1/B)}{K \tan j_1} (1 - e^{-K \tan j_1 \cdot z_1/B}) + \sum_{i=2}^n \frac{B(g_i - c_i/B)}{K \tan j_i} (1 - e^{-K \tan j_i \cdot z_i/B}) \prod_{j=1}^{i-1} e^{-K \tan j_j \cdot z_j/B} \quad (9)$$

式中, g_i 为第 i 层土的重度 (kN/m^3), c_i 为第 i 层土的黏聚力 (kPa), j_i 为第 i 层土的内摩擦角 ($^\circ$), z_i 为第 i 层土的深度 (m)。

总的来说, 太沙基松动土压力理论考虑了隧道尺寸、埋深、土的黏聚力及内摩擦角对土体稳定性的影响, 对可能产生拱效应的地层较为适用。

1.2 隧道上覆土压力的计算原则

为解决隧道上覆土压力计算理论的实际应用问题, 需将全覆土理论计算值、太沙基松动土压力理论计算值与现场实测值进行对比分析。

深圳某地铁区间盾构隧道 192 环附近地层自上而下依次为①₇压实填土、①₄填块石、②₄含有机质砂、④₁黏土、④₈细砂、④₁₁砾砂、⑦₂₋₂硬塑状砂质黏性土和⑨₂₋₁强风化片麻状混合花岗岩(砂土状), 各地层的物理力学性质见表 1, 具体地质断面如图 3 所示。

表 1 192 环附近地层物理力学性质

Table 1 Physical and mechanical properties of soil strata at position of ring No. 192

地层	厚度 /m	重度 /(kN·m ⁻³)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)
① ₇	2.2	19.0	5	15
① ₄	3.9	20.5	0	35
② ₄	2.0	20.3	0	18
④ ₁	1.6	19.4	30	8
④ ₈	1.0	19.8	0	23
④ ₁₁	4.1	19.2	0	35
⑦ ₂₋₂	1.5	19.0	25	22.5
⑨ ₂₋₁	1.3	20.7	35	26.5

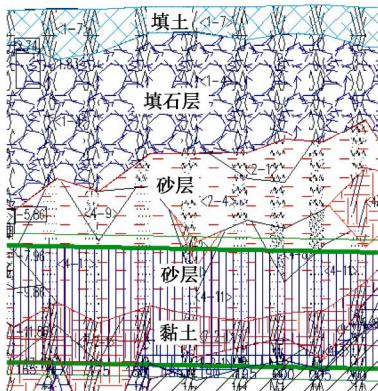


图 3 192 环附近地层地质断面

Fig. 3 Geological formation section near ring No. 192

将在此地层实测所得的上覆土压力与由全覆土理论、太沙基松动土压力理论分别计算所得的上覆土压力进行对比, 结果如图 4 所示。

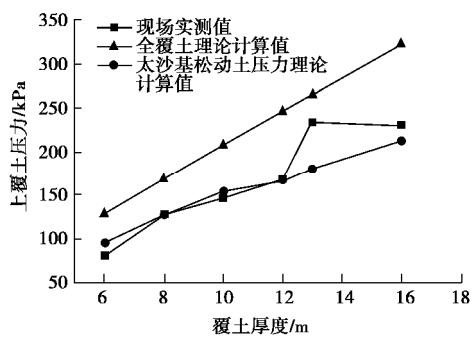


图 4 192 环附近地层上覆土压力

Fig. 4 Overburden pressures acting on ring No. 192

由图 4 可以看出, 在砂性土居多的地层中, 当覆

土厚度在 1~2 倍隧道外径时, 采用全覆土理论计算所得的上覆土压力要比实测所得的偏大约 30%~40%, 而采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力却与实测值吻合的较好, 平均误差在 5% 以内; 当覆土厚度在 2~3 倍隧道外径时, 采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力与实测值相比虽然偏小, 但纵观其变化趋势, 与实测值基本一致, 这仍比采用全覆土理论计算所得的上覆土压力合理。因此, 在砂性土居多的地层, 当覆土厚度在 1~2 倍隧道外径时, 应该采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力, 当覆土厚度在 2~3 倍隧道外径时, 建议也采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

深圳某地铁区间盾构隧道 1160 环附近地层自上而下依次为①₇压实填土、①₆杂填土、⑦₂₋₁可塑状砂质黏性土、⑦₂₋₂硬塑状砂质黏性土、⑦₃₋₂硬塑状粉质黏性土和⑨₁全风化片麻状混合花岗岩, 其中, 黏性土厚度约占地层厚度的 79%, 硬塑状黏性土约占黏性土的 77%, 各地层的物理力学性质见表 2, 具体地质断面如图 5 所示。

表 2 1160 环附近地层物理力学性质

Table 2 Physical and mechanical properties of soil strata at position of ring No. 1160

地层	厚度 /m	重度 /(kN·m ⁻³)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)
① ₇	1.8	19.0	5	15
① ₆	5.1	18.5	0	15
⑦ ₂₋₁	2.6	18.8	23	21
⑦ ₂₋₂	0.5	19.4	25	23
⑦ ₃₋₂	7.7	18.7	28	21
⑨ ₁	6.6	20.0	30	24

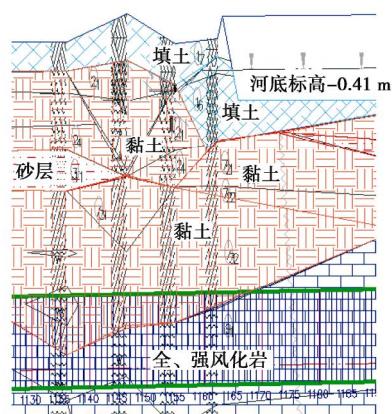


图 5 1160 环附近地层地质断面

Fig. 5 Geological formation section near ring No. 1160

将在此地层实测所得的上覆土压力与由全覆土理论、太沙基松动土压力理论分别计算所得的上覆土压

力进行对比, 结果如图 6 所示。

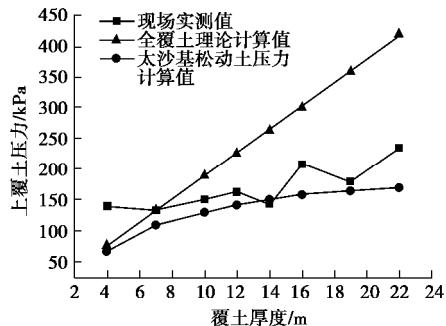


图 6 1160 环附近地层上覆土压力

Fig. 6 Overburden pressure acting on ring No.1160

由图 6 可以看出, 在黏性土居多的地层中, 当覆土厚度小于 1.5 倍隧道外径时, 采用全覆土理论计算所得的上覆土压力要比采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力更接近实测值; 当覆土厚度在 1.5~3.5 倍隧道外径时, 采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力比采用全覆土理论计算所得的上覆土压力更接近实测值。可见, 在黏性土居多的地层, 当覆土厚度小于 1.5 倍隧道外径时, 应该采用全覆土理论计算上覆土压力, 当覆土厚度在 1.5~3.5 倍隧道外径时, 应该采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

日本规范建议, 在砂性土中, 当覆土厚度大于 1~2 倍隧道外径时, 多采用松驰土压力; 在黏性土中, 若是硬质黏土, 当覆土厚度大于 1~2 倍隧道外径时, 多采用松驰土压力, 若是软质黏土, 常将全覆土重量作为土压力考虑^[15]。

根据以上理论计算与现场实测的对比分析, 并结合日本规范建议, 现提出各地层隧道上覆土压力的计算原则, 具体见表 3。

表 3 各地层隧道上覆土压力的计算原则

Table 3 Calculation principles for overburden pressures of different soil strata

地层	计算理论	
	全覆土理论	太沙基松动土压力理论
砂性土	$H < h$	$H > h$
黏性土 ($N \geq 8$)	$H \leq 1.5D$	$H > 1.5D$
	$\forall H$	—

注: H 为隧道覆土厚度 (m), h 为太沙基成拱高度 (m), D 为隧道外径 (m), N 为标贯击数 (击/30 cm), \forall 代表任意, — 代表不选用。

2 盾构隧道开挖面极限支护压力分析

2.1 极限状态方程的建立

模型试验和数值模拟虽然有助于揭示盾构开挖面失稳破坏的内在机理, 但不好直接用于实际工程, 理论计算则不然。盾构开挖面稳定的理论分析方法主要有两类: 一类是极限分析法, 另一类是极限平衡法。极限分析法求解过程较为繁琐, 难以用于实际工程, 而极限平衡法简单明了, 得到了广泛应用。

费兰纽斯^[17]、赵成刚等^[18]基于极限平衡理论提出了条分法, 该法将滑动体分成若干个垂直土条, 把土条视为刚体, 分别计算各土条上的力对滑弧中心的滑动力矩和抗滑力矩, 进而求解土体稳定的安全系数。

条分法具体分为瑞典条分法、简化毕肖普条分法、普遍条分法等多种, 其中, 简化毕肖普条分法以计算不是很复杂, 但精度却较高而广泛应用于实际工程, 现将其思想引入盾构开挖面的稳定性分析中。

假定盾构开挖面前方土体失稳的滑动面是圆弧面, 土条之间只有法向力而无切向力, 且各土条底部滑动面上的抗滑安全系数均相同, 都等于整个滑动面上的平均安全系数。据盾构开挖面的失稳破坏形态, 建立圆弧条分几何模型, 如图 7 所示。

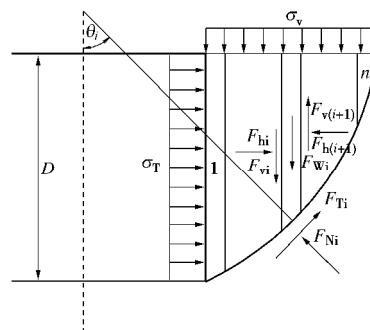


图 7 圆弧条分几何模型

Fig. 7 Geometry of circular slice

任取一土条 i 分析其受力, 设土条高度为 h_i , 宽度为 b_i , 滑动面弧长为 l_i , 土条的自重力为 F_{wi} , 土条底面的切向抗剪力为 F_{Ti} 、法向反力为 F_{Ni} , 土条侧面的法向力为 F_{hi} 和 $F_{h(i+1)}$ 、切向力为 F_{vi} 和 $F_{v(i+1)}$, 令 $\Delta F_{vi} = F_{v(i+1)} - F_{vi}$ 。

据莫尔库仑强度理论知, 在极限状态下, 任意土条 i 的滑动面上的抗滑力为

$$F_{Ti} = c_i l_i + F_{Ni} \tan j_i \quad (11)$$

则 F_{Ti} 与 F_{Tfi} 之间必有:

$$F_{Ti} = \frac{F_{Tfi}}{K_s} = \frac{c_i l_i + F_{Ni} \tan j_i}{K_s} \quad (12)$$

式中, K_s 为安全系数。

在极限条件下, 土条应当满足静力平衡条件, 故有

$$s_v b_i + F_{wi} + \Delta F_{vi} - F_{Ti} \sin j_i - F_{Ni} \cos j_i = 0 \quad (13)$$

将式 (12) 代入式 (13) 可得

$$F_{Ni} = \frac{K_s(s_v b_i + F_{Wi} + \Delta F_{vi}) - c_i l_i \sin q_i}{K_s \cos q_i + \tan j_i \sin q_i} \quad (14)$$

令 $m_i = \cos q_i + \frac{\tan j_i}{K_s} \sin q_i$, 则式 (14) 可写为

$$F_{Ni} = \frac{s_v b_i + F_{Wi} + \Delta F_{vi} - \frac{c_i l_i \sin q_i}{m_i}}{K_s} \quad (15)$$

在极限状态下, 整个滑动体对圆心应当满足力矩平衡条件。此时, 相邻土条之间侧壁上的切向或法向作用力由于大小相等方向相反, 故对圆心的力矩将相互抵消, 各土条滑动面上的法向合力的作用线通过圆心, 故也不产生力矩, 因此有:

$$\sum_{i=1}^n (s_v b_i + F_{Wi}) R \sin q_i - \sum_{i=1}^n F_{Ti} R - s_T D L = 0 \quad (16)$$

式中, R 为圆弧的半径, L 为圆心到盾构中心线的距离, s_T 为盾构开挖面稳定的极限支护压力, D 为盾构的直径。

将式 (15) 代入式 (12), 而后再代入式 (16) 可得

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_i} [c_i b_i + (s_v b_i + F_{Wi} + \Delta F_{vi}) \tan j_i]}{\sum_{i=1}^n (s_v b_i + F_{Wi}) \sin q_i - s_T \frac{DL}{R}} \quad (17)$$

式中, $m_i = \cos q_i + \frac{\tan j_i}{K_s} \sin q_i$ 。

不难看出, 式 (17) 中 ΔF_{vi} 仍是未知数, 为使问题得到简化, 令 $\Delta F_{vi}=0$, 毕肖普已经证明, 这种简化对安全系数 K_s 的影响在 1% 左右, 而且在分条时土条宽度越小, 这种影响就越小, 完全可满足工程设计的精度要求, 故式 (17) 可写为

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_i} [c_i b_i + (s_v b_i + F_{Wi}) \tan j_i]}{\sum_{i=1}^n (s_v b_i + F_{Wi}) \sin q_i - s_T \frac{DL}{R}} \quad (18)$$

式 (18) 的 m_i 包含了安全系数 K_s , 故由式 (18) 不能直接计算出 K_s , 而需要采用试算的方法, 迭代求解 K_s 值, 求解的基本过程为: 先假定 $K_s=1.0$, 然后计算出 m_i 值, 代入式 (18), 求解安全系数 K_s' , 若 K_s' 不等于 1.0, 则用计算的 K_s' 计算新的 m_i 值, 代入式 (18), 再次求解安全系数 K_s'' , 看 K_s'' 与 K_s' 是否接近, 如此反复迭代计算, 直至前后两次计算的安全系数十分接近, 达到规定精度标准为止。

当滑动体处于极限平衡状态时, $K_s=1.0$, 这时, 盾构开挖面稳定的极限状态方程为

$$\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_i} [c_i b_i + (s_v b_i + F_{Wi}) \tan j_i] - \sum_{i=1}^n (s_v b_i + F_{Wi}) \sin q_i +$$

$$s_T \frac{DL}{R} = 0 \quad (19)$$

式中, $m_i = \cos q_i + \tan j_i \sin q_i$ 。

当盾构开挖面前方土体由多层土构成时, 需对式 (12)、(19) 作必要的修正:

(1) 若同一土条跨越多层土, 计算其重量时应分层取相应的高度和厚度, 计算相应重量后叠加, 如第 i 个土条包括 k 层土, 则有

$$F_{wi} = b_i (g_{1i} h_{1i} + g_{2i} h_{2i} + \dots + g_{ki} h_{ki}) \quad (20)$$

(2) 若计算滑动面上的抗剪强度, 所用的土性参数 c , j 应按土条滑动面所在的具体土层位置来选取相应的数值, 如当第 i 个土条的滑动面在第 m 层内时, 则有

$$F_{Tfi} = c_{mi} l_{mi} + F_{Ni} \tan j_{mi} \quad (21)$$

当第 i 个土条的滑动面跨越 m 层土时, 则有

$$F_{Tfi} = (c_{1i} l_{1i} + c_{2i} l_{2i} + \dots + c_{mi} l_{mi}) +$$

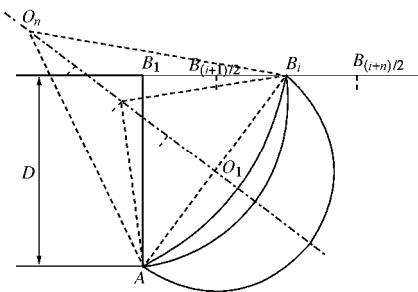
$$F_{Ni} (\tan j_{1i} + \tan j_{2i} + \dots + \tan j_{mi}) \quad (22)$$

根据式 (19), 不难求出盾构隧道开挖面稳定的极限支护压力。

2.2 临界滑动面的搜索

由于盾构开挖面的失稳滑动面假定的是圆弧面, 故可用固定模式搜索法进行搜索, 具体搜索步骤如下:

(1) 假定盾构开挖面的失稳滑动面是圆弧面, A 点、 B 点为其下、上端点, 且 A 点为其必经点, 如图 8 所示。



系数 K_{si} 、 $K_{s(i+1)/2}$ 及 $K_{s(i+n)/2}$ ，将其中最小的安全系数对应的点作为新的搜索中心点，并将搜索半径取为原搜索半径的一半，重复上述搜索过程，直到步长达到给定精度。

通过以上搜索步骤，即可确定出盾构开挖面前方的最危险滑动面及相应的安全系数。

2.3 工程实例

深圳某地铁区间盾构隧道地层自上而下依次为①₇压实填土、②₁淤泥、⑦₂₋₁可塑状砂质黏性土和⑦₂₋₂硬塑状砂质黏性土，隧道埋深约 16.5 m，水位埋深约 4.5 m，地层厚度及隧道位置如图 9 所示，地层物理力学性质见表 4。

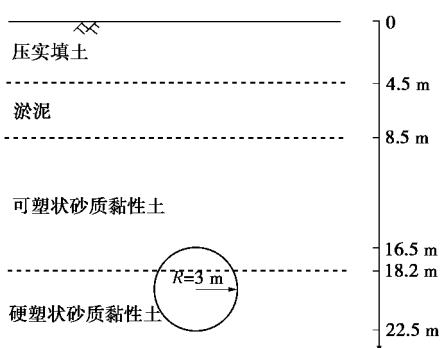


图 9 地层厚度及隧道位置

Fig. 9 Thickness of strata and position of tunnel

表 4 地层物理力学性质

Table 4 Physical and mechanical properties of soil strata

地层	厚度 /m	重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /($^{\circ}$)	侧压力系数
① ₇	4.5	19.0	16	29	0.47
② ₁	4.0	16.6	14	13	0.72
⑦ ₂₋₁	9.7	18.9	35	22	0.43
⑦ ₂₋₂	4.3	19.5	41	24	0.39

由于隧道上覆地层①₇压实填土、②₁淤泥及⑦₂₋₁可塑状砂质黏性土均属黏性土层，标贯击数 N 依次为 8.7, 1.8, 14.6，也即隧道上覆地层标贯击数 N 的加权均值为 11.3，且隧道上覆地层厚度 H 约为隧道外径 D 的 2.75 倍，故据表 3 易知，隧道上覆土压力的计算应采用太沙基松动土压力理论。

根据式 (10)，并结合表 4 可以算出，隧道上覆土压力的值 s_v 为 174.39 kPa，根据 3.2 所述盾构开挖面失稳滑动面的搜索模式，以 $B_1 B_n$ 为 x 轴， $B_1 A$ 为 y 轴，编制 MATLAB 搜索程序，求得的盾构开挖面极限支护压力值为 52 kPa，临界滑动面圆心为 (-55.42, -34.49)，临界滑动面如图 10 所示。

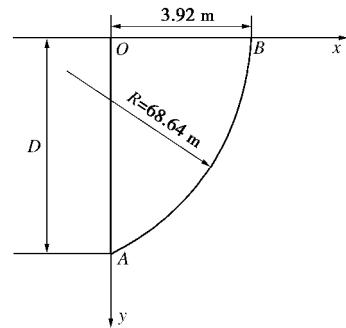


图 10 开挖面失稳时的临界滑动面

Fig. 10 Critical sliding surface under instable excavation face

3 结论与建议

本文通过理论计算与现场实测相结合的方法，对盾构隧道上覆土压力和开挖面极限支护压力计算开展了研究，主要结论如下。

(1) 在砂性土居多的地层，当覆土厚度在 1~2 倍隧道外径或更高时，建议采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

(2) 在黏性土居多的地层，当覆土厚度小于 1.5 倍隧道外径时，应该采用全覆土理论计算上覆土压力；当覆土厚度在 1.5~3.5 倍隧道外径时，应该采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

(3) 将条分法思想引入盾构开挖面稳定的极限支护压力分析中，建立了开挖面稳定的极限状态方程，提出了开挖面临界滑动面的搜索方法，据此可求出盾构开挖面稳定的极限支护压力。

参考文献：

- [1] BROMS B B, BENNERMARK H. Stability of clay at vertical openings[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1967, **93**(1): 71 - 94.
- [2] DAVIS E H, GUNN M J, MALT R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Géotechnique, 1980, **30**(4): 397 - 416.
- [3] LECA B, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Géotechnique, 1990, **40**(4): 581 - 606.
- [4] SOUBRAL A H. Kinematical approach to the face stability analysis of shallow circular tunnels[C]// Proceedings of the Eight International Symposium on Plasticity. British Columbia, 2002.
- [5] SUBRIN D, WONG H. Tunnel face stability in frictional material: a new 3D failure mechanism[J]. Comptes Rendus Mécanique 330, 2002: 513 - 519. (in French)

- [6] SOUBRAL A H, DIAS D, EMERIAULT F, et al. Three-dimensional face stability analysis of circular tunnels by a kinematical approach[C]// Geocongress. New Orleans, 2008, 179: 894.
- [7] HORN N. Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren[C]// Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie, 1961: 7 – 16. (HORN N. Horizontal ground pressure on vertical sealing surfaces of tunnel tubes[C]// Hungarian National Civil Engineering Conference, 1961: 7 – 16.)
- [8] KRAUSE T. Schildvortrieb mit flüssigkeits - und erdstützter Ortsbrust[D]. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 1987. (KRAUSE T. Shield driving with liquid and ground-based working face[D]. Braunschweig: Braunschweig University of Technology, 1987.)
- [9] JANESEEZ S, STEINER W. Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions[C]// Tunnelling 94, London, 1994: 531 – 550.
- [10] FUJITA K, KUSAKABE. Underground construction in soft ground[M]. Rotterdam: Balkema AA, 1995: 337 – 343.
- [11] BROERE W. Tunnel face stability and new CPT applications [D]. Delft: Delft University Press, 2001.
- [12] 魏 纲. 顶管工程土与结构的形状及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005. (WEI Gang. Theoretical study on beha viors of soil and structure during pipe jacking construction[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005. (in Chinese))
- [13] ONQ K Y, YAMATA M O. A study of arching effects of sand around a tunnel[C]// Proceeding of JSCE. 1983: 137 – 146.
- [14] 徐 东, 周顺华, 王炳龙. 黏土拱效应离心模型试验[C]// 中国土木工程学会第八届土力学及岩土工程学术会议论文集. 1999: 77 – 80. (XU Dong, ZHOU Shun-hua, WANG Bing-long. Centrifugal model test of clay arch effect[C]// The 8th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, China Society of Civil Engineering, 1999: 77 – 80. (in Chinese))
- [15] 日本土木学会. 隧道标准规范(盾构篇)及解说[M]. 朱伟, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006. (Japan Civil Society Tunnel. Standard (shield) and its explanation[M]. ZHU Wei, trans. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006. (in Chinese))
- [16] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943.
- [17] 费兰纽斯. 土体稳定的静力计算—考虑摩擦力和凝聚力(附著力), 并假定系圆柱滑动面[M]. 陈愈炯, 译. 北京: 水利出版社, 1957. (FELLENIUS W. Earth static calculations with friction and cohesion (adhesion), and assuming circular cylindrical sliding surfaces[M]. CHEN Yu-jion, trans. Beijing: China Water Resources Press, 1957. (in Chinese))
- [18] 赵成刚, 白 冰, 王运霞. 土力学原理[M]. 北京: 清华大学出版社; 北京交通大学出版社, 2009. (ZHAO Cheng-gang, BAI Bing, WANG Yun-xia. Principle of soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, Beijing Jiaotong University Press, 2009. (in Chinese))

第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告

会议背景: 地基处理和地基控制技术是目前岩土工程学科的重要研究领域, 我国长三角广泛分布的软基工程以及滨海地区大规模的围海造地工程为地基处理和控制的理论和技术研究提供了广阔的舞台, 同时也促进着我国在相关研究和应用领域赶超世界领先水平。本次会议旨在为了进一步加强各国在该领域的学术交流与合作, 促进地基处理和控制技术的理论研究和工程应用, 有效提升我国在地基处理领域中的学术地位及国际影响力。

主办单位: 浙江工业大学。

时间、会场: 2017 年 10 月 27—10 月 29 日; 地点: 杭州之江饭店。

参会代表: 会议主席 Cai Yuanqiang, Zhejiang University of Technology, China; 国际评委委员会主席 Buddhima Indraratna, University of Wollongong, Australia; 本地组织委员会主席 Gong Xiaonan, Zhejiang University, China。

本次会议境外参会代表多、来自全球各个地区, 扩大了我校的国际影响力。会议详细信息参见: www.icgi2017.org。

(会议组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201707010

高心墙堆石坝坝基廊道受力特性研究

冯蕊, 何蕴龙*, 白新革

(武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘要: 在中国水资源最为丰富的西部地区, 河床覆盖层厚达数十米甚至百米, 一大批土石坝正在和将在这些大江大河上建设。坝体心墙与坝基防渗墙多采用廊道这种结构型式进行连接, 廊道受力条件复杂, 是工程成败的关键, 但是有些已建工程却出现了廊道漏水的现象, 廊道开裂和结构缝破坏成为亟待解决的问题。为了对廊道受力情况和开裂规律有一个清楚的认识, 分析总结了几个工程廊道的监测资料, 同时基于混凝土非线性本构理论, 建立有限元模型对廊道进行了数值模拟。对监测结果和数值计算结果进行对比分析之后, 探讨了廊道中的结构缝问题和廊道整体的受力规律, 指明了廊道中需要重点关注的易开裂部位, 为廊道合理配筋提供了指导, 同时为类似工程的决策提供参考。

关键词: 廊道; 高堆石坝; 监测资料分析; 结构缝; 裂缝

中图分类号: TV641.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1241-10

作者简介: 冯蕊(1989-), 女, 博士研究生, 主要从事水工结构设计工作。E-mail: medago@qq.com。

Stress characteristics of foundation gallery of high core wall rockfill dam

FENG Rui, HE Yun-long, BAI Xin-ge

(State Key Lab of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: There are deep overburdens, tens to hundreds of meters thick, on riverbeds in western China where many rockfill dams are under construction or will be built. A concrete cut-off wall is always constructed in the overburden beneath high rockfill dam to control the seepage through dam foundation, and a gallery is usually built to connect the cut-off wall with the earth or asphalt concrete core within the dam. Since the foundation gallery is under complicated condition, fracture and leakage are found in the galleries of some rockfill dams in operation, which endangers the safety of dams to a certain extent. In order to study the cracking laws and stress states of the foundation gallery, the monitoring data of several galleries of rockfill dams with earth or asphalt concrete cores are analyzed. One of the galleries is calculated by using the finite element method, and the dam construction and water impounding processes are simulated. The nonlinear elastic model is employed to simulate the concrete gallery. The laws of the stress states and the behaviors of structural joints of the gallery are obtained. The vulnerable parts of the gallery and some improvements of the reinforcement design for the gallery are suggested, which is helpful for similar projects.

Key words: gallery; high rockfill dam; monitoring data analysis; structural joint; crack

0 引言

中国西部地区水资源丰富, 地震发生频繁且强度较大; 地质条件复杂, 深厚覆盖层普遍发育。土石坝凭借其地基适应性强、施工简单、造价低廉等特性成为此地区建坝的首选坝型, 包括已建的治勒、毛儿盖、跷碛, 在建的长河坝、黄金坪以及待建的双江口、二河口等工程。这些处于强震区工程的覆盖层浅则 50 多米, 厚则 100 多米, 在世界上已属罕见。如此深厚的覆盖层, 无论是从工程技术还是经济角度考虑都不便将其挖除, 一般均采用灌浆、防渗墙或类似于防渗墙的混凝土灌注排桩来处理^[1]。防渗墙与坝体防渗体的刚度和受力状态存在明显差异, 其连接部位是工程防渗体系中的薄弱环节, 更是整个工程成败的关键。

近年来防渗墙技术已经有了相对成熟的发展, 凭借其可靠性和有效性成为地基防渗处理的最佳选择^[2-3]。若采用土质心墙, 心墙与防渗墙主要有通过混凝土廊道连接和防渗墙直接插入心墙两种形式, 现多采用廊道型式, 置廊道于防渗墙顶部, 并外包大块高塑性黏土来协调变形; 若为沥青混凝土心墙, 常采用混凝土基座进行连接, 基座也多设为廊道型式^[4]。廊道除了发挥其有效连接作用外, 还作灌浆和监测廊道用, 即节省工期也为后期维护和监测提供了便利。

为了改善廊道与防渗墙的受力状况, 廊道下部与

收稿日期: 2016-04-12

*通讯作者 (E-mail: yhe2002@aliyun.com)

防渗墙顶部的连接处多设有倒梯形的防渗墙渐变段。廊道多呈城门洞形, 受力条件复杂且影响因素较多。从已建廊道的运行情况来看, 廊道开裂以及结构缝破坏已经成为一个亟待解决的问题, 瀑布沟工程、跷碛工程以及毛儿盖工程的坝基廊道都出现了渗水现象^[5-7]。廊道的破坏型式主要有两种, ①廊道在坝体填筑和蓄水过程中与两岸平洞(平洞多置于基岩上)之间发生不均匀沉降, 导致结构缝变形过大, 产生破坏, 从而造成渗漏; ②廊道的变形受力情况超过了钢筋混凝土的承受范围, 拉应力或压应力过大, 造成混凝土拉裂或压碎, 在廊道底板和顶拱等部位出现了混凝土裂缝, 对廊道安全产生不利影响。一旦出现裂缝, 就有可能造成渗水、颗粒物质析出等现象, 对大坝的正常运行产生极大威胁。

建在深厚覆盖层上的堆石坝, 廊道受力条件十分复杂, 国外对廊道结构的应用不多, 相关研究也较少, 典型的是马尼克三号坝。国内学者的研究内容较丰富, 文献[8]对超高坝体的廊道应力情况进行了分析, 文献[9]采用混凝土非线性模型对廊道开裂进行了分析, 还有一些学者对廊道的形状和自身尺寸、与防渗墙的连接方式、在心墙中位置的高低进行研究^[10-11]。但是这些研究多是基于有限元计算, 对廊道实测资料的分析还较少。为了对其受力情况和开裂情况有一个更详细、更准确的了解, 本文在实测资料分析的基础上, 结合有限元计算, 对廊道受力和开裂状况进行了成果分析, 为类似工程提供了参考。

1 廊道结构缝问题分析

结构缝问题一直是堆石坝廊道中比较关心的问题, 在已建工程中, 瀑布沟和跷碛大坝都因为结构缝变形过大出现过渗水现象。为了监测结构缝的开合情况, 毛儿盖、黄金坪、长河坝均在结构缝的上下游边墙、底板和顶拱处布置了测缝计。现结合观测资料对这三个工程的廊道结构缝破坏情况进行分析, 廊道均呈城门洞形。

1.1 工程概况

毛儿盖为砾石土心墙堆石坝, 最大坝高 147 m, 防渗墙深 52.0 m。廊道尺寸 3 m×3.5 m(宽×高), 侧墙厚 1.5 m、底板厚 3.5 m, 廊道长约 148 m, 左右岸分别有约 8.7 和 9.3 m 搁置在基岩上。黄金坪为沥青混凝土心墙堆石坝, 最大坝高 83.5 m, 防渗墙深 111 m。廊道尺寸为 3 m×2.5 m(宽×高), 侧墙厚 1.5 m、底板厚 2.5 m, 长约 310 m, 在左右岸分别有约 10 m 和 20 m 搁置在基岩上。长河坝采用砾石土心墙堆石坝, 坝高 240 m, 防渗墙深 50 m。廊道尺寸为 3 m×4

m(宽×高), 侧墙厚 2.0 m 和底板厚 2.85 m, 长约 150 m, 左右岸与基岩的搭接长度分别约为 17, 18 m。

1.2 实测结构缝变形

图 1 为各工程坝基廊道测值较大的几个测缝计的张开度观测时程图。

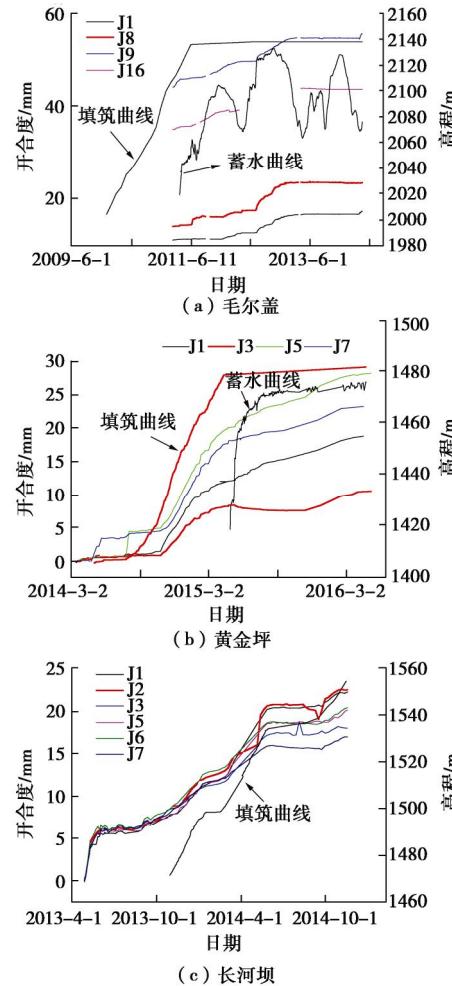


图 1 结构缝位错值

Fig. 1 Displacements of structural joints of gallery

毛儿盖坝体已填筑完成并成功运行了两年多时间, 由于监测资料不完整, 图 1(a) 只列出了坝体填筑完成后测缝计的变形情况。测缝计 J1、J8 位于廊道左岸顶拱和上游拱脚处, 测缝计 J9, J16 安装在右岸的相应位置。从图中可以看出: ①坝体填筑完成后, 结构缝变形仍在以微小的速率缓慢增加。相对于顶拱和上游, 下游结构缝变形较小, 仅有 2~3 mm 的变形。②第二次蓄水过程中, 当水位高于第一次蓄水的最高水位时, 变形速率明显增大, 低于第一次蓄水的最高水位后, 变形趋于稳定。③最终 J1, J9 处结构缝分别宽 17.4, 55.7 mm, 坝体填筑完成后的时段里 J1, J9 分别增加了 6.4, 11.7 mm, 结构缝其他位置的变形具体见表 1。从表中可见右岸结构缝整体变形值明显大于左岸。

黄金坪坝体填筑已完成, 水库水位为正常蓄水位, 测缝计 J1, J3 分别位于左岸上、下游, J5, J7 安装在右岸相应位置。变形过程如图 1 (b) 所示, 从图中可以看出: ①随着坝体填筑的进行, 结构缝变形逐渐增大, 右岸变形速率大于左岸, 最终 J5 的变形为 28.2 mm, 与之相应的 J1 仅为 18.8 mm。②填筑完成后, 变形速率明显减小。③蓄水过程中上游结构缝变形比下游大, J3 (左岸下游) 甚至还出现了变形减小现象。

表 1 廊道结构缝变形值表

Table 1 Displacements of joints of gallery (mm)

部位	填筑完成时 结构缝宽度	运行 2 年后的 稳定宽度	变形 增量
顶拱	左岸 11.0	17.4	6.4
	右岸 44.0	55.7	11.7
上游拱角	左岸 14.0	23.4	9.4
	右岸 35.0	47.7	12.7
下游拱角	左岸 18.0	20.5	2.5
	右岸 34.0	37.1	3.1

监测资料截止时刻, 长河坝已填筑约 98 m, 结构缝张开度如图 1 (c) 所示, 测缝计 J1, J2, J3 分别位于左岸结构缝上游侧、顶部和下游侧, J5, J6, J7 布置在右岸的相应位置。结构缝变形随坝体填筑的进行而增大, 左岸结构缝变形稍大于右岸, 最大变形发生在顶部, 左岸 (J2) 为 22.49 mm, 右岸 (J6) 为 20.40 mm。

1.3 结构缝变形分析

(1) 结构缝变形规律

从上文列出的几个廊道的结构缝变形情况来看, 相对于下游侧和底板, 结构缝最大变形一般出现在廊道顶部或上游侧部位。从施工到工程正常运行的整个过程, 根据结构缝变形速率的改变, 大致可分为 3 个阶段: ①坝体填筑阶段, 随着施工的进行, 结构缝变形与坝高呈正相关增加, 大部分变形在这一阶段完成。②坝体填筑完成后的蓄水过程中变形仍有增加, 但速率很小。上游变形明显大于下游, 下游甚至出现了变形减小的现象。③第二次蓄水过程中, 变形速率有一个突然的增加, 此后变形值逐渐趋于平稳。

结构缝的变形规律与廊道整体变形密切相关, 坝体填筑时, 在上覆土压力的作用下, 廊道发生不均匀沉降, 从河床中央到两岸廊道变形逐渐减小, 结构缝随之发生张开变形, 变形速率很大。在蓄水期, 在水荷载作用下廊道发生向下游的不均匀变形, 从河床中央到两岸变形逐渐减小, 结构缝张开变形随之继续增加, 但是变形速率变小。

初步分析第二次蓄水后结构缝变形的骤增是坝体变形引起的。文献[12]中列出了毛儿盖下游坝体的水平位移, 第二次高水位时坝体变形速率骤然增加, 短

期内增加的变形值占总位移的 40%。这主要与堆石料的颗粒破碎性质有关, 在水压力作用下, 颗粒棱角及颗粒之间的局部软弱界面都有可能被压碎, 会造成颗粒错动滑移以及细化颗粒填充孔隙, 堆石体变形增加。所以廊道随其下游侧的堆石体同样产生了一个向下游的变形, 导致结构缝变形随之增大。所以在第二次蓄水过程中结构缝变形也出现了骤增现象。

(2) 左右岸结构缝变形差异分析

上述几个廊道的结构缝在左右岸的变形存在明显差异, 毛儿盖和黄金坪工程结构缝变形右岸大于左岸, 尤其是毛儿盖工程, 右岸比左岸大 38.3 mm, 右岸结构缝在 2011 年 5 月 8 日在靠下游侧拱脚的部位出现了渗水现象, 后用廊道衬砌混凝土内预埋的灌浆钢管进行了聚氨酯材料灌浆^[7]。经过初步分析, 这种现象主要是由两个原因引起的: ①防渗墙的形状, ②廊道基岩搁置段的长度。

a) 防渗墙形状的影响

从图 2 中可以看到廊道和防渗墙的布置情况, 毛儿盖防渗墙左岸坡度较缓, 坡比 1:1.85, 右岸坡度较陡, 坡比 1:0.8。左右岸 1/4 跨处防渗墙深分别为 27.1 和 40.3 m。黄金坪防渗墙左岸坡比 1:1.62, 右岸为 1:0.8, 并且左岸出现明显的向防渗墙内侧的内凹, 右岸出现明显向防渗墙外侧覆盖层的外凸。左右岸 1/4 跨处防渗墙深分别为 65.5 和 100 m。长河坝防渗墙两岸坡比相似, 但左岸防渗墙较深。

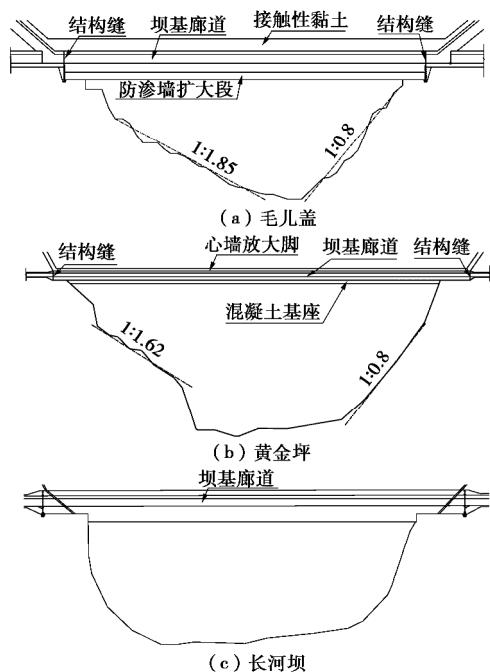


图 2 大坝典型纵剖面图

Fig. 2 Typical sections of dam

防渗墙坡比较小或出现外凸现象的一侧深度较

大, 当承受水平荷载时, 墙体受力中心向墙深侧移动, 由于廊道与防渗墙直接相连, 会直接带动廊道发生变形, 所以墙深侧, 防渗墙和廊道产生的水平位移均较大。当承受竖向荷载时, 由于存在拱效应, 防渗墙和廊道在防渗墙较深的一侧产生的沉降也较大。所以防渗墙坡比较小或出现外凸现象的一侧, 廊道的水平位移和竖向位移均较大, 因此其结构缝变形也较大。

b) 廊道基岩搁置段长度的影响

毛儿盖和黄金坪廊道搭接在基岩上的长度右岸比左岸分别多 0.6 和 10 m, 当廊道基岩搁置段过长时, 廊道受到基岩的约束作用增强, 搁置段受力变大。黄金坪的现场观测资料显示, 廊道右岸基岩段已经出现了约 20 条环向裂缝, 缝宽大于 0.1 mm 的有 6 条, 最大缝宽约 0.2 mm, 具体情况如图 3 所示。而基岩段的左岸廊道仅有 3 条裂缝, 并且缝宽均不超过 0.05 mm。所以应该尽量避免把廊道长距离的放置在基岩上。当搁置段受力过大时其附近的结构缝变形也会随之增大。有限元计算中也显示出相同的结果。



图 3 廊道裂缝情况

Fig. 3 Distribution of cracks

廊道结构缝的变形与防渗墙的形状和廊道基岩搁置段长度有关。所以在设计和施工中可以根据防渗墙的性质和廊道基岩搭接长度, 在左右岸分别采用不同型式的结构缝。

(3) 有限元计算结果

图 4 为黄金坪两岸两岸结构缝最大张开变形的实测值和计算值的对比图。在坝体填筑的整个过程中, 计算值和实测值在数值上存在一定差异, 但是整体变形规律基本相符, 结构缝张开程度随坝体填筑高程的增加而增大, 增加速率基本一致。同实测值一样, 计算值

也存在左岸变形明显小于右岸的情况。

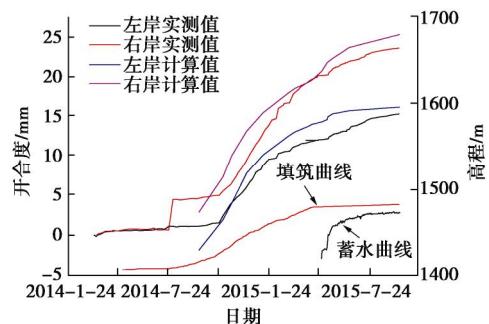


图 4 黄金坪廊道的结构缝变形情况

Fig. 4 Displacements of structural joints of gallery of Huangjinping Dam

2 钢筋计实测应力分析

由于黄金坪廊道钢筋的观测资料相对较全, 现以黄金坪廊道为例对深厚覆盖层上堆石坝廊道钢筋的受力情况进行分析。

2.1 监测布置

为了监测廊道的应力变形情况, 共布置了 5 个监测断面, 具体见图 5, 本文只取 1—1、2—2、3—3 三个剖面进行应力分析, 钢筋计分布情况见图 6。钢筋计测值以拉为正, 压为负。到观测截止日期时, 坝体基本填筑完成, 水库水位接近正常蓄水位。

2.2 钢筋计实测应力值分析

(1) 纵向钢筋测值分析

图 6(a) 列出了各剖面在监测截止时刻的纵向钢筋计测值, 图 7 列出了各剖面的纵向钢筋受力时程曲线。从图中可以看出:

a) 廊道河床中央剖面和 1/4 跨剖面的纵筋最终都表现为压应力, 中央剖面应力值和应力增加速率普遍较大, 相对于其他部位, 底板钢筋受力较小。随着填筑的进行, 顶拱和边墙的压应力逐渐增加, 底板处的钢筋应力则由拉应力逐渐变为压应力。

b) 结构缝附近的 1—1 剖面, 纵筋最终均表现为拉应力, 外侧值比内侧大。随着填筑的进行, 顶拱和边墙的拉应力逐渐增加, 底板则由压应力逐渐变为拉应力。顶部和上、下游边墙外侧的钢筋应力在坝体填筑约 37 m 时分别骤增了约 120, 120, 80 MPa, 可见此时该剖面廊道外侧混凝土已经拉裂, 应力向钢筋转移。

c) 水库蓄水后, 河床中央和 1/4 跨剖面的应力继



图 5 廊道监测剖面位置图

Fig. 5 Positions of monitoring section of gallery

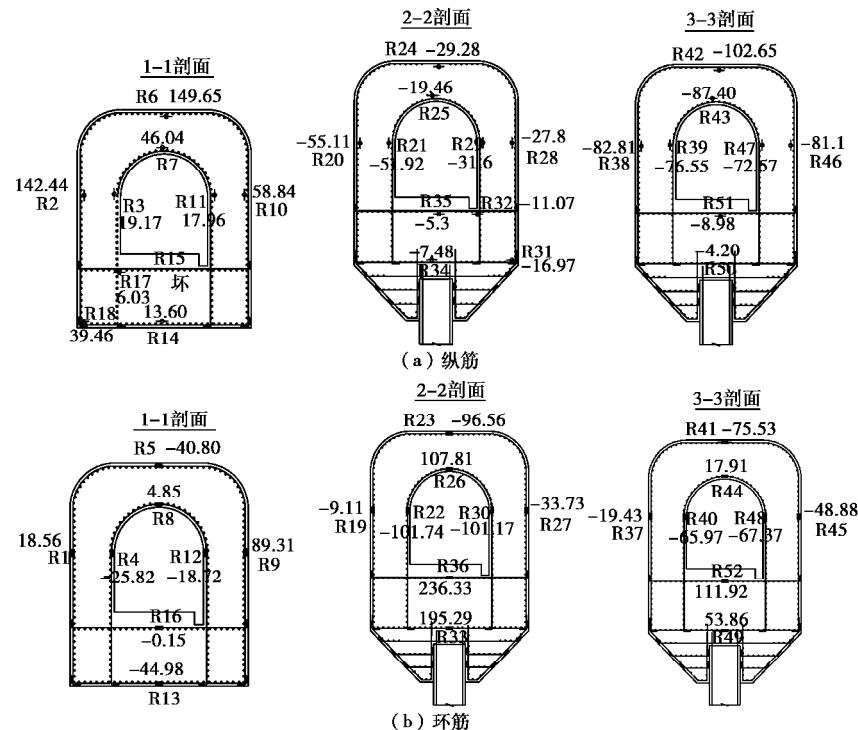


图 6 监测仪器布置图 (左侧为上游)

Fig. 6 Arrangement of monitoring instruments

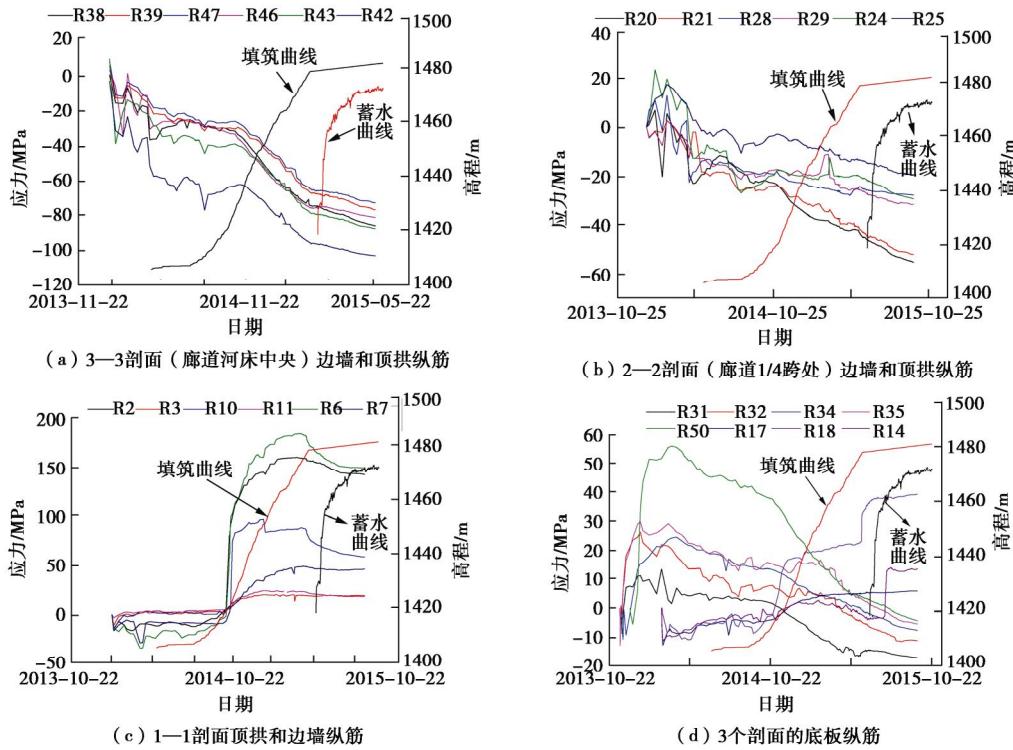


图 7 纵向钢筋计应力测值

Fig. 7 Measured values of longitudinal reinforcing steel bars

续增大。相对于填筑期, 变形速率在河床中央剖面减小, 尤其是下游侧, 在 1/4 跨剖面下游和底板减小, 顶部和上游侧增大, 下游甚至出现了一个应力减小的过程, 即蓄水后应力开始降低, 在水位增加了 2/3 时, 压应力才又开始缓慢增加。1—1 剖面拉应力在蓄水后

有趋于稳定或略有减小的趋势。

d)河床中央剖面的钢筋压应力在顶拱和边墙处较大, 底板处急剧变小。顶拱, 上、下游边墙的应力在外侧比内侧大, 分别为 -102.65, -85.81, -81.10 MPa, 底板处仅有 -8.98 MPa。

e) 廊道 1/4 跨剖面处的钢筋压应力值从上游边墙外侧到下游边墙外侧, 随坐标的变化逐渐减小。上游边墙外侧达到-55.11 MPa, 下游边墙外侧仅为-27.8 MPa。顶拱内外侧应力分别为-19.46, -29.28 MPa, 底板处仅有-5.30 MPa。

廊道河床中央剖面外侧应力比内侧大, 1/4 跨剖面则表现为应力从上游到下游逐渐减小, 上游边墙外侧最大, 下游边墙外侧最小。河床中央剖面应力值和应力增加速率都比 1/4 跨剖面大。蓄水过程使河床中央剖面的应力增加速率减小, 但是增大了 1/4 跨剖面顶拱和上游侧压应力的增加速率, 同时使 1/4 跨剖面下游侧的压应力减小, 出现低压应力区, 所以针对跨度较大的廊道, 应该考虑 1/4 跨剖面下游侧出现拉应力的可能。

靠近结构缝的整个剖面出现了很大的拉应力、1/4 跨下游侧出现了低压应力区、整个廊道底板在填筑初期也出现了拉应力, 这 3 个区域都有开裂的可能, 所以应考虑在这 3 个部位配置纵向钢筋。

(2) 环向钢筋应力分析

图 6 (b) 列出了各剖面在监测截止时刻的环向钢筋测值, 图 8 列出了各剖面的环向钢筋受力时程曲线。从图中可以看出:

①廊道河床中央和 1/4 跨剖面的环向钢筋, 在底板和顶拱内侧为拉应力, 在两岸边墙和顶拱外侧受压。边墙内侧压应力较大, 上下游基本一致, 1/4 跨剖面大于河床中央剖面。边墙外侧压应力较小, 上游明显小于下游。填筑到 1450 m 高程时, 1/4 跨剖面钢筋拉应力突然增大, 说明此时混凝土已经出现裂缝。②廊道河床中央剖面的拉应力小于 1/4 跨剖面, 河床中央剖面顶拱内侧和底板拉应力为 7.91, 111.92 MPa, 而 1/4 跨剖面相应位置处的应力分别为 107.81, 236.33 MPa。③大坝填筑完成后, 环向钢筋趋于稳定, 所以不同于纵向钢筋, 水库蓄水过程对环向钢筋的应力影响很小, 应力值仅有一个很小幅度的降低。④结构缝附近的 1—1 剖面的环向钢筋, 只在顶拱内侧和边墙外侧为拉应力, 其余位置均为压应力。

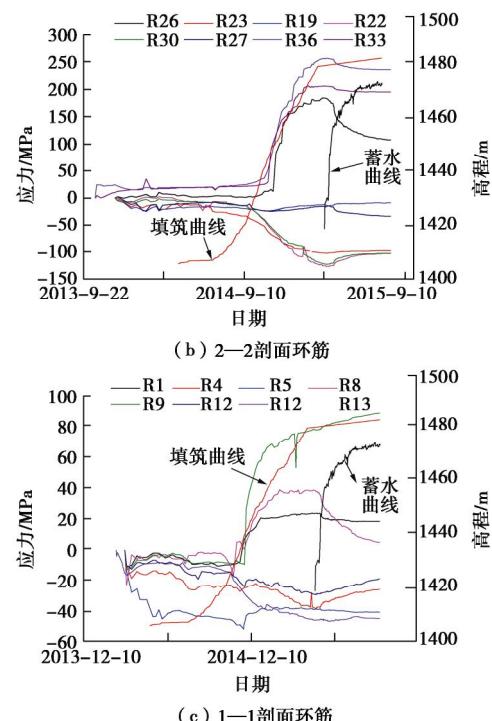
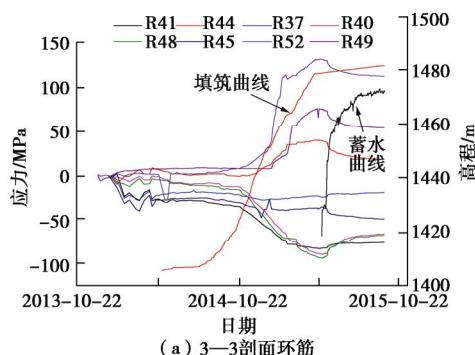


图 8 环向钢筋计应力

Fig. 8 Measured values of annular reinforcing steel bars

廊道环向拉应力主要出现在顶拱内侧和底板, 1/4 跨剖面的拉、压应力值普遍大于河床中央剖面, 更容易出现开裂问题, 可以在此处加强环向钢筋的配置, 同时对底板进行适当加厚处理。

3 数值模拟结果分析

对黄金坪廊道进行了有限元模拟。在监测资料的基础上进行进一步分析。

3.1 有限元计算模型

堆石坝坝基廊道受力条件复杂, 简单的线弹性模型不能准确描述廊道混凝土复杂的本构行为。文中采用的是以增量理论为基础的非线性弹性模型, 此类模型多是依据混凝土多轴试验的数据和规律进行总结和回归分析得到的^[13-15]。因其源自试验、形式简明、计算精度有保障, 是比较实用的混凝土本构模型^[13]。材料采用多轴应力应变关系, 较好的模拟约束混凝土的作用。应力应变关系曲线及破坏准则参见文献[9]。混凝土初始密度为 2400 kg/m³、初始弹模为 30 GPa、初始泊松比 0.167, 单轴抗压强度为 20.0 MPa, 单轴抗压强度对应的压应变为-0.00147, 单轴极限压强度为 10.0 MPa, 单轴极限压应变为-0.0044, 单轴抗拉强度为 2.0 MPa, 极限拉应变拉伸倍数为 8, 开裂后法向刚度折减系数为 0.0001, 开裂后切向刚度折减系数为 0.5。根据配筋设计对廊道中每根钢筋进行真实模拟, 假设钢筋与混凝土之间黏结良好, 不存在滑移, 即钢

筋和混凝土之间采用刚性连接。钢筋采用双线性等向强化弹塑性模型, 弹模 200 GPa, 泊松比 0.3, 抗拉强度标准值为 335 N/mm²。钢筋网格图见图 9 (d)。沥青混凝土防渗墙、坝体堆石和覆盖层均采用邓肯-张 E-m 模型, 材料参数由三轴试验获得, 具体见表 2。

表 2 邓肯-张 E-m 模型参数

Table 2 Parameters of Duncan-Chang E-m model

材料 类型	r_d $(t \cdot m^{-3})$	k	n	G	F	D	R_f (kPa)	c	j $(^{\circ})$	Δj $(^{\circ})$
心墙	2.4	640	0.15	0.47	0	0	0.83	370	35	5
过渡 I	2.3	1115	0.35	0.3	0.083	7.8	0.66	172	51.6	8.4
过渡 II	2.3	1208	0.37	0.29	0.113	8.9	0.77	185	49.2	6.5
主堆石	2.19	1003	0.37	0.31	0.137	6.3	0.78	217	51.9	8.9
次堆石	2.20	1037	0.31	0.30	0.114	5.9	0.76	158	49.7	5.8
覆盖层	2.21	1150	0.24	0.37	0.151	6.2	0.83	10	47.0	5.7

相对坝体而言, 廊道尺寸小且其周围结构复杂, 涉及到与两岸平洞及心墙的连接等细部构造, 所以建造模型时采用了子模型方法(又称切割边界位移法)。即根据圣维南原理, 在整体模型计算分析的基础上, 取出廊道和防渗墙周围一定区域进行更细致的模拟与网格划分, 模型图见图 9。同时真实模拟了大坝的填筑和蓄水过程。为了更精确的模拟廊道和防渗墙周围的接触如上下游泥皮和底部残渣等, 采用了有厚度的接触单元^[16], 单元应力应变关系法向采用 S.C. Bandis 双曲线模型^[17]; 切向采用 Clough 的剪切双曲线模型^[18]。

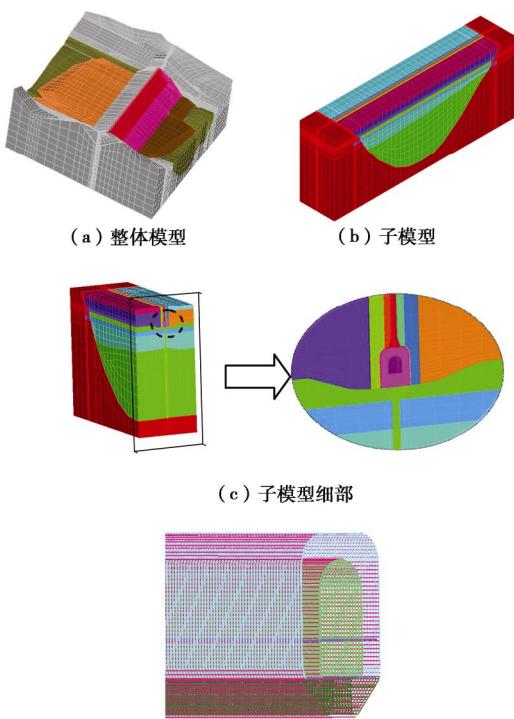


图 9 有限元模型图

Fig. 9 FEM mesh model

3.2 计算结果分析

有限元计算的廊道应力分布规律基本上与监测结果相符合。

(1) 横向应力

廊道纵向钢筋计受力时程曲线(图 7)显示 1—1 剖面(接近左岸结构缝的基岩段剖面)的顶拱、底板和上下游边墙均表现为拉应力, 有限元计算结果显示出现同样的受力特性, 靠近结构缝的基岩段布满了微裂纹, 具体如图 10 (a) 所示, 图中红色圆圈表示由拉应力引起的张开状态的裂纹。整个基岩段都出现很大拉应力, 尤其是防渗墙与基岩的交接处, 这主要是由于基岩段廊道受到覆盖层段廊道拖拽作用的同时也受基岩的约束作用, 所以基岩段廊道承受了很大的拉应力。

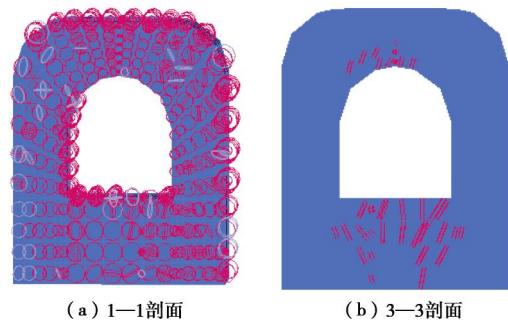


图 10 微裂纹分布图(红色圆圈表示张开状态的裂纹)

Fig. 10 Cracking area

表 3 同时列出了蓄水完成后廊道中央剖面和 1/4 跨剖面处的纵向钢筋应力计算值和实测值, 从表中可以看出除了个别监测点以外, 监测应力与计算得到的应力值差别不大, 规律相同。

表 3 纵向钢筋计应力计算值与实测值

Table 3 Observed and calculated stresses of longitudinal reinforcing steel bars

位置	reinforcing steel bars (MPa)				
	1/4 跨剖面		河床中央剖面		
	实测值	计算值	实测值	计算值	
上游边墙	外侧	-55.1	-61.0	-85.8	-100.5
	内侧	-51.9	-50.5	-76.6	-96.0
顶拱	外侧	-29.3	-35.6	-102.6	-102.8
	内侧	-19.5	-27.1	-87.4	-99.3
下游边墙	外侧	-27.8	-12.0	-81.1	-89.7
	内侧	-31.6	-28.0	-72.6	-89.6

钢筋计的实测资料显示, 当廊道开始蓄水时, 廊道 1/4 跨处, 压应力从上游向下游减小, 下游面出现了一定区域的低压应力。表 4 同时列出了廊道 1/4 跨处钢筋应力的监测值和计算值, 两者虽然存在一定差异, 但是在水库蓄水的过程中, 下游边墙外侧的压应力增量是最小的, 与观测结果一致。对原因进行初

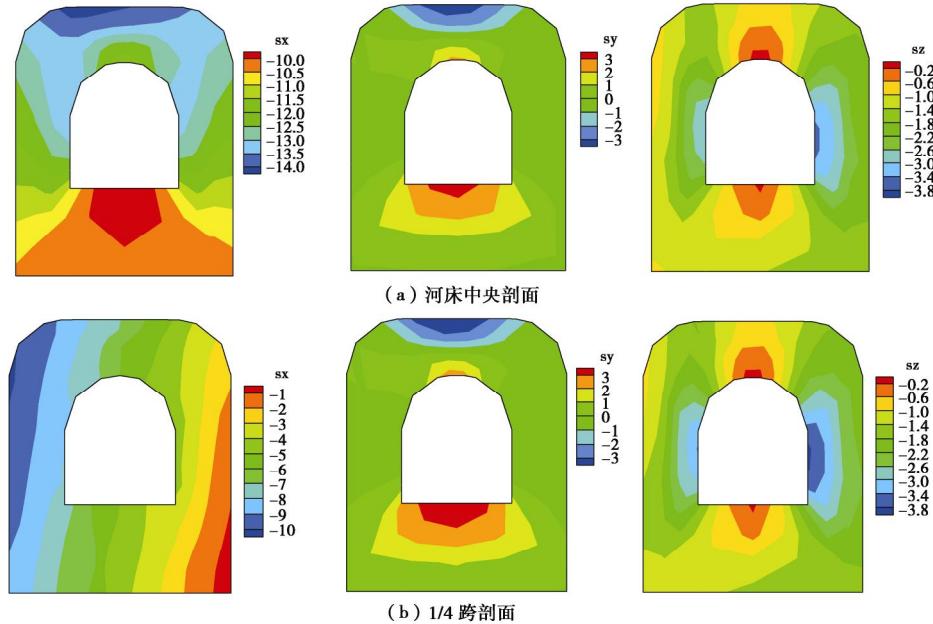


图 11 廊道剖面应力

Fig. 11 Stresses of typical gallery profiles

步分析,蓄水后廊道在水荷载作用下发生了很大的向下游的挠曲变形,变形最大值出现在河床中央部位。由于廊道很长,在下游堆石料的被动土压力作用下,整个廊道呈现一个梯形变形趋势,所以廊道河床中央部位压应力最大。1/4 跨处的拉应力主要是由于廊道处于梯形变形的“反弯段”引起的,“反弯段”下游侧廊道有受拉的趋势,所以压应力反而逐渐减小。

(2) 环向应力

廊道环向钢筋计受力时程曲线(图 8)显示,廊道顶拱内侧和底板出现了极大的拉应力,甚至 1/4 跨剖面的混凝土出现了破坏,应力全部由钢筋承担,有限元计算结果显示同样的规律,随着坝体填筑高程不断增加,在土压力作用下,顶拱外侧和边墙内侧出现了很大的压应力,顶拱内侧和底板出现了很大的拉应力。图 10 (b) 列出了河床中央顶拱内侧和底板由于拉应力而出现微裂纹的情况。表 5 同时列出了蓄水完成后环向钢筋的应力计算值与实际监测值,从表中可以看出除了个别监测点以外,监测应力与计算得到的应力值差别不大。图 11 为河床中央和 1/4 跨剖面的应力云图,结合之前的图表进行分析可得通过有限元计算得到廊道应力特性与观测的结果一致。

廊道横河向表现为整体受压,应力值最大出现在廊道中央剖面,而接近结构缝的基岩段剖面基本上处于全段面受拉的状态。廊道 1/4 跨附近压应力从上游向下游逐渐减小,下游面出现了一定区域的低压应力。因此应该加强这两处纵向钢筋的配置。廊道的顶拱内侧和底板存在很大的环向拉应力,所以应该加强这两处环向钢筋的配置,或适当增加底板厚度。

表 4 钢筋计应力计算值与实测值

Table 4 Observed and calculated stresses of reinforcing steel bars

时间	项目	(MPa)					
		上游边墙		顶拱		下游边墙	
		外侧	内侧	外侧	内侧	内侧	外侧
	R20	R21	R24	R25	R29	R28	
实测	填筑完成	-29.3	-21.5	-11.6	-10.0	-9.44	-25.0
应力值	正常蓄水位	-55.1	-51.9	-29.3	-19.5	-31.6	-27.8
计算	填筑完成	-23.4	-17.4	-20.0	-17.1	-7.8	-12.4
应力值	正常蓄水位	-61.0	-50.5	-35.6	-27.1	-28.0	-12.0

表 5 环向钢筋计应力计算值与实测值

Table 5 Observed and calculated stresses of annular reinforcing steel bars

位置	(MPa)				
	1/4 跨剖面		河床中央剖面		
	实测值	计算值	实测值	计算值	
上游边墙	外侧	-9.11	-12.4	-19.4	-21.0
	内侧	-101.7	-110	-66.0	-88.0
顶拱	外侧	-96.6	-106.1	-75.5	-69.0
	内侧	107.8	160.5	18.0	68.0
下游边墙	外侧	-33.7	-14.5	-48.9	-40.0
	内侧	-101.1	-110	-67.4	-92.0
底板	上侧	236.3	189.0	111.9	95.6
	下侧	195.3	162.3	53.9	41.0

4 结 论

(1) 廊道结构缝变形随坝体填筑高程的增加而逐渐增大,大部分变形发生在填筑期,填筑完成后变形速率减小,但第二次蓄水超过第一次蓄水的最高水位后变形却有一个短期内的骤然增加,结合坝体变形监测资料初步分析,是因为骨架颗粒在水荷载作用下破

碎、位置重新排列、滑移填充孔隙, 使坝体变形骤然增加, 廊道变形随之增加, 从而导致结构缝变形骤增。

(2) 廊道结构缝的变形与防渗墙形状和廊道基岩搁置段长度有很大关系。防渗墙坡比较小、深度较大、出现外凸现象的一侧, 或者廊道搁置段较长的一侧结构缝变形往往较大。在设计和施工中可根据具体情况, 在左右两岸采用不同结构型式的结构缝。

(3) 廊道结构缝附近基岩段全断面受拉、廊道河床段的底板部位在填筑初期表现为拉应力、廊道1/4跨坝段的下游侧出现低压应力区, 有变为拉应力的可能。所以应考虑在整个廊道的底板部位、靠近结构缝坝段、1/4跨廊道部位的下游侧适当进行纵筋的布置。

(4) 相对于廊道的横河向应力而言, 水库的蓄水过程对廊道顺河向和竖直向应力几乎没有影响, 应力主要发生在填筑期。随着坝体高程的不断增加, 在坝体压应力作用下, 河床段廊道, 在两岸边墙内侧和顶拱外侧受压, 在底板和顶拱内侧受拉, 因此可适当对坝体的底板和顶拱进行加厚, 并加强配筋。

(5) 廊道边墙的竖向压应力, 上游侧明显小于下游侧。廊道顶拱和底板的顺河向拉应力, 1/4跨剖面的应力值大于河床中央剖面, 更容易出现开裂问题, 配筋时可加强1/4跨廊道处的环向配筋。

参考文献:

- [1] 孔俐丽, 刘小生, 赵剑明, 等. 高土石坝建设的若干应用基础研究问题[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2006, 4(4): 310 - 313. (KONG Li-li, LIU Xiao-sheng, ZHAO Jian-ming, et al. Some issues to be studied in the construction of high earth and rockfill dams[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2006, 4(4): 310 - 313. (in Chinese))
- [2] 王刚, 张建民, 濮家骝. 坝基混凝土防渗墙应力位移影响因素分析[J]. 土木工程学报, 2006, 39(4): 73 - 77. (WANG Gang, ZHANG Jian-min, PU Jia-liu. An evaluation of the factors influencing the stress and deformation of concrete diaphragm wall in dams[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(4): 73 - 77. (in Chinese))
- [3] 吕洪旭, 陈科文, 邓建辉, 等. 瀑布沟大坝防渗墙应力分布特性及机理探讨[J]. 人民长江, 2011, 42(10): 39 - 42. (LÜ Hong-xu, CHEN Ke-wen, DENG Jian-hui, et al. Discussion on mechanism and stress distribution features of diaphragm walls of pubugou hydropower station during construction period[J]. Yangtze River, 2011, 42(10): 39 - 42. (in Chinese))
- [4] 张宏军. 新疆某碾压式沥青混凝土心墙坝设计[J]. 人民黄河, 2012, 34(3): 101 - 103. (ZHANG Hong-jun. Design application of a dam with roller compacted asphalt concrete core wall in Xinjiang[J]. Yellow River, 2012, 34(3): 101 - 103. (in Chinese))
- [5] 尤士介, 袁长海, 王林, 等. 瀑布沟水电站坝基廊道结构缝渗水[J]. 人民长江, 2011, 42(24): 38 - 40. (YOU Shi-ji, YUAN Chang-hai, WANG Lin, et al. Water seepage treatment of structural joints of dam foundation gallery in Pubugou Hydropower Station[J]. Yangtze River, 2011, 42(24): 38 - 40. (in Chinese))
- [6] 郑培溪, 赵静, 崔会东, 等. 碉碛大坝坝基廊道结构缝渗漏原因分析及处理效果[J]. 水电自动化与大坝监测, 2012, 36(2): 72 - 76. (ZHENG Pei-xi, ZHAO Jing, CUI Hui-dong, et al. Seepage causes and treatment of structural joints in foundation corridor of Qiaopi dam[J]. Hydropower Automation and Dam Monitoring, 2012, 36(2): 72 - 76. (in Chinese))
- [7] 王晓安, 吕海东, 王平, 等. 深厚覆盖层心墙堆石坝坝基河床廊道结构缝设计[J]. 水资源与水电工程学报, 2013, 24(1): 135 - 137. (WANG Xiao-an, LÜ Hai-dong, WAGN Ping, et al. Analysis of structural joint design of foundation river-bed gallery for core wall rockfill dam on deep overburden[J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2013, 24(1): 135 - 137. (in Chinese))
- [8] 熊堃, 何蕴龙, 伍小玉, 等. 长河坝坝基廊道应力变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(11): 1767 - 1774. (XIONG Kun, HE Yun-long, WU Xiao-yu, et al. Stress and deformation behavior of foundation gallery of Changheba Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(11): 1767 - 1774. (in Chinese))
- [9] 冯蕊, 伍小玉, 何蕴龙, 等. 深厚覆盖层上超高心墙堆石坝坝基廊道非线性开裂分析[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2015, 47(1): 60 - 67. (FENG Rui, WU Xiao-yu, HE Yun-long, et al. Nonlinear cracking analysis of foundation gallery of high core wall rockfill dam on thick overburden layer[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2015, 47(1): 60 - 67. (in Chinese))
- [10] 陈刚, 马光文, 付兴友, 等. 瀑布沟大坝基础防渗墙廊道连接型式研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2005, 37(3): 32 - 36. (CHEN Gang, MA Guang-wen, FU Xing-you, et al. Research for the joint type by gallery between dam imperious wall and core wall of pubugou project[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2005, 37(3): 32 - 36. (in Chinese))0417
- [11] 朱俊高, 蒋朴, 黄书秦. 混凝土防渗墙接头大比尺模型试验与计算[J]. 水力学报, 1998(3): 40 - 43. (ZHU Jun-gao, JIANG Pu, HUANG Shu-qin. Large scale model tests and computation of junction of concrete watertight wall[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998(3): 40 - 43. (in Chinese))

- [12] 冯蕊, 何蕴龙. 深厚覆盖层上高砾石土心墙堆石坝变形监测分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(增刊 2): 485 - 491. (FENG Rui, HE Yun-long. Analysis of deformation monitoring of high gravelly soil corewall rockfill dam n thick overburden layer[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(S2): 485 - 491. (in Chinese))
- [13] 刘小敏, 王华, 杨萌, 等. 混凝土本构关系研究现状及发展[J]. 河南科技大学学报(自然科学版), 2004, 25(5): 58 - 62. (LIU Xiao-min, WANG Hua, YANG Ming, et al. Present research situation and development of constitutive model of concrete[J]. Journal of Henan University of Science and Technology (Natural Science), 2004, 25(5): 58 - 62. (in Chinese))
- [14] 董哲仁. 钢筋混凝土非线性有限元法原理与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002. (DONG Zhe-ren. Nonlinear finite element method of reinforced concrete[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2002. (in Chinese))
- [15] 江见鲸, 陆新征. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013. (JIANG Jian-jing, LU Xin-zheng. Finite element analysis of concrete structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013. (in Chinese))
- [16] 万彪, 何蕴龙, 熊堃, 等. 有厚度节理单元开发与应用[J]. 水电能源科学, 2008, 26(4): 63 - 66. (WAN Biao, HE Yun-long, XIONG Kun. Development of joint element with thickness and its application[J]. Water Resources and Power, 2008, 26(4): 63 - 66. (in Chinese))
- [17] BANDIS S C, LUMSDEN A C, BARTON N R. Fundamentals of rock joint deformation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1983, 20(6): 249 - 268.
- [18] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite element analysis of retaining wall behavior[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1971, 97(12): 1657 - 1673.

第四届GeoShanghai国际会议通知

GeoShanghai is a series of international conferences on geotechnical engineering held in Shanghai every four years. The conference was inaugurated in 2006 and was successfully held in 2010 and 2014, with more than 1200 participants in total. Since the last conference, the geotechnical communities have witnessed many advances both in fundamental understandings and engineering practices. To show the latest developments and promote collaborations in geotechnical engineering and related topics, the organizers of the GeoShanghai International Conference would like to invite you to participate in the 4th GeoShanghai International Conference to be held in Shanghai in May 2018.

Objective: Provide a showcase of recent developments and advances and offer an international forum to discuss and explore the future directions for geotechnical engineering.

Themes: Soil behavior & geomechanics; Unsaturated soil mechanics; Seepage and porous mechanics; Rock mechanics and rock engineering; Pavement mechanics and engineering; Geohazards; Geosynthetics; Geoinformatics; Geotechnical in-situ testing & monitoring; Environmental geotechnics; Transportation geotechnics; Offshore geotechnics; Mining geotechnics; Energy-related geotechnics; Behavior of biotreated geomaterials and foundations; Geomechanics at macro & micro scales; Ground improvement; Soil dynamics & earthquake engineering; Landfills and contaminated soil; Sustainability in geotechnical engineering; Deep excavations & retaining structures; Shafts & deep foundations; Tunneling and underground constructions; Pavement materials

and structures; New frontiers in geotechnology; Case studies.

Important Dates: Abstract due: April 30, 2017; Acceptance of abstract: May 31, 2017; Full paper due: August 31, 2017; Acceptance of full paper: November 30, 2017; Final full paper due: January 31, 2018.

Paper Submission: Abstracts and full papers should be submitted only via the web in accordance with the instructions on the conference website at www.geo-shanghai.org.

Proceeding: All the accepted papers will be included in a published proceeding to be submitted for citation by EI. Excellent papers will be published in special issues of several international journals to be submitted for citation by SCI based on peer-review.

Exhibition: Lab, field testing, instrumentation, geosynthetics, and other geotechnical manufacturers, suppliers, contractors, installers, and consulting firms are welcome to exhibit.

Conference Website: Please visit the website at www.geo-shanghai.org for updates and more detailed information.

Contacts: Ming Xiao, Ph.D., P.E., Associate Professor Department of Civil & Environmental Engineering, The Pennsylvania State University, University Park, PA 16802, USA Tel: 814-867-0044, Email: mxiao@engr.psu.edu. Xiaoqiang Gu, Ph.D., Assistant Professor Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University 1239 Siping Road, Shanghai 200092, China Tel: + 86(21)-6598-4551, Fax: + 86(21)-6598-5210 E-mail: geoshanghai@tongji.edu.cn.

DOI: 10.11779/CJGE201707011

基于广义 SMP 准则的软基路堤临界填土高度研究

张常光^{1, 2}, 赵均海¹, 范文³, 代岩¹

(1. 长安大学建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059;

3. 长安大学地质工程与测绘学院, 陕西 西安 710054)

摘要: 针对路堤填土自重作用下的平面应变天然软土地基, 基于能合理反映中间主应力效应的广义 SMP 准则, 同时考虑地基软土的侧压力系数和固结程度, 建立了软土地基临界荷载与路堤临界填土高度的解析公式, 并给出公式适用条件, 最后结合 M-C 准则解答探讨了各参数的影响特性。经与文献结果比较, 验证了解析公式的正确性及所给公式适用条件的必要性。参数分析表明: 固结度、侧压力系数、黏聚力及内摩擦角对路堤临界填土高度的影响均很显著, 不应盲目选定固结度为 0 或 100% 进行计算; M-C 准则的结果偏保守, 考虑中间主应力所得解答的最小侧压力系数更小、公式适用范围更广; 应原位测定地基软土的真实侧压力系数, 并充分考虑其抗剪强度参数的变异性。

关键词: 路堤; 临界填土高度; 广义 SMP 准则; 固结度; 侧压力系数

中图分类号: TU471.8; U416.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1251-07

作者简介: 张常光(1982-), 男, 山东菏泽人, 博士, 副教授, 从事非饱和土与地下工程等方面的研究工作。E-mail: zcg1016@163.com。

Critical filling height of embankment on soft ground based on generalized SMP criterion

ZHANG Chang-guang^{1, 2}, ZHAO Jun-hai¹, FAN Wen³, DAI Yan¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China; 2. Stake Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 3. School of Geological Engineering and Geomatics, Chang'an University, Xi'an 710054, China)

Abstract: For the natural soft ground with plane strain under the self-weight of embankment filling, analytical formulae for both the critical load of soft ground and the critical filling height of embankment are proposed based on the generalized spatially mobilized plane (SMP) criterion with reasonable consideration of the intermediate principal stress. The lateral pressure coefficient and consolidation degree of soft ground are also taken into account, and more applicable conditions of the obtained analytical formulae are provided. Finally, the parametric studies combined with the results of Mohr-Coulomb (M-C) criterion are discussed. By comparing with the results of the existing literatures, these analytical formulae are validated, and the necessity of given applicable conditions is highlighted. It is found that all the effects of consolidation degree, lateral pressure coefficient, cohesion and inner friction angle on the critical filling height of embankment are very significant and the consolidation degree should not be blindly adopted as 0 or 100%. The results of M-C criterion are conservative, whereas the minimum lateral pressure coefficient of the proposed formulae is smaller due to the effect of the intermediate principal stress, and thus its application range is wider. The real lateral pressure coefficient of soft ground should be determined by in-situ tests, and the variability of its strength parameters should be fully considered.

Key words: embankment; critical filling height; generalized SMP criterion; consolidation degree; lateral pressure coefficient

0 引言

临界填土高度是公路、铁路等交通软基路堤沉降与稳定性控制的重要指标, 同时外荷载作用下的地基软土具有明显的固结效应^[1], 其有效应力随超孔隙水压力的消散而增加, 相应路堤稳定性及填土高度亦可大幅度提高。目前, 软基路堤临界填土高度多采用不

考虑中间主应力 s_2 影响的 Mohr-Coulomb (M-C) 准

基金项目: 国家自然科学基金项目(41202191); 中国博士后科学基金项目(2014M562358, 2016T90879); 陕西省博士后科研项目(2015年); 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开放基金项目(SKLGP2017K025)

收稿日期: 2016-04-14

则来计算^[1-2]，并假定地基软土的（静止）侧压力系数 k_0 为 1.0 以及固结度 U 为 100%。实际上，路堤下地基土处于三向不等应力作用的平面应变状态，其强度受中间主应力 σ_2 的影响显著^[3]；其次，侧压力系数 $k_0=1.0$ 相当于地基土处于三向等压的静水应力场，与土体的实际地应力状态明显不符；第三，固结度 $U=100\%$ 对应超孔隙水压力完全消散时的路堤正常工作状态，夸大了路堤施工期的实际稳定性，造成临界填土高度过于偏大。已有学者对此进行了改进研究，如：童怀峰等^[4]基于统一强度理论得到的路堤临界填土高度公式，考虑了中间主应力 σ_2 的影响，但侧压力系数 k_0 仍为 1.0；江国勤等^[5]的路堤临界填土高度的 M-C 准则解答考虑了实际侧压力系数 $k_0 \neq 1.0$ ，但其土体的自重主应力表达有误；朱福等^[6]基于统一强度理论建立的路堤临界填土高度解析解，考虑了中间主应力 σ_2 和侧压力系数 k_0 的影响，并进一步将固结度 U 引入软基路堤的填土高度计算^[7]，但主观假定条形基础中心线下的塑性区最深。

统一强度理论^[8]虽能反映土体强度的中间主应力 σ_2 效应，但其最为关键的参数 b 需对比土体真三轴试验结果确定、分段表达形式需根据主应力大小判断选择。广义 spatially mobilized plane (SMP) 准则又称广义空间滑动面准则^[9]，其 π 平面极限线同时通过 3 个压缩点和 3 个拉伸点而外接于 M-C 准则，不但能合理反映中间主应力 σ_2 对土体强度的重要影响，与众多土体的真三轴试验结果吻合良好，而且平面应变状态下的公式表达简洁、唯一，同时其强度参数与 M-C 准则完全相同，均可由常规轴对称压缩试验确定，已在岩土、隧道等工程中得到广泛的应用。

因此，本文基于广义 SMP 准则，合理考虑中间主应力 σ_2 、实际侧压力系数 k_0 和固结度 U 等综合影响，推导软土地基临界荷载及梯形路堤临界填土高度的解析解，给出公式的适用条件并进行对比验证，最后探讨各参数的影响特性，所得结果可为软土路堤的填土设计及施工提供理论指导与优化建议。

1 平面应变状态下的广义 SMP 准则

广义 SMP 准则是 Matsuoka 等^[9]在砂土空间滑动面 SMP 准则的基础上，通过引入黏结应力 $\sigma_0=c \times \cot \varphi$ 而扩展建立的（其中， c 、 φ 分别为土体的黏聚力和内摩擦角），对砂土和黏土均适用。取压应力为正，广义 SMP 准则的应力不变量表达式为^[9]

$$\frac{\hat{I}_1 \hat{I}_2}{\hat{I}_3} = 8 \tan^2 j + 9 , \quad (1)$$

式中， \hat{I}_1 、 \hat{I}_2 和 \hat{I}_3 分别为广义的应力第一、第二和第

三不变量，其表达式为

$$\left. \begin{aligned} \hat{I}_1 &= (\sigma_1 + \sigma_0) + (\sigma_2 + \sigma_0) + (\sigma_3 + \sigma_0) , \\ \hat{I}_2 &= (\sigma_1 + \sigma_0)(\sigma_2 + \sigma_0) + (\sigma_2 + \sigma_0)(\sigma_3 + \sigma_0) + \\ &\quad (\sigma_3 + \sigma_0)(\sigma_1 + \sigma_0) , \\ \hat{I}_3 &= (\sigma_1 + \sigma_0)(\sigma_2 + \sigma_0)(\sigma_3 + \sigma_0) . \end{aligned} \right\} , \quad (2)$$

对于平面应变状态即中间主应变 $\epsilon_2=0$ ，由广义 SMP 准则式（1）及相关联流动法则，可得接近破坏状态时主应力之间的关系为

$$(\sigma_2 + \sigma_0) = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_0)(\sigma_3 + \sigma_0)} . \quad (3)$$

将式（3）代入式（1），整理得平面应变状态下的广义 SMP 准则为

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_0}{\sigma_3 + \sigma_0} = \frac{1}{4} \left[\sqrt{8 \tan^2 j + 9} - 1 + \sqrt{(\sqrt{8 \tan^2 j + 9} - 1)^2 - 4} \right]^2 , \quad (4)$$

可将式（4）进一步用有效主应力 $\sigma'_i = \sigma_i - u$ 来表示（其中，下角标 $i=1, 3$ ； u 为超孔隙水压力），

$$\sigma'_1 = h \sigma'_3 + (h-1) \sigma_0 = h \sigma'_3 + (h-1) c \cot j . \quad (5)$$

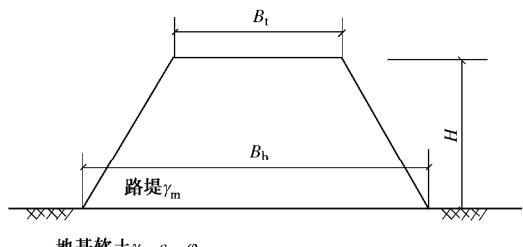
式中， $h = \frac{1}{4} \left[\sqrt{8 \tan^2 j + 9} - 1 + \sqrt{(\sqrt{8 \tan^2 j + 9} - 1)^2 - 4} \right]^2$

为方程常数。

式（5）即为平面应变状态下广义 SMP 准则的有效主应力 σ'_1 和 σ'_3 之间的关系，其表达式简洁、唯一，且已通过式（3）考虑了中间主应力 σ_2 的影响；同时，式（5）中的土体强度参数即黏聚力 c 和内摩擦角 j 与 M-C 准则相同，可仅由常规轴对称压缩试验完全确定。

2 路堤临界填土高度

常见梯形路堤的横断面及土体参数，如图 1 (a) 所示，图中 H 为路堤填土高度， B_t 、 B_b 分别为路堤的上、下宽度； g_m 路堤填土的平均重度， g 为地基软土的重度。根据等代荷载法^[6-7]，采用等效宽度 $B=(B_t+B_b)/2$ ，来代替路堤荷载的实际作用宽度（见图 1 (b)）；仅考虑路堤填土的自重作用，等效路堤荷载 $p=Hg_m$ 以条形均布荷载，作用于均质各向同性的平面应变半无限地基软土表面。



(a) 实际路堤

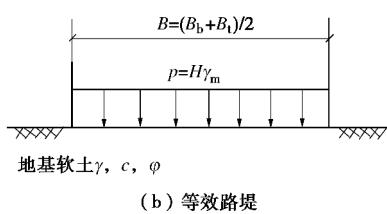


图 1 路堤简化模型

Fig. 1 Simplified model for embankment

2.1 应力分析

(1) 附加主应力

均布条形荷载 p 作用下的地基 M 点, 如图 2 所示 (β_0 , β_1 和 β_2 为图中所示的夹角), 根据弹性力学理论得该点的附加主应力为^[10]

$$\sigma_{1p} = \frac{p}{\pi} (b_0 + \sin b_0) , \quad (6a)$$

$$\sigma_{3p} = \frac{p}{\pi} (b_0 - \sin b_0) , \quad (6b)$$

$$t_{13p} = 0 . \quad (6c)$$

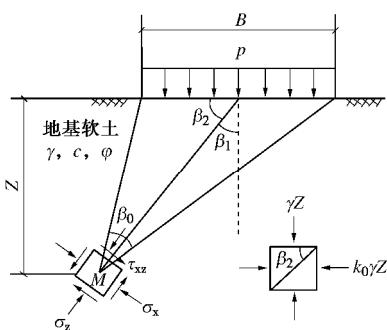
(2) 自重应力

设地基 M 点距地表的距离即塑性区开展深度为 Z , 因地基软土自重 gZ 引起的主应力在竖向与水平向, 故需将其转换到路堤荷载 p 的附加主应力方向上, 得 M 点转换后的自重应力为^[10]

$$\sigma_{1g} = \frac{gZ(1+k_0)}{2} + \frac{gZ(1-k_0)}{2} \cos 2b_1 , \quad (7a)$$

$$\sigma_{3g} = \frac{gZ(1+k_0)}{2} - \frac{gZ(1-k_0)}{2} \cos 2b_1 , \quad (7b)$$

$$t_{13g} = \frac{gZ(1-k_0)}{2} \sin 2b_1 . \quad (7c)$$

图 2 地基软土 M 点应力分析Fig. 2 Stress analysis at point M in soft ground

(3) 有效主应力

M 点的总应力为路堤荷载的附加主应力式 (6) 与地基软土转换后的自重应力式 (7) 之和, 即

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} b_0 + \frac{gZ(1+k_0)}{2} + \left[\frac{p}{\pi} \sin b_0 + \frac{gZ(1-k_0)}{2} \cos 2b_1 \right] , \quad (8a)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} b_0 + \frac{gZ(1+k_0)}{2} - \left[\frac{p}{\pi} \sin b_0 + \frac{gZ(1-k_0)}{2} \cos 2b_1 \right] , \quad (8b)$$

$$t_{xz} = \frac{gZ(1-k_0)}{2} \sin 2b_1 , \quad (8c)$$

由应力状态理论及有效应力原理^[1], 得 M 点的最大有效主应力 σ'_1 与最小有效主应力 σ'_3 分别为

$$\sigma'_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right)^2 + t_{xz}^2} - u , \quad (9a)$$

$$\sigma'_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right)^2 + t_{xz}^2} - u . \quad (9b)$$

2.2 临界填土高度

当 M 点达到强度极限平衡时, 将有效主应力式 (9) 代入平面应变状态下的广义 SMP 准则式 (5), 并利用数学近似公式 $\sqrt{m^2 + n^2} \approx 1.0m + 0.38n$ ^[10-11] (其中 m , n 为实数; 当 $5n \geq m > n > 0$ 时, 相对误差 $< 7\%$; 当 $m > 5n > 0$ 时, 相对误差 $< 5\%$; 路堤坡脚边缘下 $B/4$ 深度范围内, 其应力 $(\sigma_z - \sigma_x)/2 > t_{xz}$ 满足该公式^[12]) 来简化, 整理得

$$(h+1) \left[\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} + 0.38t_{xz} \right] = (h-1) \left[\frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - u + c \cot j \right] . \quad (10)$$

将式 (8) 代入式 (10), 求得塑性区开展深度 Z 为

$$Z = \frac{2}{\pi g} .$$

$$\frac{p[(h-1)b_0 - (h+1)\sin b_0] + \pi(h-1)[c \cot j - u]}{(h+1)(1-k_0)[\cos 2b_1 + 0.38\sin 2b_1] - (h-1)(1+k_0)} . \quad (11)$$

由土体固结理论知^[1], 附加外荷载 p 引起固结土层全厚度的平均超孔隙水压力 u_m 为

$$u_m = p(1-U) , \quad (12)$$

式中, U 为土层平均固结度。

采用平均超孔隙水压力 u_m 近似替代超孔隙水压力 u , 即将式 (12) 代入式 (11) 得

$$Z = \frac{2}{\pi g} .$$

$$\frac{p[(h-1)b_0 - (h+1)\sin b_0 - \pi(h-1)(1-U)] + \pi(h-1)c \cot j}{(h+1)(1-k_0)[\cos 2b_1 + 0.38\sin 2b_1] - (h-1)(1+k_0)} . \quad (13)$$

当地基软土的性质一定时, Z 仅是夹角 β_0 和 β_1 的函数。为求塑性区最大开展深度 Z_{\max} , 由 $\partial Z / \partial b_0 = 0$ 和 $\partial Z / \partial b_1 = 0$ 得 $b_0 = \arccos[(h-1)/(h+1)]$, $2b_1 \approx 21^\circ$, 继而代入式 (13) 得 Z_{\max} 为

$$Z_{\max} = \frac{2}{\pi g} \cdot \frac{p \left\{ (h-1) \arccos \left[\frac{h-1}{h+1} \right] - 2\sqrt{h} - \pi(h-1)(1-U) \right\} + \pi(h-1)c \cot j}{1.07(h+1)(1-k_0) - (h-1)(1+k_0)} \quad (14)$$

若地基塑性区所允许的最大开展深度 Z_{\max} 为路堤等效宽度 B 的 $1/4$, 即令 $Z_{\max}=B/4$, 则由式 (14) 整理得此时条形地基的临界荷载 $p_{1/4}$ 解析解为

$$p_{1/4} = M_B g B + M_C c \quad (15)$$

式中, M_B , M_C 为地基承载力系数, 其表达式为

$$\left. \begin{aligned} M_B &= \frac{\pi}{8} \cdot \frac{(1+k_0) - 1.07(h+1)(1-k_0)/(h-1)}{\pi(1-U) + 2\sqrt{h}/(h-1) - \arccos \left[\frac{h-1}{h+1} \right]}, \\ M_C &= \frac{\pi \cot j}{\pi(1-U) + 2\sqrt{h}/(h-1) - \arccos \left[\frac{h-1}{h+1} \right]} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

设路堤临界填土高度为 $H_{1/4}$, 根据地基临界荷载 $p_{1/4}$ 是由路堤填土自重而引起的, 即

$$p_{1/4} = H_{1/4} g_m \quad (17)$$

将式 (15) 代入式 (17), 整理得梯形路堤的临界填土高度 $H_{1/4}$ 解析解为

$$H_{1/4} = \frac{p_{1/4}}{g_m} = \frac{M_B g B + M_C c}{g_m} \quad (18)$$

式 (15)、(18) 即为本文基于平面应变状态下的广义 SMP 准则式 (5), 所建立的条形地基临界荷载与梯形路堤临界填土高度的解析解, 能综合反映不同程度的中间主应力 s_2 效应、实际侧压力系数 $k_0 \neq 1.0$ 和软土固结度 U 等影响。当 $k_0=1.0$ 时, 对应软土自重应力如同静水压力时的解答; 当 $U=100\%$ 时, 对应路堤正常工作状态时的解答; 当 $k_0 < 1.0$ 、 $U < 100\%$ 时, 对应实际地应力状态下地基软土不同固结度时的解答。同时, 式 (15) 和式 (18) 的表达简洁、所用参数易确定, 具有重要的理论及实际工程意义。

2.3 适用条件

地基临界荷载式 (15) 与路堤临界填土高度式 (18) 都是有两项组成的: 一项与地基软土的重量 γB 有关, 另一项与地基软土的黏聚力 c 有关。这两项对地基临界荷载及路堤临界填土高度都应具有积极的正作用, 即都应是非负的, 进而给出本文解析公式的适用条件, 如下:

$$\left. \begin{aligned} M_B &= \frac{\pi}{8} \cdot \frac{(1+k_0) - 1.07(h+1)(1-k_0)/(h-1)}{\pi(1-U) + 2\sqrt{h}/(h-1) - \arccos \left[\frac{h-1}{h+1} \right]} \geq 0, \\ M_C &= \frac{\pi \cot j}{\pi(1-U) + 2\sqrt{h}/(h-1) - \arccos \left[\frac{h-1}{h+1} \right]} \geq 0, \end{aligned} \right\}$$

同时按固结度 $U=100\%$ 保守计算, 整理得对地基软土的内摩擦角 j 及侧压力系数 k_0 的要求分别为

$$\left. \begin{aligned} \frac{h-1}{h+1} &> \cos \left[\frac{2\sqrt{h}}{h-1} \right], \\ k_0 &\geq \frac{0.07h + 2.07}{2.07h + 0.07} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

由式 (20) 知: 本文解析公式对侧压力系数 k_0 有最小值要求, 而软土内摩擦角 φ 需满足隐式不等关系。

3 对比验证

朱福等^[7]依据统一强度理论建立的地基临界荷载与路堤临界填土高度的解析解, 同样考虑了中间主应力 s_2 、侧压力系数 $k_0 \neq 1.0$ 和固结度 U 的影响, 其分析思路及推导过程与本文有类似之处。用本文符号与参数表示的文献[7]路堤临界填土高度 $H_{1/4}$ 为

$$H_{1/4} = \frac{p_{1/4}}{g_m} = \frac{M_B g B + M_C c_t}{g_m} \quad (21)$$

式 (21) 中的软土统一内摩擦角 j_t 、软土统一黏聚力 c_t 、地基承载力系数 M_B 和 M_C 分别为

$$\left. \begin{aligned} \sin j_t &= \frac{2(1+b)\sin j}{2+b(1+\sin j)}, \\ c_t &= \frac{2(1+b)c \cos j}{2+b(1+\sin j)} \cdot \frac{1}{\cos j_t}, \\ M_B &= \frac{\pi}{8} \cdot \frac{(1+k_0)\tan j_t - (1-k_0)/\cos j_t}{\pi(1-U)\tan j_t + [1 - (\pi/2 - j_t)\tan j_t]}, \\ M_C &= \frac{\pi}{\pi(1-U)\tan j_t + [1 - (\pi/2 - j_t)\tan j_t]} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

对比式 (15)、式 (18) 以及式 (20) 可以看出, 本文与文献[7]的临界填土高度 $H_{1/4}$ 之间存在3点差异: ①本文采用的是曲线广义SMP准则, 而文献[7]采用分段线性的统一强度理论; ②本文由两个偏导数为零求得塑性区最深处在基础两侧边缘下方, 而不在基础中心线处; ③本文给出了公式的适用条件, 对软土内摩擦角 φ 及侧压力系数 k_0 的取值范围进行了限定, 而文献[7]对此无要求。

为比较这3点差异所造成的结果不同, 基于某铁路工程梯形路堤^[2]来探讨: 路堤等效宽度 B 为 16.2 m, 填土的平均重度 g_m 为 17.5 kN/m³; 地基软土的重度 g 为 17.6 kN/m³, 黏聚力 c 为 8 kPa, 内摩擦角 j 为 13.5°。表 1 给出了本文路堤临界填土高度式 (18) 与朱福等^[7]、修正朱福等^[7] (按两个偏导数为零来确定地基塑性区最深处) 的计算结果比较, 其中参数 b 取 0, 1/2 和 1, 固结度 U 取 0 和 100%。

由式(20)计算知: 内摩擦角 $j = 13.5^\circ$ 满足本文公式适用条件, 但侧压力系数 k_0 应不小于 0.60, 因此侧压力系数 $k_0=0.5$ 不满足要求, 本文对此无解, 相反文献[7]以及修正文献[7]给出的临界填土高度 $H_{1/4}$ 处于 0.15~2.21 m 之间, 而此时的地基承载力系数 M_B 是负的, 这与经典地基承载力的非负叠加理论相悖, 也与类似工程及依据地基软土施工经验所确定的填土高度相差甚远, 可见本文给定公式适用条件的必要性和合理性。当侧压力系数 $k_0=1.0$ 时, 文献[7]与修正文献[7]的结果相同(此时二者的地基承载力系数 M_B 无差异), 但文献[7]的结果在 $k_0=0.75$ 时却是大于修正文献[7]的, 且参数 b 越大, 二者之间的差异亦加大, 这表明基础中心线处的地基塑性区发展深度并不是最大的, 文献[7]的计算结果稍偏大, 相应路堤设计与施工的安全度较低。

表 1 与文献[7]及修正文献[7]的结果比较

Table 1 Comparison among calculated values, results of Reference [7] and modified results of Reference [7]

固结侧压 度 U/%	力系数 k_0	临界填筑高度 $H_{1/4}$ /m					
		文献[7]			修正文献[7]		
		$b=0$	$b=1/2$	$b=1$	$b=0$	$b=1/2$	$b=1$
0	1.0	3.14	3.45	3.63	3.14	3.45	3.63
0	0.75	1.73	2.06	2.25	1.65	1.98	2.17
0	0.5	0.31	0.67	0.87	0.15	0.51	0.72
100	1.0	6.64	8.16	9.22	6.64	8.16	9.22
100	0.75	3.65	4.87	5.71	3.48	4.69	5.52
100	0.5	0.66	1.58	2.21	0.32	1.21	1.83

本文路堤临界填土高度 $H_{1/4}$ 的广义 SMP 准则解答, 既没有像参数 $b=0$ 即 M-C 准则那样忽略中间主应力 s_2 的影响以致结果偏保守, 也没有像参数 $b=1$ 即双剪应力准则那样将中间主应力 s_2 效应等同围压小主应力 s_3 作用以致结果偏危险, 而是与合理考虑中间主应力 s_2 影响即参数 $b=1/2$ 时修正文献[7]的结果十分接近, 且不同固结度 U 下二者均吻合的很好, 这充分验证了本文结果的正确性。因此, 本文解析公式合理考虑了中间主应力 s_2 影响与地基软土塑性区的实际发展规律, 并且给出了公式的适用条件, 相比文献[7]以及修正文献[7]的解答均具有更大的优越性。

4 参数影响分析

M-C 准则是地基、隧道、水利及矿山等岩土相关工程中应用最为广泛强度准则, 按照本文的分析思路, 可推导出基于 M-C 准则且考虑侧压力系数 $k_0 \neq 1.0$ 和固结度 U 影响的软基路堤临界填土高度 $H_{1/4}$ 为

$$H_{1/4} = \frac{p_{1/4}}{g_m} = \frac{M_B g B + M_C c}{g_m}, \quad (23)$$

$$\text{式中, } M_B = \frac{\pi}{8} \cdot \frac{(1+k_0) \tan j - 1.07(1-k_0) / \cos j}{\pi(1-U) \tan j + [1 - (\pi/2 - j) \tan j]},$$

$$M_C = \frac{\pi}{\pi(1-U) \tan j + [1 - (\pi/2 - j) \tan j]}.$$

式(23)的适用条件为

$$\left. \begin{aligned} & \left[\frac{\pi}{2} - j \right] \tan j < 1, \\ & k_0 \geq \frac{1.07 - \sin j}{1.07 + \sin j}. \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

式(23)和式(24)中的符号意义同前, 且此临界填土高度 $H_{1/4}$ 的 M-C 准则解答是修正文献[7]中参数 $b=0$ 的特例, 同样没有考虑中间主应力 s_2 的影响。

结合路堤临界填土高度 $H_{1/4}$ 的 M-C 准则解答即式(23), 来探究固结度 U 、侧压力系数 k_0 和地基软土强度参数(黏聚力 c 及内摩擦角 φ)的影响规律, 仍以上述铁路路堤为研究对象, 作为参数分析的共同基础。

对公式适用条件式(20)和式(24)的说明: 内摩擦角 $\varphi=13.5^\circ$ 满足要求, 但侧压力系数 k_0 应不小于 0.60(广义 SMP 准则)、0.64(M-C 准则)。因此, 下文侧压力系数影响分析时 k_0 从最小值开始取到 1.0, 固结度 U 影响分析时 k_0 取 0.8, 1.0, 黏聚力 c 及内摩擦角 φ 影响分析时 k_0 取 0.75。同时, 黏聚力 c 对公式适用条件无影响, 内摩擦角 φ 选定在 $12^\circ \sim 16^\circ$ 之间变化。

4.1 固结度

固结度 U 反映的是超孔隙水压力的消散程度, 不同固结度 U 对应地基软土不同的有效应力状态。图 3 给出了侧压力系数 $k_0=0.8, 1.0$ 时, 路堤临界填土高度 $H_{1/4}$ 随固结度 U 的变化关系, 包括本文广义 SMP 准则解答式(18)、M-C 准则解答式(23), 下文图 4, 5 亦同。

由图 3 可以看出, 随着固结度 U 的增加, 临界填土高度 $H_{1/4}$ 呈非线性增大; 当侧压力系数 $k_0=1.0$ 时, $U=100\%$ 时的 $H_{1/4}$ 比 $U=0$ 时相对增大了 1.37 倍(广义 SMP 准则)、1.11 倍(M-C 准则), 可见固结度 U 对临界填土高度 $H_{1/4}$ 的影响非常显著, 应根据地基软土排水、厚度等具体情况确定其实际固结程度, 而盲目选定固结度 $U=0$ 或 100% 计算 $H_{1/4}$ 都是不合理的。同时, 相同条件下本文基于广义 SMP 准则的 $H_{1/4}$ 明显高于 M-C 准则解答, 且固结度 U 越大二者的差异亦加大, 这说明 M-C 准则因不考虑中间主应力 s_2 影响而使其计算结果偏小, 应合理考虑地基软土的中间主应力 s_2 效应, 更好地发挥其强度潜能和自承载能力。

4.2 侧压力系数

侧压力系数 k_0 用于反映土体的天然地应力状态, 公式适用条件式 (20) 和式 (24) 均对其有最小值要求。图 4 给出了固结度 $U=0, 100\%$ 时, 路堤临界填土高度 $H_{1/4}$ 随侧压力系数 k_0 的变化关系。

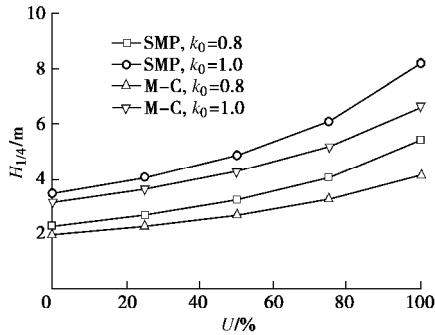


图 3 固结度对 $H_{1/4}$ 的影响分析

Fig. 3 Effect of consolidation degree on $H_{1/4}$

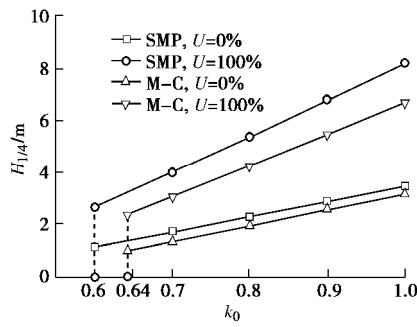


图 4 侧压力系数对 $H_{1/4}$ 的影响分析

Fig. 4 Effect of lateral pressure coefficient on $H_{1/4}$

由图 4 可以看出, 在式 (20) 和式 (24) 成立即满足最小侧压力系数 k_0 要求后, 侧压力系数 k_0 对临界填土高度 $H_{1/4}$ 具有十分重要的影响, 表现在 $H_{1/4}$ 随 k_0 的增加而直线增大, 特别是固结度 $U=100\%$ 时的增大速率更明显, 应现场测定地基软土的真实侧压力系数 k_0 , 而不是人为地设定其恒为 1.0。当固结度 $U=0$ 时, 广义 SMP 准则解答和 M-C 准则解答相互平行且相差较小, 而固结度 $U=100\%$ 时二者的差异加大且不再平行。另外, 固结度 U 对最小侧压力系数 k_0 无影响, 但广义 SMP 准则解答的最小 $k_0=0.60$ 却小于 M-C 准则解答的最小 $k_0=0.64$, 即考虑中间主应力 s_2 效应, 地基软土强度越高及对应的 $H_{1/4}$ 亦越大, 相反对应的最小 k_0 却越小、公式的适用范围也更广。

4.3 强度参数

黏聚力 c 和内摩擦角 φ 是表征土体抗剪强度的基本参数, 此处设定内摩擦角 φ 在 $12^\circ \sim 16^\circ$ 之间变化, 满足公式适用条件即式 (20) 和式 (24)。图 5 给出了侧压力系数 $k_0=0.75$ 时, 路堤临界填土高度 $H_{1/4}$ 随黏聚力 c 、内摩擦角 φ 的变化关系, 包括固结度 $U=0$ 、 100% 两种情况。

由图 5 可以看出, 随着黏聚力 c 、内摩擦角 φ 的增加, 临界填土高度 $H_{1/4}$ 均线性增大, 且广义 SMP 准则解答和 M-C 准则解答相互平行, 只是固结度 $U=100\%$ 时二者相差更明显。当固结度 $U=100\%$ 时, $c=10 \text{ kPa}$ 时的 $H_{1/4}$ 比 $c=6 \text{ kPa}$ 时相对增大了 33.2% (广义 SMP 准则)、33.9% (M-C 准则), 而 $\varphi=16^\circ$ 时的 $H_{1/4}$ 比 $\varphi=12^\circ$ 时相对增大了 55.5% (广义 SMP 准则)、54.4% (M-C 准则), 表明临界填土高度 $H_{1/4}$ 受内摩擦角 φ 的影响较黏聚力 c 更为显著。应合理确定地基软土的抗剪强度参数即黏聚力 c 和内摩擦角 φ , 特别是内摩擦角 φ , 并考虑其实际变异性, 确保路堤设计的安全与经济。

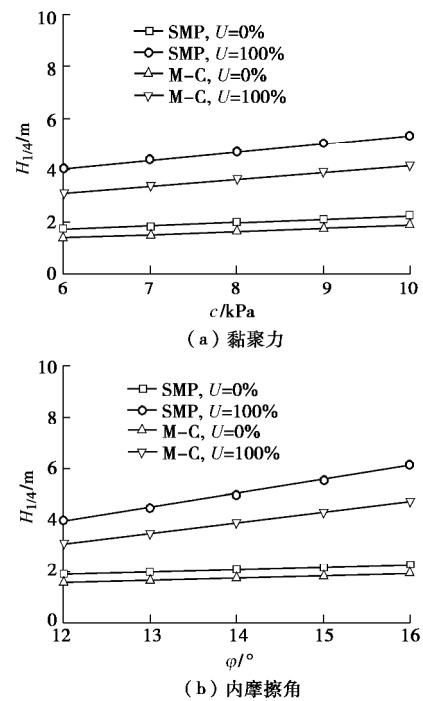


图 5 强度参数对 $H_{1/4}$ 的影响分析

Fig. 5 Effect of strength parameters on $H_{1/4}$

5 结 论

(1) 基于广义 SMP 准则而建立的软土地基临界荷载与路堤临界填土高度的解析公式, 综合考虑了中间主应力、侧压力系数和固结度的影响, 且公式表达简洁、所用参数易确定, 便于具体工程选择与应用, 具有重要的理论及工程应用价值。

(2) 所给公式适用条件对地基软土内摩擦角及侧压力系数进行了限定, 通过与文献[7]及修正文献[7]比较验证了其必要性与合理性, 且应正确利用均布荷载下条形基础的地基塑性区实际发展规律, 广义 SMP 准则解答相比具有更大的优越性。

(3) M-C 准则的结果偏保守, 而考虑中间主应力的广义 SMP 准则解答较为合理, 且对应的最小侧

压力系数更小、适用范围更广。固结度对路堤临界填土高度的影响非常显著, 不应盲目选定 0 或 100% 进行计算, 而应根据地基软土排水、厚度等情况慎重确定其固结程度。

(4) 路堤临界填土高度受侧压力系数的影响明显, 不应人为地将其恒设定为 1.0, 应现场测定地基软土的真实侧压力系数; 软土抗剪强度参数的影响同样很重要, 且内摩擦角的影响较突出; 固结度越大, 广义 SMP 准则和 M-C 准则的结果差异亦越大。

参考文献:

- [1] 高大钊. 土力学与基础工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. (GAO Da-zhao. Soil mechanics and foundation engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1998. (in Chinese))
- [2] 冷伍明, 赵健, 何群. 路堤下软土地基承载力的计算研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(4): 120 - 124. (LENG Wu-ming, ZHAO Jian, HE Quan. A method for assessing the bearing capacity of a soft soil foundation under embankment[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(4): 120 - 124. (in Chinese))
- [3] NANDA S, PATRA N R. Determination of soil properties for plane strain condition from the triaxial tests results[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2015, 39(9): 1014 - 1026.
- [4] 童怀峰, 郭院成. 基于统一强度理论的路基临界填土高度计算分析[J]. 公路, 2007(11): 90 - 93. (TONG Huai-feng, GUO Yuan-cheng. Calculation and analysis of critical filling height of roadbed based on unified strength theory[J]. Highway, 2007(11): 90 - 93. (in Chinese))
- [5] 江国勤, 管同心, 徐永福. 天然软土地基上路堤临界高度分析[J]. 路基工程, 2011(2): 47 - 49. (JIANG Guo-qin, GUAN Tong-xin, XU Yong-fu. Analysis on critical height of embankment on natural soft foundation[J]. Subgrade Engineering, 2011(2): 47 - 49. (in Chinese))
- [6] 朱福, 战高峰, 尼磊. 公路工程路堤临界填土高度一种计算方法研究[J]. 工程力学, 2013, 30(7): 142 - 146. (ZHU Fu, ZHAN Gao-feng, NIE Lei. Study on a calculation method of critical filling height of embankment of highway engineering[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(7): 142 - 146. (in Chinese))
- [7] 朱福, 尼磊, 战高峰, 等. 软土地基路堤临界填筑高度改进计算方法[J]. 吉林大学学报(工学版), 2015, 45(2): 389 - 393. (ZHU Fu, NIE Lei, ZHAN Gao-feng, et al. Improved calculation method of critical filling height of embankment on soft ground[J]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition), 2015, 45(2): 389 - 393. (in Chinese))
- [8] 俞茂宏. 岩土类材料的统一强度理论及其应用[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(2): 1 - 10. (YU Mao-hong. Unified strength theory for geomaterials and its applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(2): 1 - 10. (in Chinese))
- [9] MATSUKA H, SUN D A. Extension of spatially mobilized plane (SMP) to friction and cohesive materials and its application to cemented sands[J]. Soils and Foundations, 1995, 35(4): 63 - 72.
- [10] 赵树德. 地基弹塑性承载力 $K \neq 1.0$ 时的计算公式[J]. 西安建筑科技大学学报, 1995, 27(3): 294 - 298. (ZHAO Shu-de. Formulation of bearing capacity of subgrade with $K \neq 1.0$ [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology, 1995, 27(3): 294 - 298. (in Chinese))
- [11] 现代工程数学手册编委会. 现代工程数学手册[M]. 武汉: 华中工学院出版社, 1985. (Editorial Committee of Handbook of Modern Mathematics in Science and Engineering. Handbook of modern mathematics in science and engineering[M]. Wuhan: Huazhong Institute of Technology Press, 1985. (in Chinese))
- [12] 张常光, 胡云世, 赵均海. 平面应变条件下非饱和土抗剪强度统一解及其应用[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 32 - 37. (ZHANG Chang-guang, HU Yun-shi, ZHAO Jun-hai. Unified solution of shear strength for unsaturated soil under plane strain condition and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 32 - 37. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707012

围岩性质对于注浆压力变化规律及浆液扩散模式的影响研究

朱明听, 张庆松, 李术才, 张 霄, 谭英华, 王 凯

(山东大学岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061)

摘要: 采用注浆模拟试验及理论分析研究了围岩性质对于注浆压力变化规律及浆液扩散模式的影响。试验采用在注浆模型架内分区充填不同孔隙比土体的方法模拟被注围岩显著的向异性及非均质性; 采用多个注浆管依次注浆的方法模拟实际注浆工程中的不同注浆施工阶段。通过开挖揭露浆脉(浆泡)特征研究围岩性质对于浆液扩散形式的影响; 通过对注浆前后围岩试样进行室内试验测试, 获取注浆对于围岩孔隙比及压缩系数的影响规律。研究结果证实: 注浆压力变化规律及浆液扩散模式与围岩性质密切相关, 通过分析注浆压力变化规律与浆液扩散模式可判定围岩性质, 从而为注浆施工过程中的注浆参数动态调整提供依据。相关研究结论在永莲隧道帷幕注浆工程中进行了现场试验, 进一步验证了其正确性。

关键词: 围岩性质; 注浆压力; 浆液扩散; 加固; 效果检测

中图分类号: TU457.5 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1258-09

作者简介: 朱明听(1986-), 男, 山东菏泽人, 博士研究生, 主要从事地下工程突涌水灾害预防与治理工作。E-mail: happyhappyest@163.com。

Effects of properties of surrounding rock on change laws of grouting pressures and diffusion patterns

ZHU Ming-ting, ZHANG Qing-song, LI Shu-cai, ZHANG Xiao, TAN Ying-hua, WANG Kai

(Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: The effects of properties of surrounding rock on grouting patterns of slurry diffusion and change laws of grouting pressure are studied by grouting simulation tests. The heterogeneity of practical surrounding rock is simulated by filling the soil with different void ratios into different parts of the model frame. Different stages of practical grouting are simulated by grouting through multiple grouting holes respectively. The diffusion patterns of grouting slurry are obtained by studying the grouting fractures and bulbs of different grouting holes. The change laws of grouting pressure are obtained by analyzing the grouting pressure data of different grouting holes. The effects of grouting on the void ratio and compression coefficient of the surrounding rock are obtained by testing the samples before and after grouting. The results show that the diffusion patterns of grouting slurry and the change laws of grouting pressure are closely related to the properties of the surrounding rock. By analyzing the diffusion patterns of grouting slurry or the change laws of grouting pressure, the properties of surrounding rock can be estimated so as to offer the basis for the improvement of the design of grouting parameters. The conclusions are verified by the curtain grouting project of Yonglian Tunnel.

Key words: property of surrounding rock; grouting pressure; grouting diffusion; reinforcement; effect evaluation

0 引言

当地下工程面对土质围岩时, 易于发生塌方, 衬砌破坏, 突水突泥等事故^[1-4]。实践证实, 注浆是提高土体强度及其抗渗性的主要方法。由于注浆属于隐蔽性工程, 注浆施工中难以通过直接观察浆液在地层中分布或测试土体强度指标预测不同注浆施工阶段的注浆加固效果, 动态调整钻孔参数, 进而提高注浆效率,

保证注浆效果。已有的注浆效果检查多采用分析法、检查孔法、开挖取样法、变位推测法和物探法等, 但是这些方法均在注浆结束后实施, 难以适用于阶段性注浆效果评价^[5-9]。注浆压力是围岩特征, 浆液理化性

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金项目(51309146); 国家自然科学基金项目(41272385)

收稿日期: 2016-04-15

质, 注浆工艺及浆液扩散特征等因素的综合反映^[10-12]。目前, 松软土体注浆模拟试验研究主要集中于浆液扩散特征及劈裂路径分析。张忠苗等^[13]通过模型试验研究了实现了黏土注浆过程中压密浆泡及劈裂裂隙的自然产生与发展, 并将浆液扩散过程分为鼓泡压密, 第一劈裂面产生及后续劈裂面产生3个阶段。程盼等^[14]通过现场注浆模拟试验研究了浆液在深厚冲积层中的扩散规律, 指出浆液一般先沿土石分界面进行充填(劈裂)并以水平向劈裂为主。李鹏等^[15]通过模拟注浆试验研究了断层破碎带浆液扩散过程, 提出了浆液扩散形式转换、主次生劈裂通道饱和、新劈裂通道形成和后续次劈裂区域饱和4个阶段, 并分析了土体劈裂压力变化机制, 给出了主、次生劈裂压力值界定方法。由于上述注浆模拟试验采用的充填介质均较为均匀, 不能较好的模拟实际被注地层的各向异性及非均质性, 且采用的注浆钻孔较少, 不能较好模拟实际注浆工程中不同施工阶段的浆液扩散特征及注浆压力变化特征。另外, 已有的注浆模拟试验较少同时开展浆液扩散特征与注浆压力变化规律两方面的研究。

通过浆液扩散形式及注浆压力变化规律预测不同施工阶段的围岩性质对于注浆施工过程中的注浆参数动态调整提高依据, 提高注浆针对性具有重要的实践意义与理论价值。本文依托江西省吉莲高速永莲隧道断层破坏带突水突泥处置工程, 通过注浆模拟试验研究了非均质地层在不同注浆阶段的注浆压力变化规律及浆液扩散模式。

1 注浆模拟试验系统

1.1 试验原理

采用在模型架内分区充填不同孔隙比土体的方法模拟被注围岩显著的向异性及非均质性; 采用多个注浆管依次注浆的方法模拟实际注浆工程中的不同施工阶段。注浆过程中实时记录注浆压力, 注浆结束后通过现场开挖研究不同注浆孔周边的浆液扩散特征; 对注浆前后围岩试样进行测试, 获取围岩的孔隙比及压缩系数。通过对上述数据的统计分析, 获得注浆压力变化规律与被注围岩性质之间的对应关系。

1.2 模型架及注浆泵

模型试验架由1 cm厚钢板焊接而成, 外部尺寸为1.6 m×1.6 m×1 m, 见图1。模型架的内部尺寸较大, 可为浆液的扩散提供较为充足的空间, 从而有效消弱边界效应对试验结果的不利影响。

1.3 充填材料及注浆材料

(1) 充填材料

注浆孔A(见图2)周边区域土体保持自然堆积

状态, 用以模拟实际地层中的软弱区域(软流塑一流塑围岩, 泥水充填空腔等), 实现被注围岩的各向异性及非均质性; 其他区域土体采用分层压实的方法充填。



图1 模型试验架

Fig. 1 Model test apparatus

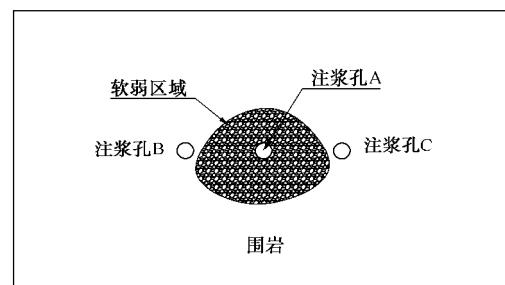


图2 注浆孔及软弱区域布置平面图

Fig. 2 Floor plan of grouting holes and soft area

(2) 注浆材料

注浆材料选用体积比为1:1的水泥-水玻璃浆液。水泥浆液选用425硅酸盐水泥, 水灰比1:1; 水玻璃溶液波美度为38。

1.4 注浆孔布置及注浆方案

注浆孔A位于模型架中心位置, 注浆孔B及注浆孔C位于注浆孔A两侧30 cm处。浆液从注浆底端注入地层, 平均注浆速率为2.5 L/min, 注浆终压为0.6 MPa。注浆孔A、注浆孔B及注浆孔C依次注浆, 间隔时间不少于14 h。

2 试验数据分析

2.1 浆脉特征分析

注浆初期, 注浆孔A周边围岩处于自然堆积状态, 孔隙比及压缩系数均较大, 易于压缩。据图3知, 注浆孔A周边为浆泡结石体, 无显著劈裂浆脉。上述现象表明注浆孔A注浆过程中, 浆液主要通过鼓泡挤密的方式进行扩散。

据图4知, 注浆孔B周边存在浆泡与浆脉, 浆泡体积显著小于注浆孔A周边浆泡体积, 浆脉厚度较大且延展较远, 呈板状。上述现象表明: ①注浆孔B注

浆过程中, 开始注浆时为鼓泡挤密阶段, 当注浆压力达到起劈压力后, 进入劈裂流动扩散阶段; ②通过注浆孔 A 注浆使其周边松软围岩的孔隙比显著减小, 均质性提高。



图 3 注浆孔 A 周边浆泡

Fig. 3 Grouting bulb around grouting hole A



图 4 注浆孔 B 周边浆脉

Fig. 4 Grouting fracture around grouting hole B

据图 5 知, 注浆孔 C 周边无明显浆泡, 浆脉较多且其厚度较小, 延展较差, 呈线状。上述现象表明: ①注浆孔 C 注浆过程中, 浆液以劈裂流动扩散为主; ②通过注浆孔 A 及注浆孔 B 注浆后, 被注围岩孔隙比及压缩系数显著减小。



图 5 注浆孔 C 周边浆脉

Fig. 5 Grouting fracture around grouting hole C

2.2 注浆压力分析

据图 6 知, 注浆孔 A 注浆过程中, 注浆压力曲线无显著劈裂特征点(注浆压力急剧下降点), 表明浆液主要以鼓泡挤密的方式扩散; 注浆压力升高缓慢表明围岩易于压缩; 达到注浆终压所需时间长达 24 min 表明大量浆液被注入围岩。上述现象与注浆孔 A 周围围

岩处于自然堆积状态, 孔隙比及压缩系数均较大, 易于压缩的特征相吻合。

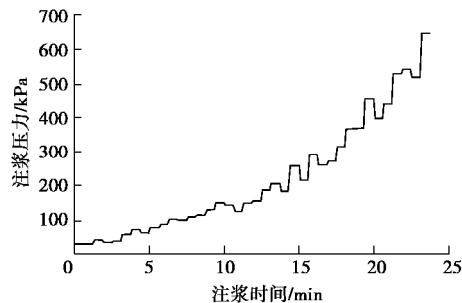


图 6 注浆孔 A 注浆压力曲线

Fig. 6 Curve of grouting pressure of grouting hole A

据图 7 知, 注浆孔 B 注浆过程中, 注浆前期, 注浆压力增长较慢, 注浆后期注浆压力增长较快; 注浆压力曲线具有劈裂特征点; 达到设计注浆终压所需时间为 11 min。上述现象表明: ①开始注浆时为鼓泡挤密阶段, 当注浆压力大于起劈压力后, 进入劈裂流动扩散阶段; ②浆脉厚度较大且延展较好; ③通过注浆孔 A 注浆使薄弱区域围岩孔隙比及压缩系数显著减小, 围岩的均质性提高。

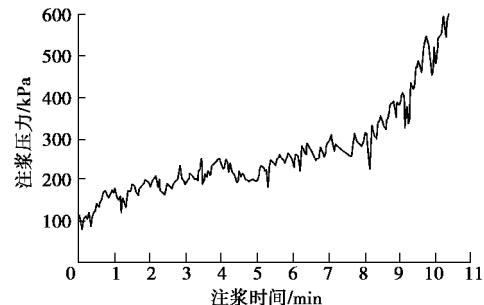


图 7 注浆孔 B 注浆压力曲线

Fig. 7 Curve of grouting pressure of grouting hole B

据图 8 知, 注浆孔 C 注浆过程中, 注浆压力迅速升高, 在 5 min 内即达到注浆终压; 注浆压力曲线具有较多的劈裂特征点。上述现象表明: 注浆孔 B 注浆过程中, 浆液以劈裂流动扩散为主; 经过注浆孔 A 及注浆孔 B 注浆加固后, 被注围岩孔隙比及压缩系数显著降低。

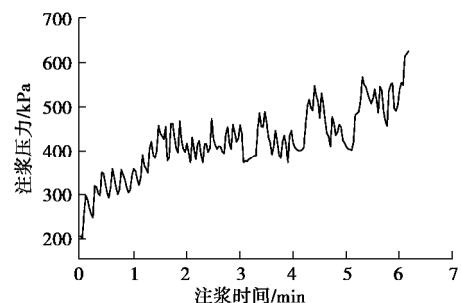


图 8 注浆孔 C 注浆压力曲线

Fig. 8 Curve of grouting pressure of grouting hole C

2.3 注浆加固前后围岩参数分析

(1) 取样方法

注浆加固前后, 在每个注浆孔的4个方位各采集一个试样, 用以测试其孔隙比及压缩系数。试样的采集位置与其紧邻注浆孔的距离为10 cm且无浆脉或渗入浆液分布, 从而避免注浆加固距离、浆脉自身对于试验结果的影响。

(2) 测试方法

试验仪器采用三联固结仪, 试样面积为30 cm², 高度为2 cm。加载顺序为50, 100, 200 kPa。当每小时变形量小于0.005 mm时, 施加下级荷载, 并记录每级荷载下的变形量。

(3) 注浆加固前后围岩孔隙比及压缩系数分析

表1为注浆前后, 围岩的孔隙比及压缩系数。

表1 注浆前后围岩孔隙比及压缩系数

Table 1 Void ratios and compressibility coefficients of surrounding rock before and after grouting

注浆孔编号	试样编号	注浆加固前		注浆加固后	
		孔隙比 e	压缩系数 a_{1-2}/MPa^{-1}	孔隙比 e	压缩系数 a_{1-2}/MPa^{-1}
注浆孔A	A-1	0.92	0.53	0.48	0.12
	A-2	0.91	0.53	0.49	0.12
	A-3	0.93	0.52	0.47	0.11
	A-4	0.90	0.54	0.47	0.11
注浆孔B	B-1	0.68	0.34	0.49	0.12
	B-2	0.69	0.32	0.53	0.14
	B-3	0.66	0.31	0.52	0.13
	B-4	0.66	0.33	0.53	0.14
注浆孔C	C-1	0.67	0.30	0.51	0.13
	C-2	0.66	0.31	0.49	0.12
	C-3	0.67	0.33	0.53	0.13
	C-4	0.65	0.36	0.52	0.13

据表1知, 注浆前围岩的孔隙比及压缩系数差异性较大, 具有显著的各向异性及非均质性: 注浆孔A周边围岩孔隙比大于0.9, 压缩系数大于0.5 MPa⁻¹, 属于高压缩性土; 注浆孔B及注浆孔C周边围岩孔隙比为0.65~0.69, 压缩系数系数为0.31~0.36 MPa⁻¹, 属于中压缩性土。注浆后围岩的孔隙比及压缩系数均显著降低且均质性显著提高: 所有试样的孔隙比为0.47~0.53, 压缩系数为0.11~0.14 MPa⁻¹, 接近与低压缩性土的压缩系数判定指标($a_{1-2}<0.1 \text{ MPa}^{-1}$ 属低压缩性土)。上述现象说明: 相同的注浆压力作用下, 不同孔隙比的土体(成分相同)具有相似的注浆加固效果。注浆孔A位于注浆孔B及注浆孔C之间, 受到反复注浆加固作用, 其周边围岩孔隙比及压缩系数整

体上较注浆注浆孔B及注浆孔C周边围岩要低, 说明反复注浆可以改善注浆加固效果。

2.4 围岩压缩性与注浆模式分析

随着注浆施工的推进, 被注围岩孔隙比及压缩系数逐渐减小。注浆压力变化规律与浆液扩散形式与围岩性质密切相关, 通过分析浆液扩散形式与注浆扩散规律可判定围岩性质。

(1) 高压缩性围岩

浆液在高压缩性围岩内主要通过鼓泡挤密的方式扩散, 注浆压力增长缓慢, 达到设计注浆终压所需时间最长, 注浆量最大。

(2) 中压缩性围岩

浆液在中压缩性围岩内扩散时, 注浆开始阶段通过鼓泡挤密的方式扩散, 注浆压力增长缓慢, 注浆后期通过劈裂流动的方式扩散, 注浆压力增长较快。达到设计注浆终压所需时间较长, 注浆量较大。浆脉呈现厚度较大, 延展较远, 板状的特征。

(3) 低压缩性围岩

浆液在低压缩性围岩内主要通过劈裂流动的方式扩散, 注浆压力快速增大, 注浆压力剧烈波动, 在较短的时间内即可达到注浆设计终压, 所需注浆量较小。浆脉呈现厚度较小, 延展较差, 线状的特征。

3 理论分析

注浆模型试验及现场注浆实践均表明围岩压缩系数与注浆压力变化规律密切相关。考虑到围岩的系数与浆脉厚度呈正向关性。因此, 通过研究浆脉厚度对于注浆压力的影响即可获得浆液劈裂流动阶段围岩压缩系数对于注浆压力的影响规律。

3.1 理论模型

浆脉的空间展布状态受围岩特征、浆液理化性质、注浆工艺等因素影响, 极其复杂, 难以通过理论分析进行定量化。为此, 将浆脉简化为平直裂缝, 见图9。研究表明, 牛顿流体在平直裂缝内径向流动时, 注浆压力 p_c 与扩散半径 R 满足^[16]:

$$p_c = \frac{6qm}{\pi d^3} \ln \frac{R}{r_c} + p_s \quad (1)$$

式中, p_c 为注浆压力, R 为扩散半径, r_c 为注浆孔半径, d 为浆脉厚度, q 为注浆速度, p_s 为浆脉劈裂扩展中尖端阻力。

当 dr 趋于0时, 内半径为 r , 外半径为 $r+dr$ 的圆环区域内的浆液黏度可视为常数。

圆环内浆液流动等效于注浆孔半径为 r , 扩散半径为 $r+dr$ 的注浆。据此, 应用式(1)求得扩散半径 r 处, 注浆压力梯度为

$$dp = \frac{6qm(r)}{\pi d^3} \ln \frac{r+dr}{r} \quad . \quad (2)$$

已知

$$\lim_{x \rightarrow 0^+} \ln \left(1 + \frac{dr}{r} \right) = \frac{dr}{r} \quad . \quad (3)$$

将式(3)代入式(2)得

$$dp = \frac{6qm(r)}{\pi d^3} \frac{dr}{r} \quad . \quad (4)$$

将式(4)在区间 $[r_c, R]$ 积分, 即可得到注浆压力计算公式:

$$p_c = 6 \int_{r_c}^R \frac{qm(r)}{\pi d^3} dr + p_s \quad . \quad (5)$$

注浆过程中, 往往采用恒定注浆流量注浆。浆液由注浆孔底部开始混合, 当扩散半径为 r 时所需时间为

$$t = \pi d \frac{r^2 - r_c^2}{q} \quad . \quad (6)$$

水泥浆($W/C=1:1$)与玻璃体体积比 $1:1$ 时, C-S浆液黏度时变方程为

$$m = 0.003182t^{2.23} \quad . \quad (7)$$

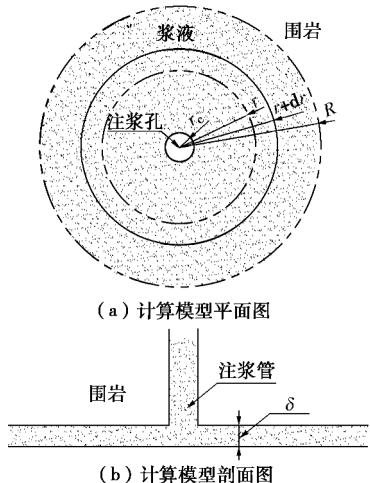


图9 注浆压力理论计算模型

Fig. 9 Theoretical model for grouting pressure

假定注浆单液与水玻璃在注浆孔处开始混合, 则浆液反应时间可用式(6)获得。将式(6)、(7)带入式(5)得水泥浆($W/C=1:1$)与玻璃体体积比 $1:1$ 时, C-S浆液注浆压力计算公式为

$$p_c = 6 \int_{r_c}^R \frac{3.182 \left(\frac{\pi d}{q} \frac{r^2 - r_c^2}{1000 \pi d^3} \right)^{2.23} dr + p_s}{\pi d^3} \quad . \quad (8)$$

式(8)较为复杂, 难以得到解析解, 因此可通过计算机得到数值解。

扩散半径 R 与注浆时间 T 满足:

$$T = \frac{\pi (R^2 - r_c^2) d}{q} \quad . \quad (9)$$

通过式(8)、(9)即可就得注浆压力与注浆时间之间的关系。

3.2 参数分析

图10为注浆速度 $q=40\text{ L/min}$ 注浆孔半径 $r_c=5\text{ cm}$, 尖端阻力 $p_s=0.5\text{ MPa}$ 时, 不同浆脉厚度条件下, 注浆压力随时间变化曲线。

据图10知: 随着浆脉厚度越大, 注浆压力增长速度明显减慢, 这与注浆压力增速随着围岩孔隙比及压缩系数增大而较小这一现象相吻合。对于相同的注浆终压, 浆脉厚度较大时所需注浆时间较长, 这与达到注浆终压所需时间随围岩孔隙比及压缩系数增大而增大这一现象相吻合。显然, 实际注浆工程中, 注浆压力不能无限制增加, 当注浆压力导致地层中主应力方向改变或阻力较小的软弱区域或界面时, 则已有劈裂通道停止扩展, 新劈裂通道生成, 即浆液在孔隙比及压缩系数较大的围岩内以劈裂方式进行扩散时, 两次劈裂间隔时间较长, 注浆压力波动较小; 在孔隙比及压缩系数较小的围岩内以劈裂方式进行扩散时, 两次劈裂间隔时间较短, 注浆压力波动幅度较大, 这与注浆模拟试验及现场试验相吻合。

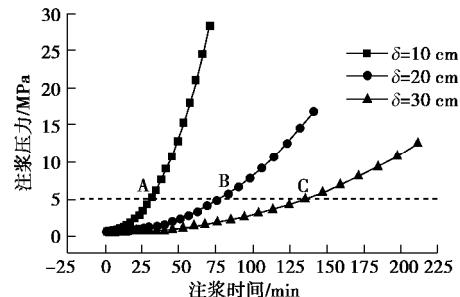


图10 注浆压力曲线

Fig. 10 Curves of grouting pressure under different values of δ

4 现场试验

4.1 工程概况

永莲隧道F2断层穿经K91+350里程, 走向SSE, 与隧道轴向 45° 相交, 倾向E, 倾角 84° , 断层宽度 $15\sim35\text{ m}$, 延伸长度 520 m , 地表为沟谷, 断层带内岩体张开裂隙发育, 胶结较差, 岩体破碎, 取芯率 $55\% \sim 65\%$, $RQD < 10$, F2断层分别在进口左洞ZK91+313—ZK91+364、进口右洞在YK91+389—YK91+425附近与隧道相交。进口左洞ZK91+316里程处掌子面右侧连续发生8次涌水突泥事故, 总突泥量超过 14300 m^3 ; 进口右洞YK91+370—YK91+380里程段连续发生突泥突水7次, 累积突泥量 19500 m^3 。多次突泥突水后, 进口右洞YK91+371—YK91+389

上方设计线内侧 20 m 附近出现明显的地表塌陷, 地陷处山顶标高与隧道设计标线高差约 190 m, 地陷呈不规则椭圆形, 面积约 2000 m², 深度约 30 m。

4.2 注浆方案

针对永莲隧道进口左、右洞突泥和塌方情况及 F2 断层地质特点分析, 提出先探测后注浆、帷幕注浆加固与塌穴塌腔充填相结合的综合治理方案。为便于分析, 本文仅研究左洞第一循环全断面帷幕注浆。现场钻孔布置见图 11。

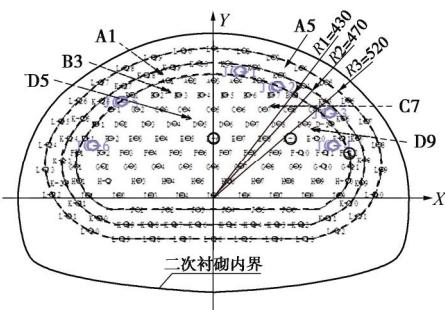


图 11 现场钻孔布置图

Fig. 11 Layout of site grouting holes

(1) 注浆加固范围

注浆圈止水加固厚度主要应满足注浆堵水和施工安全要求。经过对现场环境条件并结合工程经验, 注浆加固区范围为隧道开挖轮廓线外 8 m。

(2) 浆液扩散半径

浆液扩散半径可根据堵水和围岩加固要求、隧道地质特点及注浆材料的物理特性, 根据工程经验和工程类比, 确定注浆扩散半径为 1.5~2 m。

(3) 注浆材料及配比

根据地层的地质特征及注浆过程中实际需求, 采用速凝类的水泥-水玻璃浆液及新型可控速凝膏状体注浆材料 (GT-1) 为主要注浆材料, 水泥单液浆为辅助注浆材料。水泥单液使用 42.5R 普通硅酸盐水泥, 水灰比为 1:1。水玻璃浓度要求在 35~42 Be 之间, 模数控制在 2.3~3.0 之间。为保证双液注浆后胶凝体的结石强度, 注浆中水泥水玻璃体积一般比在 1:1~3:1 之间, 每次注浆前都要进行双液浆凝固配比试验, 以准确掌握水泥-水玻璃浆液的凝固时间和固结体强度。可控速凝膏状体注浆材料 (GT-1) 初凝时间为 45~1800 s, 根据注浆需求, 现场调配。

(4) 注浆压力

为了达到浆液的有效扩散, 实现浆液对软弱围岩的劈裂和挤密作用, 该段采用高压注浆的方式, 注浆压力为 3~4 MPa, 具体压力值可根据注浆段长、现场注浆条件及施工需要实时调整。

(5) 注浆顺序

按序孔从外圈向里圈、自上而下进行钻孔注浆。每环注浆孔先施工奇数编号注浆孔, 然后施工偶数编号注浆孔, 偶数编号注浆孔同时可作为注浆检查孔。

(6) 注浆结束标准

注浆结束标准以定压为主, 注浆压力达到设计终压并稳定后, 即可结束该孔注浆; 当设计孔全部达到结束标准并注浆效果检查合格时, 即结束本循环注浆。

(7) 注浆效果评价

注浆区域开挖过程中围岩稳定好, 无任何坍塌及突涌水灾害发生, 有效控制了开挖引起的断层松软带岩体变形, 达到了加固堵水的治理目的。

4.3 注浆压力及浆液扩散特征

因土质围岩孔隙较小, 水泥-水玻璃浆液、新型可控速凝膏状体注浆材料 (GT-1) 及水泥单液浆均为颗粒类浆液难以通过渗透的方式进入围岩, 故浆液主要以鼓泡挤密 (充填) 或劈裂流动的方式进行扩散。

(1) 浆脉特征

浆液作为一种流体, 必然具有优先向围岩内空腔, 软弱区域及优势结构面扩散的趋势。因隧道发生过多次突水突泥, 围岩初始状态受到严重破坏: ①部分区域土体泥化严重, 呈软流塑一流塑状态; ②部分区域土体随泥水流失使围岩内部形成若干较大的泥水充填空腔; ③突水突泥影响区域内初始应力场发生较大改变, 围岩所受围压减小, 围岩整体密度减小。故注浆施工前期, 浆液主要挤密软流塑一流塑状态的围岩, 充填空腔。因此, 注浆前期浆泡形状由软流塑一流塑区域及空腔的决定, 浆泡体积往往较大, 呈块状, 见图 12。



图 12 注浆施工前期浆泡

Fig. 12 Grouting bulb during grouting phase

注浆施工中期, 软流塑一流塑状态围岩得到初步挤密, 泥水空腔被浆液充填, 围岩整体密度均得到初步提高, 但仍处于易于压缩的状态。开始注浆时为鼓泡挤密阶段, 当注浆压力大于起劈压力后, 进入劈裂流动扩散阶段。浆脉呈现厚度较大, 延展较远, 呈板

状的特征, 见图 13。



图 13 注浆施工中期浆脉

Fig. 13 Grouting fracture during grouting metaphase

注浆施工中期后, 围岩的孔隙比及压缩系数显著减小, 难以压缩。故注浆施工后期, 浆液主要以劈裂流动方式扩散。浆脉呈现厚度较小, 延展较差, 呈线状的特征, 见图 14。



图 14 注浆施工后期浆脉

Fig. 14 Grouting fracture during grouting anaphase

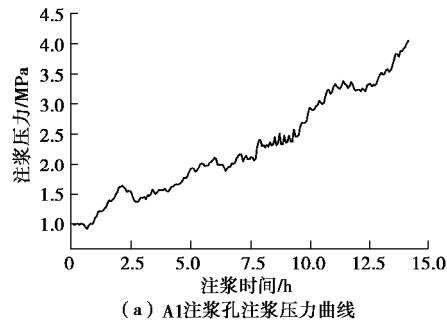
(2) 注浆压力变化特征

注浆施工中, 水泥-水玻璃浆液及新型可控速凝膏状体注浆材料 (GT-1) 为主要注浆材料, 两者均为速凝类注浆材料, 具有相似的注浆压力变化特征。为使注浆压力变化曲线具有较强的代表性, 选取注浆施工前期, 中期及后期的典型注浆压力曲线进行分析。

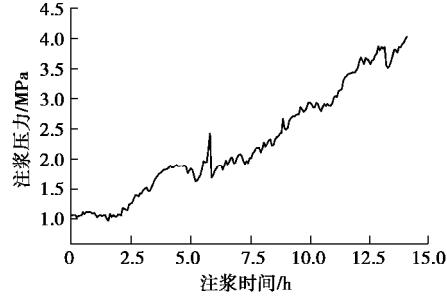
浆液挤密软流塑一流塑态围岩或充填空腔时扩散阻力最小; 注浆压力作用下, 软流塑一流塑态围岩体积减小较大且围岩内部空腔往往也较大。故注浆施工初期, 浆液主要通过鼓泡挤密或充填空腔的方式进行扩散; 注浆压力增长较慢, 无显著劈裂特征点, 达到设计注浆终压所需时间较长, 所需注浆量较大, 见图 15。

注浆施工中期, 软流塑一流塑状态围岩得到初步挤密, 围岩内部空腔得到充填, 浆液扩散阻力较注浆初期有所减增大。故注浆施工中期浆液以鼓泡挤密, 劈裂流动扩散为主; 注浆压力增长较快, 具有劈裂特征点, 达到设计注浆终压所需时间较注浆施工初期显著缩短, 见图 16。

见图 16。



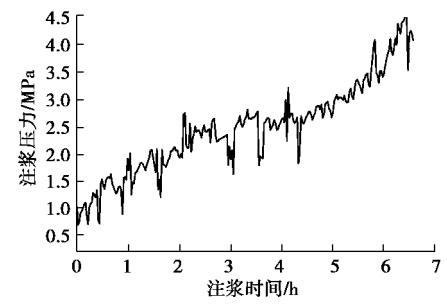
(a) A1注浆孔注浆压力曲线



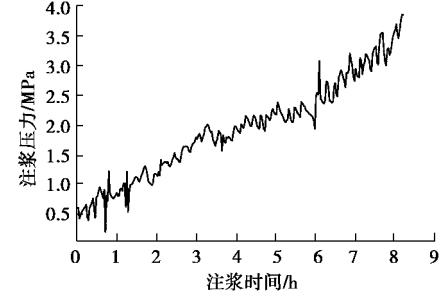
(b) A5注浆孔注浆压力曲线

图 15 注浆过程前期注浆压力曲线

Fig. 15 Curves of grouting pressure during grouting prophase



(a) B3注浆孔注浆压力曲线



(b) C7注浆孔注浆压力曲线

图 16 注浆施工中期注浆压力曲线

Fig. 16 Curve of grouting pressure during grouting metaphase

实际注浆施工时, 设计注浆终压受到埋深 (上覆压力) 影响。埋深越大, 则允许注浆终压就愈大, 注浆加固效果就更为显著。永莲隧道埋深达 190 m, 上覆压力较大, 故可以较高的注浆终压实现较好的注浆加固效果。注浆施工后期, 围岩的孔隙比及压缩系数显著减小, 难以压缩, 浆液扩散距离显著减小。故注浆工程后期注浆压力快速增大且剧烈波动, 在较短的

时间内即可达到设计注浆终压, 见图 17。

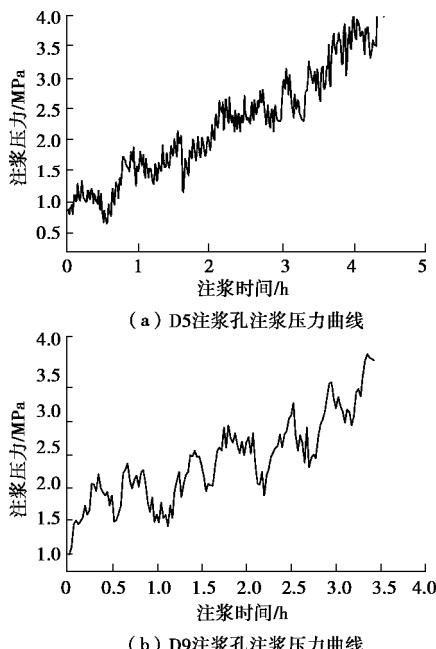


图 17 注浆施工后期注浆压力曲线

Fig. 17 Curves of grouting pressure during grouting anaphase

5 讨 论

实际注浆地层结构复杂多变, 注浆加固效果与注浆压力紧密关。当地层内不存在较大孔洞、局部软弱区域, 埋深较浅时或受到地表隆起、衬砌变形限制等因素制约, 没有条件采用较高的注浆压力时, 文中所提及的 3 种注浆压力变化规律将缺失其中的一种或两种。因此, 当采用注浆过程中的注浆压力变化规律分析注浆施工不同阶段的注浆加固效果或动态调整注浆参数时, 应充分结合工程地质条件, 注浆终压等诸多因素影响。浆液黏度时变性是影响注浆压力变化规律的重要因素。本文的研究基于具有黏度时变性的水泥-水玻璃浆液, 对于黏度时变性不显著浆液的注浆工程适用性有待研究。

6 结 论

(1) 注浆压力变化规律及浆液扩散形式是围岩性质, 浆液理化性质及注浆工艺等因素的综合反映, 通过分析注浆压力变化规律及浆液扩散形式可获取不同注浆施工阶段的围岩性质, 并与前期的水分地质分析结果进行相互验证, 为施工过程中的注浆参数的动态调整提供依据。

(2) 考虑浆液黏度时变特性, 推导出注浆压力计算公式, 分析了围岩压缩性对于注浆压力及劈裂间隔时间的影响规律。

(3) 浆液在高压缩性围岩内主要通过鼓泡挤密的

方式扩散, 注浆压力增长缓慢, 达到设计注浆终压所需时间最长, 注浆量最大。

(4) 浆液在中压缩性围岩内扩散时, 注浆开始阶段通过鼓泡挤密的方式扩散, 注浆压力增长缓慢, 注浆后期通过劈裂流动的方式扩散, 注浆压力增长较快。达到设计注浆终压所需时间较长, 注浆量较大。浆脉呈现厚度较大, 延展较远, 呈板状的特征。

(5) 浆液在低压缩性围岩内主要以劈裂流动的方式扩散, 注浆压力快速增大, 注浆压力剧烈波动, 在较短的时间内即可达到注浆设计终压, 所需注浆量较小。浆脉呈现厚度较小, 延展较差, 呈线状的特征。

参考文献:

- [1] 张庆松, 韩伟伟, 李术才, 等. 灰岩角砾岩破碎带涌水综合注浆治理[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(12): 2412 - 2419. (ZHANG Qing-song, HAN Wei-wei, LI Shu-cai, et al. Comprehensive grouting treatment for water gushing analysis in limestone breccias fracture zone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(12): 2412 - 2419. (in Chinese))
- [2] 孙 锋, 张顶立, 陈铁林. 基于流体时变性的隧道劈裂注浆机理研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 88 - 93. (ZHANG Feng, ZHANG Ding-li, CHEN Tie-lin. Fracture grouting mechanism in tunnels based on time-dependent behaviors of grout[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 88 - 93. (in Chinese))
- [3] 周书明, 陈建军. 软流塑淤泥质层地铁区间隧道劈裂注浆加固[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 222 - 224. (ZHOU Ming-shu, CHEN Jian-jun. Hydro fracture grouting in soft flowing mucky ground for a metro tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(2): 222 - 224. (in Chinese))
- [4] 邹金锋, 安爱军, 邓宗伟, 等. 深厚软土地区长钻孔灌注桩后注浆试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2011, 42(3): 823 - 828. (ZOU Jin-feng, AN Ai-jun, DENG Zong-wei, et al. Post-grouting in-situ of length bored pile in deep soft regions[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2011, 42(3): 823 - 828. (in Chinese))
- [5] 张民庆, 张文强, 孙国庆. 注浆效果检查评定技术与应用实例[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊 2): 3909 - 3918. (ZHANG Min-qing, ZHANG Wen-qiang, SUN Guo-qing. Evaluation technique of grouting effect and its application to engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(S2): 3909 - 3918. (in Chinese))

- Chinese))
- [6] WANG S Y, CHAN D H, LAM K C, et al. A new laboratory apparatus for studying dynamic compaction grouting into granular soils[J]. *Soils and Foundations*, 2013, **53**(3): 462 - 268.
- [7] 魏立巍, 秦英译, 唐新建, 等. 数字钻孔摄像在小浪底帷幕灌浆检测孔中的应用[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(4): 843 - 848. (WEI Li-wei, CAI Ying-ji, TANG Jian-xin, et al. Application of digital borehole camera to quality test boreholes for grout curtain in Xiaolangdi Water Control Project[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(4): 843 - 848. (in Chinese))
- [8] 姜春露, 姜振泉, 刘盛东, 等. 多孔岩石化学注浆过程中视电阻率变化试验[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2013, **44**(10): 4202 - 4207. (JIANG Chun-lu, JIANG Zhen-quan, LIU Sheng-dong, et al. Experiment on apparent resistivity changes in porous rock chemical grouting process[J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2013, **44**(10): 4202 - 4207. (in Chinese))
- [9] 程盼, 邹金锋, 罗恒, 等. 松散填土层中注浆效果检测方法试验研究[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2013, **44**(9): 3800 - 3806. (CHENG Pan, ZOU Jin-feng, LUO Heng, et al. Experimental research on detection method of grouting effect in loose filled soil[J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2013, **44**(9): 3800 - 3806. (in Chinese))
- [10] 刘学彦, 袁大军. 泥水劈裂试验伸展现象的力学分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, **32**(7): 1434 - 1442. (LIU Xue-yan, YUAN Da-jun. Mechanical analysis of slurry fracturing propagation phenomenon[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(7): 1434 - 1442. (in Chinese))
- [11] 孙锋, 张顶立, 陈铁林. 基于流体时变性的隧道劈裂注浆机理研究[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(1): 88 - 93. (ZHANG Feng, ZHANG Ding-li, CHEN Tie-lin. Fracture grouting mechanism in tunnels based on time-dependent behaviors of grout[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(1): 88 - 93. (in Chinese))
- [12] 王玉平, 朱宝龙, 陈强. 饱和黏性土劈裂注浆加固室内试验[J]. *西南科技大学学报*, 2010, **25**(3): 72 - 75. (WANG Yu-ping, ZHU Bao-long, CHEN Qiang. Splitting grouting laboratory test of the saturated clay[J]. *Journal of Southwest University of Science and Technology*, 2010, **25**(3): 72 - 75. (in Chinese))
- [13] 张忠苗, 邹健, 贺静漪, 等. 黏土中压密注浆及劈裂注浆室内模拟试验分析[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(12): 1818 - 1824. (ZHANG Zhong-miao, ZOU Jian, HE Jing-yi, et al. Laboratory tests on compaction grouting and fracture grouting of clay[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(12): 1818 - 1824. (in Chinese))
- [14] 程盼, 邹金锋, 李亮, 等. 冲积层中劈裂注浆现场模型试验[J]. *地球科学(中国地质大学学报)*, 2013, **38**(3): 649 - 654. (CHENG Pan, ZOU Jin-feng, LI Liang, et al. Experiment of fracture grouting in alluvium with physical model[J]. *Earth Science (Journal of China University of Geosciences)*, 2013, **38**(3): 649 - 654. (in Chinese))
- [15] 李鹏, 张庆松, 张霄, 等. 基于模型试验的劈裂注浆机制分析[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(11): 3221 - 3230. (LI Peng, ZHANG Qing-song, ZHANG Xiao, et al. Laboratory tests on compaction grouting and fracture grouting of clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(11): 3221 - 3230. (in Chinese))
- [16] 《岩土注浆理论与工程实例》协作组. *岩土注浆理论与工程实例*[M]. 北京: 科学出版社, 2001. (Research Group of Grouting Theories and Case Histories. *Grouting theories and case histories*[M]. Beijing: Science Press, 2001. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707013

考慮非均衡吸附的多孔介质中循环注入污染物运移规律

郭志光, 白冰*

(北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘要: 由经典的吸附解吸作用下污染物运移控制方程出发, 将 Freundlich 线性等温吸附模型中溶质浓度上升、下降过程视为吸附、解吸过程, 从而建立了非均衡吸附问题理论模型; 并给出了累计质量分数及相对浓度的相关表达。利用 Comsol Multiphysics 数值分析方法讨论了三角函数、高斯脉冲函数循环注入下污染物运移规律, 结果表明: 吸附、解吸平衡常数的差值对污染物吸附量有较大影响, 其值越大吸附量则越大; 随着弥散度的增大, 穿透曲线峰值有先增大后减小趋势, 且穿透过程越久。此外, 对于连续注入, 注入时间存在一个临界值, 小于该值时溶质浓度峰值随注入时间的增大而增大, 而大于该值时溶质浓度峰值恒等于注入浓度平均值; 且注入时间越大峰值出现时刻越晚; 而相对浓度随注入时间的增大而减小。

关键词: 污染物运移; 循环注入; 非均衡吸附; 多孔介质; 迁移过程

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1267-06

作者简介: 郭志光(1987-), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程等方面的研究工作。E-mail: zguo_87@126.com。

Transport laws of contaminant in porous media considering non-equilibrium adsorption under cyclic injection

GUO Zhi-guang, BAI Bing

(School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: According to the classical equations for contaminant transport considering the effect of adsorption and desorption, a theoretical model for non-equilibrium adsorption is obtained by regarding the Freundlich linear isotherm as an adsorption and desorption process. Then, the relevant expressions for the cumulative mass fraction and the relative concentration are given correspondingly. The transport laws of contaminant are analyzed by Comsol Multiphysics for the cyclic injection of the trigonometric function and Gauss pulse function. The results show that there is an obvious impact on the adsorption capacity of contaminant due to the difference between the constant of adsorption and desorption. The adsorption amount increases with the increase of the difference. On the other hand, with the increase of the dispersivity, the peak of breakthrough curve has a decreasing trend at first and then increases. Also, the penetration process increases with the increase of the dispersivity. In addition, there is a critical value of injection time, below which the breakthrough peak increases with the increase of the injection time. Beyond this threshold, it maintains a steady state and is equal to the injection concentration of pollutant.

Key words: contaminant transport; cyclic injection; non-equilibrium adsorption; porous medium; migration process

0 引言

近年来, 环境问题日益受到人们的关注。城市生活垃圾的填埋、石油和天然气的开采以及核废料的深埋处置等工程活动不同程度地影响着环境。多孔介质中悬浮颗粒迁移特性的研究在评价和预测人类各种工程作用下岩土渗透特性及物质迁移规律等方面有重要的研究意义, 是当前环境岩土工程迫切需要解决的问题^[1-3]。

关于多孔介质中污染物运移过程及机理的研究已开展了较多的工作。Bai 等^[4]利用 Laplace 及 Fourier 变换, 给出了饱和半无限多孔介质中溶质运移的解析

解。Wang 等^[5-6]提出了一种短脉冲注入下污染物在多孔介质中的迁移及沉积特性的数学模型。Altoe 等^[7]讨论了深层污染物迁移及污染物尺寸的阻滞作用下的数学模型, 通过土柱试验与传统模型进行了对比。Cinzia 等^[8]利用软件 Modflow 考虑非均匀地下水水流场, 模拟了地质处置库中远场核素的迁移过程; 并讨论了分布系数及水力梯度的影响。Marco 等^[9]通过采用任

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51678043, 51478034)

收稿日期: 2016-04-15

*通讯作者 (E-mail: baibing66@263.net)

意拉格朗日-欧拉 (ALE) 处理粒子运动的有限元方法求解控制方程, 提出了在无限雷诺数下对悬浮在泊肃溢流下黏弹性流体粒子迁移的二维数值模拟。Villone 等^[10]利用三维任意拉格朗日欧拉有限元方法, 数值模拟了在牛顿和 Giesekus 黏弹性流体的剪切流中一个球形 neo-Hookean 弹性悬浮粒子的变形和交叉流线的迁移问题。陈云敏等^[11-12]阐述了污染物迁移击穿防污屏障的内在机理; 建立了污染物在层状土中的一维扩散模型, 并通过分离变量法得到了其解析解。李华伟等^[13]给出了循环浓度作用下污染物在多孔介质内部迁移过程的求解方法。白冰等^[14]对多孔介质中悬浮颗粒在渗透作用下不同颗粒粒径及注入浓度、不同渗透速度及方向的迁移过程进行了研究。陈星欣等^[15]通过室内土柱试验探讨了悬浮颗粒的浓度对其在饱和多孔介质中迁移和沉积特性的影响。

污染物的不连续排放问题越来越受到学者们的关注, 如定期释放或排出循环浓度的污染物, 其引起的多孔介质中污染过程及其处理过程在化学工业、石油工业、医药工业中是一类典型的问题^[13-16]。同时, 针对污染物迁移过程中吸附问题的研究一直备受关注。为此, 本文根据 Freundlich 线性等温吸附模型的物理含义, 提出了一个非均衡吸附的理论模型; 依据累计质量分数及相对浓度, 可有效地对污染物迁移中的吸附程度进行评价。并利用 Comsol Multiphysics 数值分析方法, 对两种不同循环注入方式的污染物迁移问题进行了模拟。

1 控制方程

一维情形下, 考虑吸附解吸作用的水动力对流-弥散方程为^[1-4]

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_x \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u_x \cdot \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{r_b}{n} \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \quad (1)$$

式中 C 为溶质浓度, 表示流体中污染物的浓度 (ML^{-3}); S 为吸附浓度, 表示单位质量多孔介质中固相所吸附溶质的质量 (MM^{-1}); x 为污染物迁移的位移 (L); t 为迁移过程的时刻 (T); u_x 为多孔介质中流体的实际流速 (LT^{-1}); D_x 为水动力弥散系数 (L^2T^{-1}), $D_x = a_x \cdot u_x$, a_x 为水动力弥散度 (L); r_b 为单位体积多孔介质中固相的质量, 即体积干密度 (ML^{-3}); n 为孔隙率。

假设污染物吸附为平衡吸附, 吸附平衡系数为吸附解吸过程中的综合平衡常数, 那么由 Freundlich 经验模型^[8, 17-18], 可知线性均衡吸附时, 吸附浓度 S 与溶质浓度 C 的关系, $S = k_d \cdot C$; 其中, k_d 为平衡常数 (L^3M^{-1})。如图 1 所示。

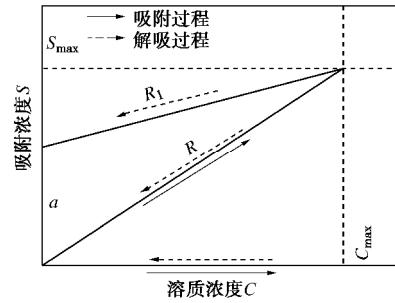


图 1 吸附-解吸过程示意图

Fig. 1 Adsorption-desorption process

图 1 表明, 均衡吸附时, 吸附浓度 S 随着溶质浓度 C 的增大而增大、减小而减小; 且同时达到最大值、最小值。故可将溶质浓度增大阶段看作为平衡吸附过程(吸附浓度 S 增大), 减小阶段作为平衡解吸过程(吸附浓度 S 减小), 见图 1。显然, 均衡吸附时, 对于污染物迁移的整个过程表现为无吸附, 即吸附浓度 S 最终为零(见图 5)。

那么, 若取一单位体积的多孔介质, 吸附时, 吸附浓度 S 沿 R 变化, 解吸时, 沿平衡常数 k_d 较小的 R_1 变化。如此, 污染物迁移的整个过程表现为非均衡吸附, a 即为最终吸附量。所以, 对于非均衡吸附问题, 可将其看作为两个单独的过程: 吸附过程(吸附平衡常数为 k_d) 和解吸过程(解吸平衡常数为 k_r)。则式(1) 可简化为

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{D_x}{R} \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \frac{u_x}{R} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2)$$

式中, R 为阻滞因子。当 $\partial C / \partial t \geq 0$ 时, $R = 1 + (r_b/n) \cdot k_d$; 当 $\partial C / \partial t < 0$ 时, $R = 1 + (r_b/n) \cdot k_r$ 。

其次, 为了直观地体现污染物的总吸附量, 由累计质量分数及相对浓度概念, 给出孔隙体积数坐标下累计质量分数 M_R (%) 及相对浓度 C_R (%) 的具体表达:

$$M_R = \frac{\int_0^t C(x, t) \cdot u_x \cdot n \cdot S \cdot dt}{m} = \frac{PV \cdot \int_0^{t_p} \mathcal{C}(x, x) \cdot dx}{m} \quad (3)$$

$$C_R = \frac{dM_R}{dt_p} = \frac{\mathcal{C}(x, t_p) \cdot PV}{m} \quad (4)$$

式中 m 为注入污染物总质量; S 为土柱的横截面面积; $1PV$ 为多孔介质的 1 个孔隙体积; t_p 为时间坐标转换为孔隙体积数坐标后的值; \mathcal{C} 为将时间坐标下的浓度 C 转换到孔隙体积坐标下的浓度值。

2 污染物迁移计算模型

考虑一维的多孔介质土柱, 长度 L , 本底浓度为

零, 渗流速度为 u_0 , 流入多孔介质中污染物的浓度为 $C_0(t)$ 。为充分体现非均衡性, 参考已有文献[19, 20], 拟定计算参数: $r_b=2.65 \text{ g/cm}^3$, $L=30 \text{ cm}$, $r=4 \text{ cm}$, $n=0.451$, $a_x=0.9 \text{ m}$, $u_0=0.15 \text{ cm/s}$, $k_d=0.1 \text{ cm}^{-2}$, $k_r=0.06 \text{ cm}^{-2}$ 。

考虑两种不同的浓度注入函数形式, 分别如下所述。

(1) 连续的三角余弦函数^[4]

$$C_0(t) = A \cdot \cos(t) + B \quad , \quad (5)$$

式中, $w=2 \cdot \pi/T$, T 为循环周期。令 $A=B=1$, $j=0$, $T=60 \text{ s}$; 那么注入浓度 C_0 见图 2。

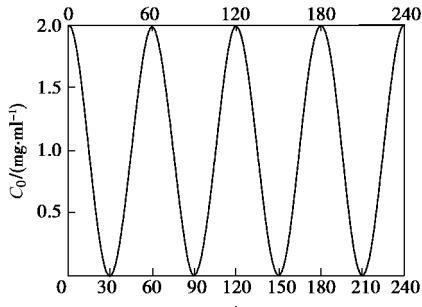


图 2 三角余弦浓度函数

Fig. 2 Trigonometric cosine function of concentration

(2) 间断的高斯脉冲周期函数

$$C_0(t) = f(t - N \cdot T) , \quad \left. \begin{array}{l} f(t) = \frac{A}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{(t-3)^2}{2}} \quad (0 \leq t \leq 6) , \end{array} \right\} \quad (6)$$

式中, N 为循环次数, T 为循环周期。令 $N=1, 2, 3, 4$, $T=60 \text{ s}$, $A=3$, 那么注入浓度 C_0 见图 3。

针对上述两种不同的注入方式, 由式(3)可知, 污染物注入总质量 m 为

$$m = \int_0^{t_0} C_0(t) \cdot u_0 \cdot S \cdot n \cdot dt \quad , \quad (7)$$

式中, t_0 为污染物注入总时间 (T)。

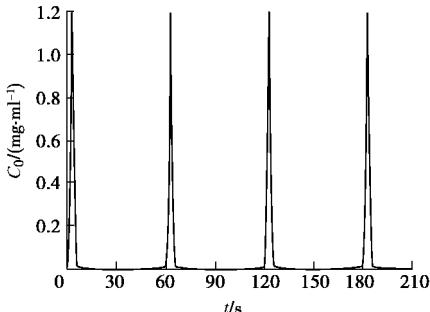


图 3 高斯脉冲浓度函数

Fig. 3 Gauss pulse function of concentration

基于 Comsol Multiphysics 数值分析平台, 编制相应程序, 对上述两种循环浓度污染物运移过程开展了数值模拟。讨论了非均衡吸附时平衡常数、循环周期和幅值、污染物注入时间及土柱不同位置处污染物运

移的规律; 以及均衡吸附时持续注入恒定浓度污染物问题的解析解与本文数值解的对比验证。

3 数值模拟结果及分析

3.1 三角余弦注入

模型参数见第 2 节。不同位置处污染物运移规律见图 4 (a); 当水动力弥散度 a_x 变化时, 土柱底污染物运移规律见图 4 (b)。

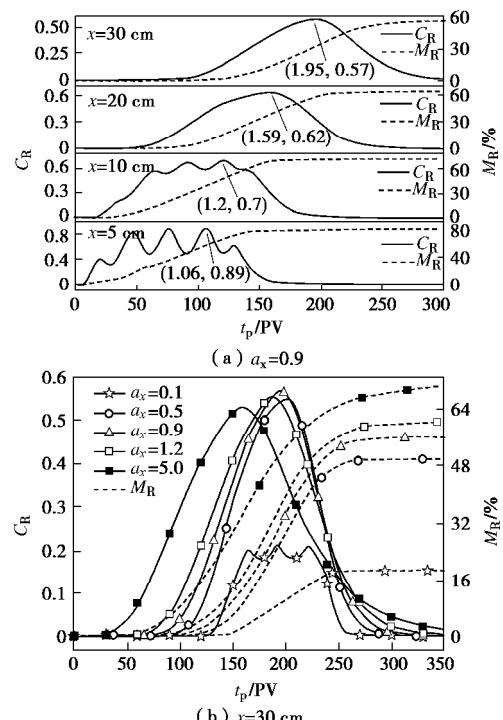


图 4 污染物运移规律

Fig. 4 Transport laws of contaminant

图 4 (a) 可以看出, 随着迁移距离的增大, 污染物浓度幅值的周期变化越不明显; 浓度峰值不断变小, 其出现的时刻越来越晚; 吸附量不断增大, 通过 5 cm 处污染物质量为总注入质量的 79.24%, 而最终穿透土柱的质量为 55.72%。图 4 (b) 表明, 当其他参数不变时, 污染物吸附量随弥散度的增大而减小。随着弥散度的增大, 污染物穿透曲线浓度峰值表现为先增大后减小的趋势, 且穿透开始时刻越早而穿透结束时刻越晚。其次, 由 $a_x=0.1$ 的穿透曲线可看出, 弥散度越小对注入浓度幅值周期变化的干扰越小。

那么, 解吸平衡常数 k_r 、注入总时间 t_0 对污染物运移过程的影响见图 5。

如图 5 所示, k_r , t_0 对吸附量及污染物穿透结束时刻均有影响, 而对穿透出现时刻的影响较小。对于解吸平衡常数: 随 k_r 增大吸附量不断减小, 当吸附、解吸常数相等时 (即均衡吸附), 吸附量为零 (即 $M_R=1$); 相对浓度峰值随 k_r 增大而增大, 且峰值位置时刻及穿

透结束时刻越晚。对于注入总时间: 污染物穿透浓度峰值(即 C_{\max}) 随 t_0 增大而增大, 当 C_{\max} 达到注入浓度的平均值时将趋于稳定; 且峰值位置时刻也随 t_0 增大而增大。然而, 相对浓度峰值(即 $C_{R\max}$) 随 t_0 增大呈现先增大后减小趋势, 且穿透结束时刻越来越晚。

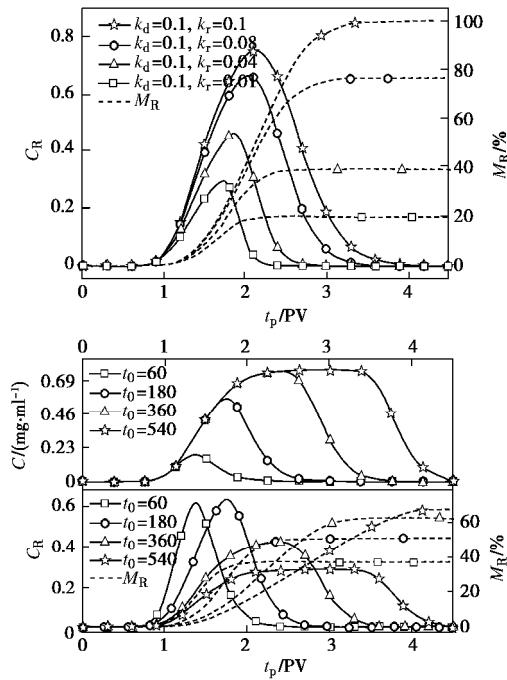


图 5 k_r 、 t_0 对运移过程的影响

Fig. 5 Influences of k_r and t_0 on transport process

3.2 高斯脉冲注入

模型参数见表 1, 此时考虑污染物浓度的注入方式为间断的循环注入, 如图 3 所示。不同位置处污染物运移规律见图 6。

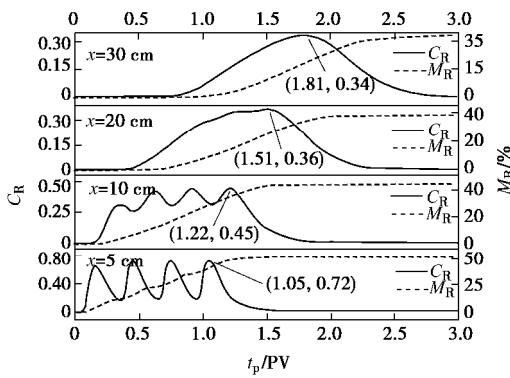


图 6 污染物运移规律

Fig. 6 Transport laws of contaminant

对比图 3 表明, 在对流弥散及吸附作用下, 注入函数的间断性被弱化, 且污染物运移过程中变化规律与连续函数一致(如图 4 (a))。然而, 如图 6 所示, 此情况下的吸附量较大, 5 cm 处的吸附量为 48.74%, 而最终吸附量为 66.51%。

那么, 当周期 T 变化(即脉冲注入时间间隔变化)时, $x=20$ cm 处污染物运移过程见图 7。

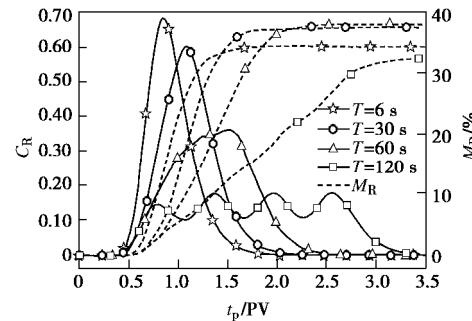


图 7 T 对运移过程的影响

Fig. 7 Influences of T on transport process

图 7 可以看出, 随时间间隔的增大, 穿透浓度峰值逐渐减小, 且峰值出现的时刻逐渐增大。然而每个脉冲注入的时间间隔对吸附量影响较小。且随间隔的增大, 对流弥散及吸附作用对注入函数的间断性弱化程度逐渐减小。

当污染物注入浓度幅值 A 变化时, 土柱底污染物运移过程见图 8。

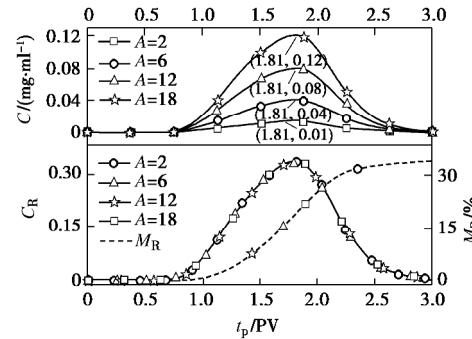


图 8 A 对运移过程的影响

Fig. 8 Influences of A on transport process

图 8 表明, 随注入浓度幅值的不断增大, 污染物穿透浓度峰值增大; 但污染物穿透土柱的开始时刻及结束时刻不随幅值变化而变化, 且峰值与幅值的比值保持不变。然而, 注入浓度幅值的改变, 对相对浓度值及吸附量没有影响。

3.3 恒定持续注入情形下数值解的验证

均衡吸附情形下, 持续注入污染物浓度为恒定值 C_0 问题的解析解为^[21]

$$\frac{C(x,t)}{C_0} = \frac{1}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{R \cdot x - u_0 \cdot t}{\sqrt{4 \cdot D_x \cdot R \cdot t}} \right) + e^{\frac{-x \cdot u_0}{D_x}} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{R \cdot x + u_0 \cdot t}{\sqrt{4 \cdot D_x \cdot R \cdot t}} \right) \right] \quad . \quad (8)$$

当平衡因子和弥散度变化时, 解析解与数值解比较见图9。这里, 浓度取 $C_0=2.0 \text{ mg/mL}$, 其余计算参数见第2节。

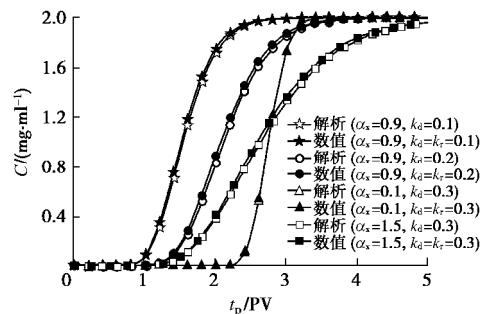


图9 解析解与数值解对比

Fig. 9 Comparison between analytical and numerical solutions

图9可以看出, 数值解与解析解吻合较好, 整体趋势一致。均衡吸附时随阻滞因子的增大, 污染物穿透开始时刻较晚, 穿透曲线近似于整体向时间轴正方向平移。随弥散度的增大, 其穿透开始时刻较早, 穿透结束时刻较晚, 穿透曲线整体过程趋于平缓。图9表明, 当为均衡吸附时, 注入浓度恒定污染物时的穿透曲线峰值达到污染物的注入浓度值。

4 结 论

(1) 由经典的吸附解吸作用下污染物运移控制方程出发, 根据线性均衡吸附的特殊性, 将溶质浓度 C 增大、减小过程视为有着不同平衡常数的两个过程, 从而整个运移过程表现为非均衡吸附, 以此得到污染物运移非均衡吸附时的理论模型。并给出了累计质量分数及相对浓度的概念。

(2) 通过程序对两种不同注入方式的问题进行了模拟及参数分析。结果表明: 吸附常数与解吸常数相等时, 整个过程无吸附; 随二者差距的增大, 吸附量逐渐增大, 而弥散度对其影响较小。循环间隔注入情况下, 随时间间隔的增大浓度峰值越小; 且土柱对注入函数间断性的弱化越小。注入浓度函数幅值的改变对相对浓度及吸附量没有影响。

(3) 对于连续注入情形, 随污染物注入时间的增大, 溶质浓度及相对浓度峰值逐渐减小, 而峰值出现时刻逐渐增大。且注入时间存在一个临界值, 小于该值时溶质浓度及相对浓度峰值大小随注入时间的增大而增大; 而大于该临界值时峰值大小恒等于注入浓度平均值。而相对浓度随注入时间的增大而减小。

参考文献:

- [1] SHANG Jian-ying, LIU Chong-xuan, WANG Zhe-ming. Transport and retention of engineered nanoporous particles in

porous media: Effects of concentration and flow dynamics[J].

Contents Lists Available at Sciverse Science Direct, 2013, 417: 89 - 98.

- [2] ZHEN Li, ENDALKACHEW S D, ASHRAF A H, et al. Transport and deposition of CeO_2 nanoparticles in water-saturated porous media[J]. Water Research, 2011, 45:4409 - 4418.
- [3] AMIR T, KURT D P, LINDA M A. Modeling coupled nanoparticle aggregation and transport in porous media: a lagrangian approach[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2015, 172: 48 - 60.
- [4] BAI B, LI H W, XU T, et al. Analytical solutions for contaminant transport in a semi-infinite porous medium using the source function method[J]. Computers and Geotechnics, 2015, 69: 114 - 123.
- [5] WANG H Q, MASSSEI N, DUPONT J P. Particle transport in porous medium: determination of hydrodispersive characteristics and deposition rates[J]. Earth and Planetary Sciences, 2000, 331: 97 - 104.
- [6] WANG H Q, BENAMAR A, ALEM A, et al. Transport and deposition of suspended particles in saturated porous media: hydrodynamic effect[J]. Hydrogeology Journal, 2007, 15: 659 - 668.
- [7] ALTOE J E, BEDRIKOVETSKY P, SIQUEIRA A G, et al. Correction of basic equations for deep bed filtration with dispersion [J]. Journal of Petroleum Science and Engineering, 2006, 51: 68 - 84.
- [8] CINZIA M, LUISA F. Numerical simulation of radionuclides migration in the far field of a geological repository[J]. Energy Procedia, 2015, 82: 848 - 854.
- [9] MARCO T, MARCO V, GAETANO D, et al. Numerical simulations of the competition between the effects of inertia and viscoelasticity on particle migration in Poiseuille flow[J]. Computers & Fluids, 2015, 107: 214 - 223.
- [10] VILLONE M M, GRECO F, HULSEN M A, et al. Simulations of an elastic particle in Newtonian and viscoelastic fluids subjected to confined shear flow[J]. Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 2014, 210: 47 - 55.
- [11] 陈云敏. 环境土工基本原理及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 1 - 46. (CHEN Yun-min. A fundamental theory of environmental geotechnics and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 1 - 46. (in Chinese))
- [12] 陈云敏, 谢海建, 柯瀚, 等. 层状土中污染物的一维扩散

- [12] 散解析解[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(4): 521 - 524. (CHEN Yun-min, XIE Hai-jian, KE Han, et al. Analytical solution of contaminant diffusion through multi-layered soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(4): 521 - 524. (in Chinese))
- [13] 李华伟, 白冰, 王梦恕, 等. 渗透作用下多孔介质中循环浓度污染物的迁移过程研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(5): 1306 - 1312. (LI Hua-wei, BAI Bing, WANG Meng-shu, et al. Contaminant transport under seeping condition in porous media with a contaminant source of cyclically variable concentration[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(5): 1306 - 1312. (in Chinese))
- [14] 白冰, 张鹏远, 宋晓明, 等. 渗透作用下多孔介质中悬浮颗粒的迁移过程研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(10): 1786 - 1793. (BAI Bing, ZHANG Peng-yuan, SONG Xiao-ming, et al. The transport processes of suspended particles in saturated porous media by column seepage tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(10): 1786 - 1793. (in Chinese))
- [15] 陈星欣, 白冰, 闫瑜龙, 等. 悬浮颗粒的浓度对其在饱和多孔介质中迁移和沉积特性的影响[J]. 岩土力学, 2012, 33(8): 2343 - 2348. (CHEN Xing-xin, BAI Bing, YAN Yu-long, et al. Influence of concentration of suspended particles on transport and deposition characteristics in saturated porous media[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(8): 2343 - 2348. (in Chinese))
- [16] BAI Bing, XU Tao, GUO Zhi-guang. An experimental and theoretical study of the seepage migration of suspended particles with different sizes[J]. Hydrogeology Journal, 2016. (DOI: 10.1007/s10040-016-1450-7)
- [17] CHUNG H K, KIM W H, PARK J, et al. Application of Langmuir and Freundlich isotherms to predict adsorbate removal efficiency or required amount of adsorbent[J]. Journal of Industrial and Engineering Chemistry, 2015, 28: 241 - 246.
- [18] ASHOUR A A, SOREN T B, SAADULLAH G A, et al. Interaction of polar and nonpolar organic pollutants with soil organic matter: Sorption experiments and molecular dynamics simulation[J]. Science of the Total Environment, 2015, 508: 276 - 287.
- [19] MASSEI N, LACROIX M, WANG H Q, et al. Transport of particulate material and dissolved tracer in a highly permeable porous medium: Comparison of the transfer parameters[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2002, 57(1/2): 21 - 39.
- [20] AHFIR N D, WANG H Q, BENAMAR A, et al. Transport and deposition of suspended particles in saturated porous media: hydrodynamic effect[J]. Hydrogeology Journal, 2007, 15(4): 659 - 668.
- [21] 张富仓, 康绍忠, 潘英华. 饱和 - 非饱和土壤中吸附性溶质水动力弥散试验研究[J]. 水利学报, 2002(3): 84 - 90. (ZHANG Fu-cang, KANG Shao-zhong, PAN Ying-hua. Experimental study on hydrodynamic dispersion of adsorption solute in saturated-unsaturated soil[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002(3): 84 - 90. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707014

不规则颗粒及其集合体三维离散元建模方法的改进

金 磊^{1, 2}, 曾亚武^{*1}, 叶 阳¹, 李晶晶³

(1. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072; 2. 武汉轻工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430023;

3. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘要: 以土石混合体中的不规则块石和含石量为 40% 的土石混合体室内大三轴试样为例, 研究了如何针对当前岩土材料建模方法的不足进行改进以建立尽可能真实的不规则颗粒及其集合体的三维离散元模型。为了模拟块石的真实形态特征, 明确了块石几何模型建模方法的控制参数及其确定方法, 建立了与真实块石球度相同、棱角度相似的三维半真实离散元模型。为了计算模型的体积以用于模型密度优化及颗粒集合体孔隙率的计算, 提出了一种三维离散元模型虚拟切片技术, 结合数字图像处理技术可快速准确计算块石三维半真实离散元模型的体积。为了使得土石混合体大三轴试样三维离散元模型的密实度与室内试样保持一致并兼顾建模效率, 提出了基于拟振动压实法和分层复制法的土石混合体大三轴试样三维离散元建模方法。研究结果表明: 所提出的不规则块石几何模型建模方法控制参数较少且可分别对球度和棱角度进行单独控制; 当块石离散元模型填充球体数较少时, 其体积与对应几何模型体积相差较大, 不能直接采用对应几何模型的体积; 所建立的土石混合体数值试样与室内试样的细观结构特征基本相同, 即块石随机散布于土体基质中。

关键词: 不规则颗粒; 颗粒集合体; 三维离散元建模; 土石混合体; 半真实离散元模型; 虚拟切片技术

中图分类号: TU411 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)07-1273-09

作者简介: 金 磊(1989-), 男, 博士, 讲师, 主要从事复杂岩土体三维颗粒离散元建模及其变形破坏机理等方面的研究。E-mail: whujinlei@whu.edu.cn。

Improving three-dimensional DEM modeling methods for irregularly shaped particles and their assembly

JIN Lei^{1, 2}, ZENG Ya-wu¹, YE Yang¹, LI Jing-jing³

(1. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan

Polytechnic University, Wuhan 430023, China; 3. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock
and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: Based on the irregularly shaped rock blocks in soil-rock mixture (SRM) and the large-scale triaxial specimens of SRM with rock block proportion of 40% prepared indoor, this study aims at constructing three-dimensional DEM models for the irregularly shaped particles and their assembly as realistic as possible by improving the current modeling methods. To simulate the morphological characteristics of rock blocks, the controlling parameters of the proposed modeling methods for the geometric model for rock blocks and their evaluation methods are identified, and then the three-dimensional semi-real-shaped DEM models of rock blocks with identical sphericity and similar angularity are constructed. To obtain the volume of the rock block model for subsequent density optimization of rock block model and porosity calculation of particle assembly, a virtual slicing technique for three-dimensional DEM model is developed and adopted to evaluate the volume of the semi-real-shaped DEM models for rock blocks in combination with the digital image processing (DIP) technique. To efficiently build a SRM model whose relative density is consistent with the corresponding experimental specimens, a three-dimensional DEM modeling method for the large-scale triaxial specimens of SRM based on the quasi vibration and the compaction method and layered duplication method is proposed. The results show that the required sphericity and angularity can be simulated readily with fewer controlling parameters of the proposed modeling method for geometric model of rock blocks. When a rock block DEM model composed of a small number of packing spheres, a great deviation in the volume from the corresponding geometric model occurs. The numerical and experimental SRM specimens share a common mesoscopic structural characteristic that the

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41272342)

收稿日期: 2016-03-31

*通讯作者 (E-mail: zengyw@whu.edu.cn)

rock blocks randomly scatter in the soil matrix.

Key words: irregularly shaped particle; particle assembly; three-dimensional DEM modeling method; soil-rock mixture; semi-real-shaped DEM model; virtual slicing technique

0 引言

颗粒离散单元法(DEM)已成为研究岩土等散粒体材料力学特性的重要手段之一,在岩石、土体、铁路道砟及土石混合体等岩土工程领域有着广泛的应用^[1-4]。采用颗粒离散单元法进行数值模拟和力学分析的第一步也是最关键的一步就是要建立尽可能真实的岩土颗粒及其集合体的离散元模型。

岩土材料的宏观力学行为取决于微细观水平上颗粒之间的相互作用,而颗粒形状是影响颗粒间相互作用的一个非常重要的因素。因此,在颗粒离散元数值模拟中应尽可能考虑岩土颗粒的真实形状特征。经典的球体颗粒模型由于接触搜索简单而得到广泛运用,著名的颗粒离散元商业软件 PFC^{2D/3D}即是采用了圆盘/圆球颗粒单元^[5]。但球体颗粒与真实岩土颗粒形状相差甚远,颗粒间因无法形成抗转动力矩,在力学过程中极易发生过度旋转,导致模型抗剪强度过低。为此,许多学者提出不同的方法对此进行改进,主要分为两种:①抗转动模型;②非球颗粒模型。Iwashita 等^[6]采用方法①来限制颗粒间的转动,但该法存在抗转动模型中参数难以确定等问题。更多的学者则试图采用方法②来直接模拟颗粒的凹凸等不规则形态特征及由此产生的颗粒间相互嵌入、咬合作用。

在方法②中,早期研究使用较多的是椭圆或椭球颗粒模型^[7]。近十年来,逐步发展了两个球体、三个球体等若干球体按一定几何规则排列组成的非球颗粒模型^[8-12],这种方法也是目前模拟颗粒形状的主要方法。然而,这些颗粒模型与真实岩土颗粒形状差异仍较大,文献[12]中也指出采用少数球体规则排列形成的团颗粒(Clump)仍未能达到道砟室内三轴试验的抗剪强度。Lu 等^[3]提出了一个简单的道砟不规则团颗粒模型生成算法并通过道砟模型箱试验说明了在离散元分析中模拟道砟颗粒形状的重要性,但该算法中的控制参数难以根据实际情况确定。Stahl 等^[13]测量了室内试验所用碎石的三向尺寸(长、宽、高)并采用长宽之比作为颗粒形状系数,建立了考虑碎石真实长宽比的团颗粒模型。金磊等^[14]进一步提出了一种不规则块石三维离散元模型生成技术,但并未与真实块石进行对比建模。

关于颗粒集合体的建模方法大致可分为 4 种:①纯几何法;②自重沉积法^[2, 8, 14];③膨胀法^[1, 4, 9, 10, 11];④其他方法^[15]。第 4 种方法是指不同学者根据各自需要对前 3 种方法进行的一些改进,如 Jiang 等^[15]提

出的针对二维圆盘颗粒集合体的分层欠压法等。很显然,纯几何法、膨胀法和分层欠压法对于简单的圆盘或球体等颗粒模型是适用的,但对于复杂的不规则颗粒模型则难以运用。这时,将不得不采用自重沉积法,通常的做法是直接将所有颗粒在较高空间中生成后统一下落堆积产生颗粒集合体。这种做法主要有 4 点缺陷:①与室内三轴试验等制样程序有一定差别,不便进行室内试验的数值模拟与对比;②无法生成特定密实度的颗粒集合体;③对于大型模型如大型三轴试样很耗时;④生成的颗粒集合体存在非均质性(上疏下密)和各向异性(颗粒长轴趋向于水平方向)。

从上述分析可以看到,尽管国内外学者对不规则颗粒及其集合体的离散元建模提出了许多方法并在多种岩土材料研究中进行了应用,但已有建模方法仍存在若干亟待解决的问题。为此,本文以土石混合体(soil-rock mixture, 简称 SRM)中的块石和含石量为 40%的土石混合体室内大三轴试样为例,在笔者已开发的不规则块石及土石混合体大三轴试样三维离散元建模方法^[14]的基础上针对其不足进行改进,以建立一套既能反映室内试验条件又适合当前离散元计算能力的不规则颗粒及其集合体三维离散元建模方法。

1 室内试验概况

1.1 块石三向尺寸

试验所用土料为采自金沙江乌东德水电站下游金坪子滑坡某处的碎石土,其中的碎石主要为白云岩,呈灰白色,致密坚硬,棱角较分明。为了后续碎石的三维离散元建模,在 20~40 mm 和 40~60 mm 粒径范围内各取 200 个不规则碎石并对三向尺寸进行了测量,如图 1 所示。三向尺寸具体是指颗粒的长、宽和高,其中颗粒的长(L)定义为颗粒的最大尺寸;宽(W)定义为与长垂直的平面上的最大尺寸;高(H)则定义为与长、宽垂直的平面上的最大尺寸。理论上,颗粒的宽等于由筛分试验所得的粒径^[13]。



图 1 40~60 mm 碎石三向尺寸测量

Fig. 1 Size measurement for gravels of 40~60 mm

颗粒长与高的比值 (L/H) 一定程度上反映了颗粒三向尺寸间的差异, 即球度特征。图 2 给出了 40~60 mm 碎石 L/H 的统计直方图并利用对数正态分布函数进行了拟合。可以看到, 40~60 mm 粒组碎石的 L/H 值近似服从对数正态分布。采用同样的分析方法可得 20~40 mm 粒组碎石的 L/H 值也近似服从对数正态分布。

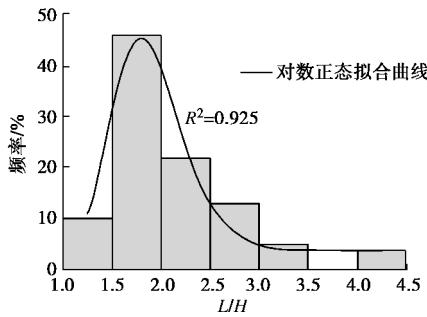


图 2 40~60 mm 碎石 L/H 值的统计直方图

Fig. 2 Histogram of L/H of gravels of 40~60 mm

1.2 室内大三轴试样

试验仪器为长江科学院 YLSZ30-3 型应力式大型三轴试验机, 试样直径为 300 mm, 高度为 600 mm。根据 Xu 等^[16]建议的土/石阈值计算公式将本文的土/石阈值定为 20 mm, 结合试样尺寸所允许的最大粒径, 本文研究中所指的“块石”表示粒径为 20~60 mm 的碎石, 粒径小于 20 mm 部分为“土体”。块石质量与块石和土体总质量的比值即为含石量 (mass block proportion, 简称 MBP)。室内试验中分别制备了含石量为 0, 40% 和 70% 的土石混合体试样, 各自的颗粒级配曲线如图 3。

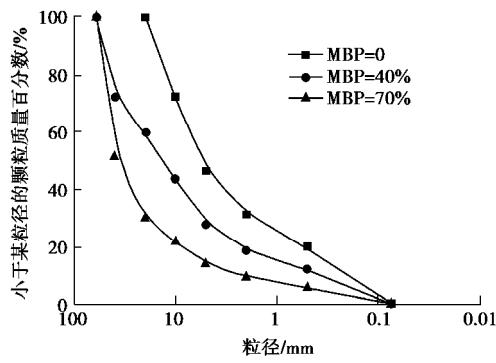


图 3 土石混合体试样颗粒级配曲线

Fig. 3 Grading curves of SRM specimens

制样前对各级配土料进行最小和最大干密度试验, 制样时由相对密实度为 0.5 来控制, 由此得到含石量为 0, 40% 和 70% 的土石混合体大三轴试样控制干密度分别为 2.161, 2.176 和 2.066 g/cm³。制样时, 首先按照确定的配比将各粒组土料掺和, 搅拌均匀,

分 4 层装入制样筒并击实至预定密度。试样击实后采用真空饱和, 固结后进行排水剪切试验, 剪切速率为 0.45 mm/min。本文旨在研究室内试验中所用不规则块石及土石混合体试样的三维离散元建模方法, 具体室内试验结果将另文研究。

2 块石数值模型

2.1 块石几何模型

文献[14]从不规则颗粒 3 个尺度的形态特征即球度、棱角度 (或凹凸度) 及表面粗糙度出发提出了一种基于 APDL (ANSYS 参数化设计语言) 的不规则块石几何模型建模新技术, 但其在具体建模时球度和棱角度控制参数都是随机的。本文根据第 1 节中室内块石三向尺寸的测量结果及其棱角特征将该技术进行适当改进以明确该建模方法的控制参数及其确定方法, 具体步骤包括:

(1) 一定球度的基面

根据所测量块石的长、宽和高 (L, W, H) 建立一个中心在笛卡尔坐标系原点的长方体, 其长、宽、高分别与 x, y, z 轴相平行。删除长方体, 但保留组成长方体的 6 个面, 这 6 个面即组成了规定球度的基面。

(2) 一定棱角度 (凹凸度) 的表面

将步骤 (1) 获得的基面划分网格, 单元形状选择三角形壳单元, 单元尺寸由各边的分段数 N_d 确定, N_d 越大, 则单元数越多。 N_d 可根据颗粒表面棱角 (凹凸) 点数量近似确定, 如较少 (4 个左右) 则可将各边的分段个数设为 1, 以此类推。划分网格后记录各三角形面单元的组成节点信息, 得到各个节点的球坐标, 然后对各节点球坐标中的第一个分量 r (该节点到原点的距离) 进行随机比例的缩放变换, 用公式可以表示为

$$g = r * \text{RAND}(S_l, S_u) \quad (1)$$

式中, S_l 为缩放比例值的下限, S_u 为缩放比例值的上限。根据记录的三角形面单元与其组成节点的关系及变换后的新节点坐标重新生成面, 即可得到一定棱角度的表面。

(3) 不规则几何模型

由步骤 (2) 获得的表面所围成的空间建立不规则几何体模型, 将单元类型改为四面体单元, 对生成的几何体进行体网格划分, 即可得到满足后续离散元建模要求的几何模型。

通过上述步骤可以看出该建模方法对不规则颗粒几何模型的控制参数有 6 个: L, W, H, N_d, S_l, S_u 。其中, L, W, H 组合可控制颗粒的球度特征, N_d, S_l, S_u ,

S_u 组合可控制颗粒的棱角度 (凹凸度) 特征。图 4 示出了几何模型控制参数变化时的颗粒形态特征, 各子图的图名含义为这个 6 个控制参数的取值, 如图 4(a) 名 60-60-60-2-0.8-1.2 表示颗粒的长 L 为 60, 宽 W 为 60, 高 H 为 60, 基面划分网格时各边等分数 N_d 为 2, 节点球坐标第一分量的缩放比例下限值 S_l 为 0.8, 上限值 S_u 为 1.2。

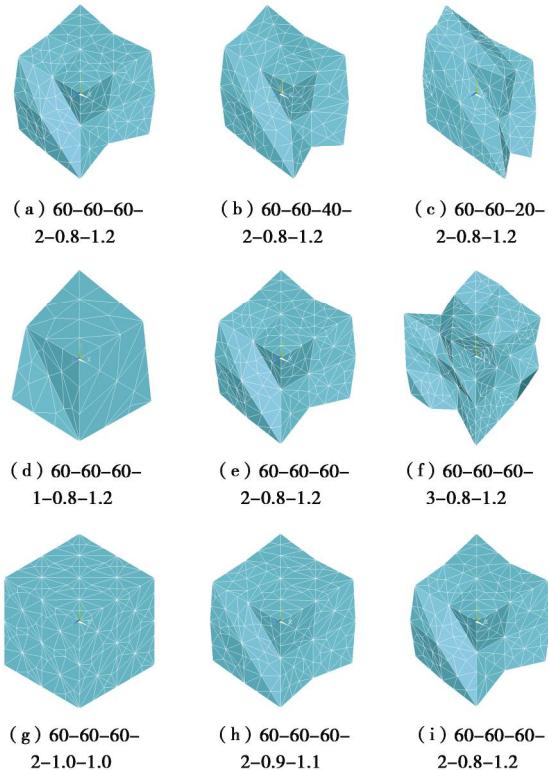


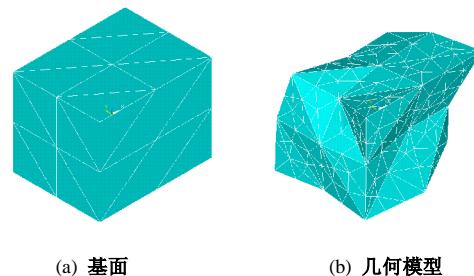
图 4 几何模型控制参数变化时颗粒形态特征

Fig. 4 Particle morphology with varying controlling parameters of geometrical model

从图 4 (a) ~ (c) 可以看到, 当其他控制参数保持不变时, 随着 H 的减小, 颗粒三向尺寸差异变大, 球度减小, 而棱角度保持不变。因此, L , W , H 组合可有效控制颗粒的球度特征且不影响棱角度特征。从图 4 (d) ~ (f) 和图 4 (g) ~ (i) 可以看到, 当其他控制参数保持不变时, 随着 N_d 的增加, 颗粒表面凹凸点逐渐变多; 随着 (S_l, S_u) 范围的增大, 颗粒表面凹凸程度逐渐增加。因此, N_d , S_l , S_u 组合可有效控制颗粒的棱角度 (凹凸度) 特征且不影响球度特征。

接下来就说明如何应用上述建模方法建立室内所测量天然块石的几何模型。以某一个块石为例, 其长、宽、高分别为 75.1, 58.0, 49.8 mm, 由此可按步骤 (1) 建立该球度的基面, 如图 5 (a) 所示。对于步骤 (2) 中的控制参数 N_d , S_l 和 S_u 则不易直接测量, 为简单起见, 本文采用的方法是根据实际块石的棱角特征经过试算对比确定, 此处分别为 2, 0.8 和 1.2, 如图 5

(b) 所示。将图 5 (b) 与图 1 中的碎石形态对比可以看到, 几何模型的棱角 (凹凸) 特征与天然碎石颇为相似。



(a) 基面 (b) 几何模型

图 5 典型不规则块石几何模型

Fig. 5 Typical geometrical model for irregularly shaped rock block

从上述不规则颗粒几何模型建模方法和应用实例可以看到, 该建模方法较之其他方法^[3, 13]原理更简单, 控制参数较少且可分别对球度和棱角度进行单独控制, 易于实现且效果较好。

2.2 块石离散元模型

不规则颗粒几何模型需进一步转化为离散元模型才能用于颗粒离散元计算分析, 这可以利用不规则颗粒三维离散元精细模拟技术实现, 具体可参考文献 [17]。在转化为离散元模型时可由最小球体半径 R_{lim} 和有效空间系数 K 来对填充球体的数量进行优化, 以节省计算资源。图 6 示出了图 5 (b) 对应的不同填充球体数的块石离散元模型, 其中图 6 (a) 模型生成时 R_{lim} 设为 2 mm, K 设为 1.15, 模型由 344 个球体组成; 图 6 (b) 模型生成时 R_{lim} 设为 5 mm, K 设为 1.3, 模型由 93 个球体组成; 图 6 (c) 模型生成时 R_{lim} 设为 7 mm, K 设为 1.3, 模型由 47 个球体组成。可以看到, 填充球体数越多, 颗粒形态尤其是边角越接近于几何模型。

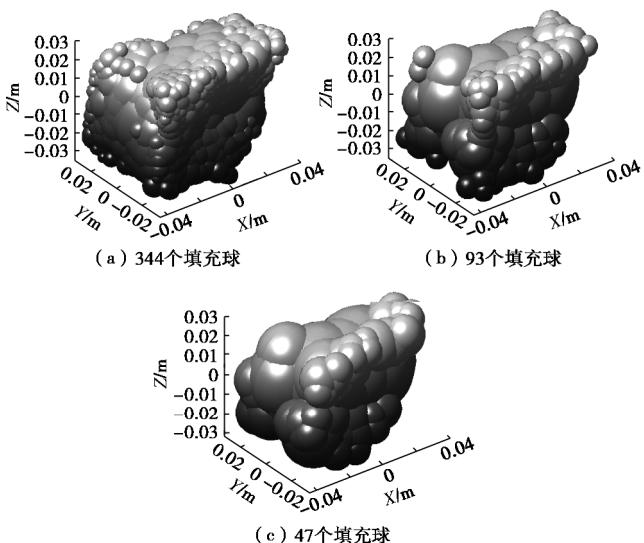


图 6 典型不规则块石离散元模型

Fig. 6 Typical DEM models for rock block

当离散元模型中总的颗粒数量超过 10 万个计算效率就会很低, 尤其是动力过程的计算 (如自重沉积法制样)。考虑到计算效率, 单个块石的填充球体数宜较少, 如图 6 (c) 所示模型, 尽管填充球体数较少, 但模型球度仍与实际块石一致, 边角虽有所损失, 但总体上还是比较接近于真实颗粒形状的。因此, 本文将这种与真实块石颗粒相比球度相同, 棱角度相似的模型称为块石半真实离散元模型。实际上, 正如文献 [3] 所指出的, 这种三维半真实离散元模型已能较好地模拟颗粒材料宏观力学特性和微观颗粒运动规律。

文献 [3, 13, 14] 都指出所建立的块石离散元模型需要进行密度优化并给出了考虑质量等效的模型密度优化方法。在优化时, 需要计算三维离散元模型 (clump) 的体积, 文献 [13] 中不规则颗粒模型组成球体数很少 (5 个) 可直接由解析法求出其体积; 文献 [3] 指出计算不规则颗粒模型的体积比较困难因而采用了直径为 36.25 mm 的球体体积来近似代替, 但并未说明这种方法的误差; 文献 [14] 中单个块石模型填充球体数较多 (几百个), 因而直接采用了对应的几何模型的体积。对于如图 6 (c) 所示块石三维半真实离散元模型, 其体积即难以直接由解析法求出也不能贸然采用图 5 (b) 所示几何模型的体积。不规则颗粒三维离散元模型的体积不仅关系到模型密度的优化, 而且还是后续颗粒集合体 (如大三轴试样) 建模时密实度控制 (如计算孔隙率) 所必需的, 因此有必要专门开发一套方法来准确地计算其体积。

3 块石三维离散元模型体积计算

3.1 三维离散元模型虚拟切片技术

Evans 等^[18]用多面体来近似球体并将其三角网格化开发了一套三维离散元数值模型虚拟切片技术, 但该算法较为复杂且不易编程实现, 本文提出了一种通俗易懂并易于实现的且适用于上述不规则颗粒三维半真实离散元模型及由其组成的颗粒集合体模型的虚拟切片技术, 下面详细说明该技术的基本原理和实现方法。

无论是不规则颗粒三维半真实离散元模型还是由其组成的颗粒集合体模型都是由一系列球体所构成的, 而球体与某一平面的交叠部分必是一个圆。在三维直角坐标系中, 设某一球体的球心坐标为 (x_0, y_0, z_0) , 半径为 R , 考虑一种简单情形即切面为平行于 xoy 面的一个平面且竖坐标为 z_{cp} 。若它们相交, 则相交部分是位于该平面上的一个圆, 其圆心坐标为 (x_0, y_0, z_{cp}) , 半径为

$$R' = \sqrt{R^2 - (z_{cp} - z_0)^2} \quad (2)$$

据此, 可以得到该切面与模型中各球体相交的一系列圆, 这些圆组合后的边界就是该平面切割三维离散元模型后得到的剖面。根据上述基本原理, 基于 Matlab 强大的绘图可视化及图像处理功能可实现三维离散元模型虚拟切片技术, 具体步骤包括:

(1) 在 PFC^{3D} 中生成不规则颗粒三维离散元模型 (clump), 根据切面位置搜索与该切面相交的球体, 计算得各相交圆的圆心坐标和半径并导出。

(2) 将切面上各圆的圆心坐标和半径数据导入 Matlab, 绘制各个圆并填充相同颜色 (与背景颜色区分), 该颜色所确定的区域即为所需切片。

(3) 将所得切片保存为图片并进行二值化, 以供后续处理。

以图 6 (c) 所示块石三维半真实离散元模型为例, 现要得到竖坐标为 13 mm 处 (图 7 (a)) 模型的切片, 经上述虚拟切片技术所得的切片如图 7 (b) 和图 7 (c) 所示。

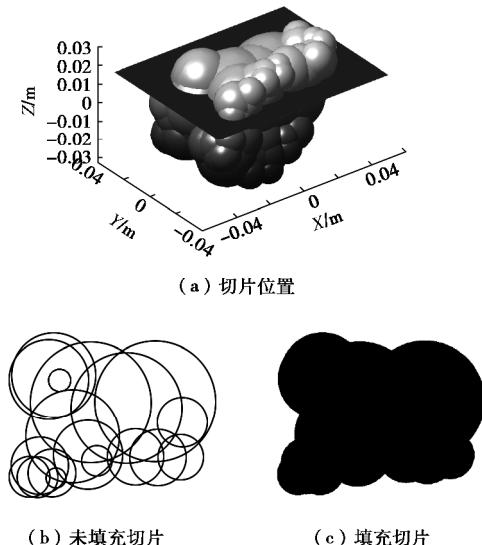


图 7 三维离散元模型虚拟切片

Fig. 7 Virtual slice of DEM model

3.2 基于虚拟切片及数字图像处理的体积计算

利用 3.1 节中所提出的三维离散元模型虚拟切片技术并借鉴微积分的基本思想, 可以用一系列间隔很小的水平切片去切割块石三维半真实离散元模型, 将模型离散化为一系列“薄板”, 这些“薄板”的体积之和即为整个块石模型的体积, 而薄板的体积可由切片的面积乘以其厚度得到。假设切片是等间距的即这些

“薄板”的厚度相同, 则块石模型的体积即为所有切片面积之和与切片间距的乘积。于是, 问题就转化为求所有切片的面积即图 7 (c) 所示黑色区域的面积, 而这可以采用数字图像处理技术 (Digital image processing, 简称 DIP)。

数字图像在计算机中是由一系列矩形排列的方形像素点构成, 在图 7(c) 所示的二值化图像中, 黑色部分像素值为 0, 其他白色部分像素值为 1, 因此只要统计像素值为 0 的像素个数并经比例转换即可获得相应黑色区域的面积。本文基于 Matlab 编制了集虚拟切片批量生成与批量处理的程序, 可快速批量生成不规则颗粒三维离散元模型的一系列虚拟切片并计算其体积。

值得注意的是, 模型切片上的各个圆之间可能存在孔隙, 具体有两种情况: ①靠近模型边界处切片上的孔隙, 此时为开孔隙, 不属于该块石模型自身的一部分, 在颗粒集合体中能为其他颗粒所填充, 故在切片面积计算时不用考虑在内; ②模型中部切片上的孔隙, 此时对应着三维情形下块石模型自身的内部孔隙, 故在切片面积计算时应考虑在内。根据本文采用的块石离散元建模方法的基本原理^[17], 所建立的块石离散元模型中部为较大球体填充, 边缘为小球体填充, 这种填充方式使得第②种孔隙不易出现。在进行大量的测试后发现当块石离散元模型由 40 个以上球体填充时并未出现内部孔隙的情况, 故而上述的直接计算切片上黑色区域的面积即不考虑内部孔隙在模型填充颗粒数量不是太少的情况下是可行的。当然, 内部孔隙的影响也可以通过一定的图像处理技术考虑进去, 这里不再深究。

上述不规则颗粒三维离散元模型体积计算方法实际上是用一系列小长方体单元的体积之和来逼近模型的体积, 这些小长方体单元的高为切片间距, 底面为切片黑色区域的一个像素点。这种近似计算方法的精度很显然与切片的间隔或数量有关, 对于图 6(c) 所示块石三维半真实离散元模型可用最小填充球体(半径为 7 mm) 的切片数来控制。为了验证该方法的可靠性, 这里分别对 1 个半径为 7 mm 的球、2 个相互重叠的球(最小半径为 7 mm)、3 个相互重叠的球(最小半径为 7 mm) 按最小球体切 100 张切片来对模型进行等间距切割, 利用编制的程序计算它们的体积并与解析解进行对比, 结果如表 1 所示。

表 1 三维离散元模型体积计算方法验证

Table 1 Validation of volume calculation method for DEM model

模型示意图			
体积解析解/cm ³	1.4367	5.0961	9.2326
体积计算值/cm ³	1.4755	5.1864	9.3786
百分比误差/%	2.7	1.8	1.6

从表 1 可以看到, 本文提出的基于虚拟切片及数字图像处理技术的三维离散元模型体积计算方法以最

小填充球体切 100 张切片进行控制时误差很小, 均小于 3%, 且随着填充球体数的逐渐增多, 误差越来越小, 精度越来越高。因此, 可以认为该方法是能较准确地计算三维离散元模型的体积的。进一步地, 将该方法应用于计算图 6 所示的 3 个块石三维半真实离散元模型的体积, 计算时仍以最小填充球体切 100 张切片来控制切片间距, 结果列于表 2。

从表 2 可以看到, 随着模型中填充球体数的减少, 离散元模型的体积也不断减小, 与相应几何模型体积偏差越来越大, 当填充球体数为 47 时, 相差已达到 23.7%。正如 2.2 节所述, 为了考虑计算效率, 在大型试样数值模型中往往要采用如这种 47 个球甚至更少球体填充的不规则颗粒离散元模型, 由计算结果可知这时采用对应几何模型的体积误差较大。采用本文提出的基于虚拟切片及数字图像处理技术的不规则颗粒三维离散元模型体积计算方法可快速准确地计算模型的体积, 从而可以进行块石三维半真实离散元模型密度的优化及颗粒集合体生成时孔隙率的控制。

表 2 块石三维半真实离散元模型体积计算

Table 2 Volume calculation for semi-real-shaped DEM model for rock block

模型填充球数	对应几何模型体积/cm ³	离散元模型体积计算值/cm ³	两模型偏差/%
344	235.27	220.68	6.2
93	235.27	192.26	18.3
47	235.27	179.48	23.7

4 土石混合体三维离散元建模

文献[14]提出了一种简单高效的块石无重叠随机投放方法并采用自重沉积法生成了不同含石量的土石混合体大三轴数值试样, 为了节约下落时间及生成较密实的颗粒集合体, 在下落过程中将重力加速度设为 4g, 显然这种方法无法获得任意给定密实度下的颗粒集合体。Salot 等^[11]研究指出由于离散元模型与室内试验中颗粒形状和级配等的差异而很难达到相同的孔隙率, 为了使模型密实度与室内试样尽可能一致, 采用相同的相对密实度是比较合适的。黄青富等^[19]指出土体的松密状态对其强度变形性质影响很大, 孔隙率虽在一定程度上反映了土体的松密状态, 但实际工程上常采用相对密实度来衡量无黏性土的松密程度。接下来以含石率为 40% 的土石混合体室内大三轴试样为例, 将文献[19]提出的拟振动压实法与文献[14]提出的不规则块石投放方法结合起来并对其进行改进以建立与室内试样尽可能一致的土石混合体大三轴试样三维离散元模型。

4.1 拟振动压实法

本文研究所要建立的土石混合体数值试样与室内试样尺寸相同, 颗粒级配也与室内试样保持一致。为了提高计算效率, 在建模时将土体颗粒简化为球体, 颗粒径小于 5 mm 的土颗粒由 5~10 mm 粒组的土颗粒进行等量替代。在建立数值试样之前, 首先根据第 2 节所提出的块石三维半真实离散元模型建模方法生成所测量的 20~40 mm 和 40~60 mm 粒径范围内各 200 个不规则碎石的模型, 作为建立土石混合体数值试样的块石模型库。其中, 每个块石三维半真实离散元模型的填充球体数均在 25~50 个之间。

为了节约计算时间, 用室内试样各粒组用料的 1/3 即建立大三轴试样的 1/3 模型来探讨上述拟振动压实法对于不规则颗粒集合体的适用性。首先生成直径为 300 mm, 高度较高(能容纳所有颗粒)的圆筒; 接着可由文献[14]中所提出的不规则颗粒无重叠随机投放方法在圆筒空间中投放块石颗粒; 然后在块石颗粒之间的孔隙中按级配生成土颗粒即可获得初始的疏松无重叠的颗粒集合体; 接下来便可采用拟振动压实法获得最大、最小孔隙率及孔隙率与颗粒间摩擦系数的关系。初始状态下, 土颗粒的密度为 2700 kg/m^3 , 块石颗粒密度为 2870 kg/m^3 , 法向刚度、切向刚度都暂设为 $1 \times 10^6 \text{ N/m}$, 颗粒间摩擦系数为 0.8。结果表明自重沉积后的孔隙率即最大孔隙率为 0.4160, 对应颗粒堆积高度为 259.3 mm; 最小孔隙率为 0.3492, 对应颗粒堆积高度为 232.6 mm; 孔隙率和拟振动压实过程中颗粒间摩擦系数的关系如图 8 所示。

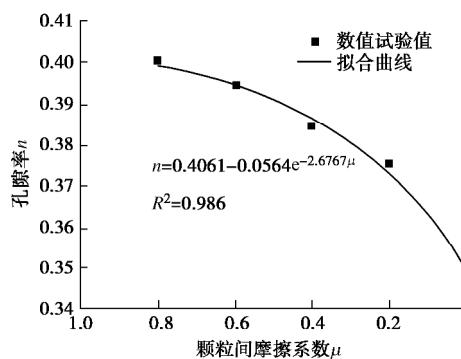


图 8 孔隙率与拟振动压实过程中摩擦系数的关系

Fig. 8 Relationship between porosity and friction coefficient during quasi vibration and compaction processes

从图 8 可以看到, 随着颗粒间摩擦系数的减小, 拟振动压实后颗粒集合体的孔隙率也逐渐减小且减小幅度逐渐变大。将该结果与文献[19]中针对球体颗粒集合体所得结果进行对比会发现: 以本文颗粒级配和块石三维半真实离散元模型建立的土石混合体的最大、最小孔隙率均稍大, 但其差值基本相同, 且孔隙

率随颗粒间摩擦系数的变化规律也是一致的, 可由相同类型的函数进行拟合。因此, 可以认为文献[19]提出的拟振动压实法也同样适用于获取任意相对密实度下的不规则颗粒集合体。

4.2 土石混合体数值模型

在 4.1 节中用含石量为 40% 的土石混合体室内试样各粒组用料的 1/3 来建模, 理论上当孔隙率与室内试样相同时, 颗粒集合体的高度应为 200 mm 即试样高度的 1/3。但结果表明即使是达到了最密实状态, 其对应堆积高度 232.6 mm 仍偏高。其原因就是 Salot 等^[11]研究所指出的由于数值模型与物理试验中颗粒形状和级配等的差异, 一般无法达到相同的孔隙率。

由前述拟振动压实结果计算可得, 要获得该级配和颗粒形状下相对密实度为 0.5 的颗粒集合体, 对应的孔隙率应为 0.3844, 拟振动压实过程中颗粒间摩擦系数需设为 0.4。为了获得 200 mm 高的颗粒集合体, 按照该孔隙率(0.3844)计算可得新的各粒组颗粒体积, 重新按拟振动压实法制备数值试样。结果表明, 生成的颗粒集合体高度为 200.7 mm, 与目标高度相差仅为 0.35%, 孔隙率为 0.3904。这也进一步验证了拟振动压实法的可靠性, 同时也表明该建模方法具有较好的可重复性。

在上述土石混合体大三轴数值试样 1/3 模型的基础上, 本文提出采用分层复制法来制备整个土石混合体大三轴数值试样, 具体方法是:

(1) 以所建 1/3 模型作为第一层, 然后遍历第一层的所有土颗粒(balls)和块石颗粒(clumps), 将它们的竖坐标(试样高度方向)都加上第一层的高度(这里为 200.7 mm), 横、纵坐标和半径均保持不变。

(2) 以新的坐标为球心可在第二层对应位置上生成新的球体并将原球体的密度、法向刚度、切向刚度和摩擦系数等参数赋值给新的球体, 此时需要注意更新球体的 id 号及将属于一个块石的 balls 设为 clump, 这样就实现了第一层到第二层的复制。

(3) 将第一层颗粒竖坐标增加两倍的层高(这里为 401.4 mm), 重复步骤(1)、(2)即可实现第一层到第三层的复制, 循环至平衡, 即可得整个土石混合体数值试样。

基于拟振动压实法与分层复制法建立土石混合体大三轴试样三维离散元模型的具体过程如图 9 所示。分层复制法使建模的效率大大提高, 而且这种方法也与室内制样时采用的分层填装、分层击实的方法相类似, 因而颗粒组构也应更接近于室内试样。因此, 采用上述的基于拟振动压实及分层复制法的土石混合体三维离散元建模方法克服了已有下落法的诸多缺陷, 具有建模过程与室内制样相似、效率较高且能有效控

制密实度的优点。

第 3 节中已介绍了三维离散元模型虚拟切片技术，并将该技术成功地应用于块石三维半真实离散元模型的体积计算中，利用该技术还可以进一步分析土石混合体三维离散元模型的细观结构特征。针对所建立的含石量为 40% 的土石混合体大三轴数值试样，采用虚拟切片技术可获得其不同高度处的水平切片。图 10

(a) 给出了数值试样高 180 mm 处的切片，图中块石填充为红色，土颗粒为蓝色，图 10 (b) 所示为室内试样的顶面。

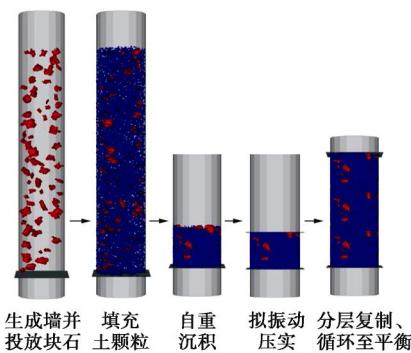


图 9 土石混合体大三轴试样三维离散元建模过程

Fig. 9 Modeling processes for DEM model for large-scale triaxial specimen of SRM

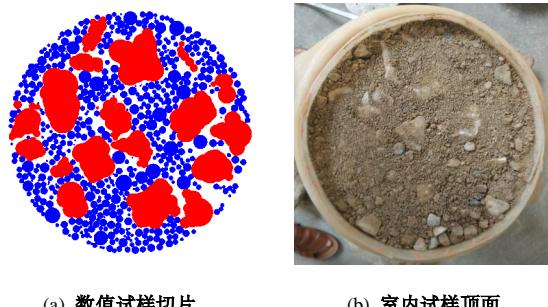


图 10 土石混合体细观结构特征

Fig. 10 Meso-structural characteristics of SRM specimens

从图 10 可以看到，土石混合体数值试样与室内试样具有相同的细观结构特征：块石均随机散布于土体基质中，绝大部分块石并未相互接触，此时外荷载由块石和土体共同承担，两者共同决定了土石混合体的强度变形特性^[4, 14, 16]。这在一定程度上表明本文所建立的土石混合体三维离散元模型能再现室内试样的主要细观结构特征。

5 结 论

(1) 对所取天然土石混合体中块石三向尺寸的测量统计结果表明块石的长高比近似服从对数正态分布。

(2) 改进的块石几何模型建模方法只有 6 个控制

参数且可分别对球度和棱角度进行单独控制，应用效果较好。

(3) 基于改进的块石几何模型建模方法及不规则颗粒三维离散元精细模拟技术可建立与实际块石球度相同、棱角度相似的块石三维半真实离散元模型。

(4) 基于虚拟切片及数字图像处理技术可快速计算块石三维半真实离散元模型的体积，且可以分析颗粒集合体三维离散元模型的细观结构特征。

(5) 基于拟振动压实法及分层复制法的土石混合体三维离散元建模过程与室内制样过程相似、效率高且能有效控制相对密实度。

本文提出的一整套建模方法对岩土材料及其他颗粒材料的三维离散元建模具有一定的参考价值，虚拟切片结合数字图像处理技术也可为颗粒材料三维离散元模型的微细观结构分析带来便利。当然，本文所建立的土石混合体大三轴数值试样还需进一步开展数值试验以与室内试验结果进行对比验证，限于篇幅，这些内容将另文研究。

参 考 文 献：

- [1] CHO N, MARTIN C D, SEGO D C. A clumped particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, 44(7): 997 – 1010.
- [2] 史旦达, 周 健, 刘文白, 等. 砂土单调剪切特性的非圆颗粒模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(9): 1361 – 1366. (SHI Dan-da, ZHOU Jian, LIU Wen-bai, et al. Numerical simulation for behaviors of sand with non-circular particles under monotonic shear loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(9): 1361 – 1366. (in Chinese))
- [3] LU M, McDOWELL G R. The importance of modelling ballast particle shape in the discrete element method[J]. Granular Matter, 2007, 9(1/2): 69 – 80.
- [4] 贾学明, 柴贺军, 郑颖人. 土石混合料大型直剪试验的颗粒离散元细观力学模拟研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2695 – 2703. (JIA Xue-ming, CHAI He-jun, ZHENG Ying-ren. Mesomechanics research of large direct shear test on soil and rock aggregate mixture with particle flow code simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(9): 2695 – 2703. (in Chinese))
- [5] Itasca Consulting Group, Inc. Universal distinct element code version 3.1[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group, 2006.
- [6] IWASHITA K, ODA M. Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element method[J]. Powder Technology, 2000, 109(1/2/3): 192 – 205.

- [7] NG T T. Numerical simulations of granular soil using elliptical particles[J]. *Computers and Geotechnics*, 1994, **16**(2): 153 - 169.
- [8] HARTL J, JIN Y O. Numerical investigation of particle shape and particle friction on limiting bulk friction in direct shear tests and comparison with experiments[J]. *Powder Technology*, 2011, **212**(1): 231 - 239.
- [9] 孔 亮, 彭 仁. 颗粒形状对类砂土力学性质影响的颗粒流模拟[J]. *岩石力学与工程学报*, 2011, **30**(10): 2112 - 2119. (KONG Liang, PENG Ren. Particle flow simulation of influence of particle shape on mechanical properties of quasi-sands[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2011, **30**(10): 2112 - 2119. (in Chinese))
- [10] 刘 广, 荣 冠, 彭 俊, 等. 矿物颗粒形状的岩石力学特性效应分析[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(3): 540 - 550. (LIU Guang, RONG Guan, PENG Jun, et al. Mechanical behaviors of rock affected by mineral particle shapes[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(3): 540 - 550. (in Chinese))
- [11] SALOT C, GOTTELAND P, VILLARD P. Influence of relative density on granular materials behavior: DEM simulations of triaxial tests[J]. *Granular Matter*, 2009, **11**(4): 221 - 236.
- [12] LU M, McDOWELL G R. Discrete element modelling of railway ballast under triaxial conditions[J]. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 2008, **3**(4): 257 - 270.
- [13] STAHL M, KONIETZKY H. Discrete element simulation of ballast and gravel under special consideration of grain-shape, grain-size and relative density[J]. *Granular Matter*, 2011, **13**(4): 417 - 428.
- [14] 金 磊, 曾亚武, 李 欢, 等. 基于不规则颗粒离散元的土石混合体大三轴数值模拟[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(5): 829 - 838. (JIN Lei, ZENG Ya-wu, LI Huan, et al. Numerical simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixture based on DEM of irregularly shaped particles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(5): 829 - 838. (in Chinese))
- [15] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. *Computers & Geotechnics*, 2003, **30**(7): 579 - 597.
- [16] XU W J, YUE Z Q, HU R L. Study on the mesostructure and mesomechanical characteristics of the soil-rock mixture using digital image processing based finite element method[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2008, **45**(5): 749 - 762.
- [17] ZENG Y W, JIN L, DU X, et al. Refined modeling and movement characteristics analyses of irregularly shaped particles[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2015, **39**(4): 388 - 408.
- [18] EVANS T M, CHALL S, ZHAO X, RHYNE T. Visualization and analysis of microstructure in three-dimensional discrete numerical models[J]. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 2009, **23**(5): 277 - 287.
- [19] 黄青富, 詹美礼, 盛金昌, 等. 基于颗粒离散单元法的获取任意相对密实度下级配颗粒堆积体的数值方法[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(3): 537 - 543. (HUANG Qing-fu, ZHAN Mei-li, SHENG Jin-chang, et al. Numerical method to generate granular assemble with any desired relative density based on DEM[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(3): 537 - 543. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707015

易液化深厚覆盖层地震动放大效应台阵观测与分析

周燕国^{1, 2, 3}, 谭晓明^{1, 2, 4}, 陈捷^{1, 2}, 裴向军^{*3}, 陈云敏^{1, 2}

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;

3. 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059; 4. 中建三局投资发展有限公司, 湖北 武汉 430070)

摘要: 基于美国加州 Caltrans/CDMG 的两个井下台阵加速度记录, 从时域和频域分析了百米级易液化深厚覆盖层在不同地震下的地震动放大效应, 揭示了地震动从基岩向覆盖层传播的 4 个重要特征: ①加速度放大效应受土层深度影响, 近地表 20~30 m 以内放大效应突出; ②地震动三分量的放大效应具有方向性, 水平向与竖向地震动放大效应差异显著; ③基岩加速度呈现“小震放大、大震衰减”的规律; ④加速度放大规律与频率相关, 深厚覆盖层放大频带较宽。初步分析了造成上述放大效应的可能原因。在此基础上, 基于平面波动假设提出了考虑层间波阻抗比放大和传播路径衰减的深厚覆盖层加速度放大效应简化函数, 改进了 1/4 波长法的参数取值, 并结合自由表面效应, 对前述台阵记录的放大效应进行了估算, 发现无论时域还是频域, 预测结果与实际观测都较接近。本文研究成果可为深厚覆盖层液化判别和抗震设计的加速度选取提供理论依据和简化分析方法。

关键词: 深厚覆盖层; 地震动; 放大效应; 井下台阵; 峰值加速度; 反应谱; 平面波

中图分类号: TU435; P315 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1282-10

作者简介: 周燕国(1978-), 男, 博士, 副教授, 博士生导师, 主要从事土动力学与地震工程, 岩土工程减灾, 土工离心机物理模拟方面的研究和教学工作。E-mail: qzking@zju.edu.cn。

Observations and analyses of site amplification effects of deep liquefiable soil deposits by geotechnical downhole array

ZHOU Yan-guo^{1, 2, 3}, TAN Xiao-ming^{1, 2, 4}, CHEN Jie^{1, 2}, PEI Xiang-jun³, CHEN Yun-min^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering,

Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. State Key Laboratory of Geo-Hazard Prevention and Geo-Environment Protection, Chengdu

University of Technology, Chengdu 610059, China; 4. Investment Development Co., Ltd., CCTEB, Wuhan 430070, China)

Abstract: Based on the accelerations recorded from two downhole arrays instrumented by the Caltrans/CDMG project, the site amplification effects of deep liquefiable soil deposits are analyzed in both time and frequency domains, and several important features of the wave propagation from the bedrock to the overlying soil layers are observed: (1) The depth of soil deposit affects the site amplification considerably, and large part of the amplification occurs in the near-surface zone within the depth of 20~30 m; (2) The amplification differs from one to another direction, and the difference between the horizontal and vertical shakings is significant; (3) The amplification occurs when the input bedrock motion is small, while the de-amplification effects are observed when the bedrock input motion is large enough; (4) The amplification is frequency dependent, and the deep deposits amplify the bedrock ground motion in a wide frequency band. The underlying mechanisms are preliminarily analyzed. The simplified function accounting for the impedance contrast amplification and thickness attenuation effects is proposed based on the plane wave assumptions, and the parameters are improved for the quarter wave length method. The amplification ratios are predicted for all four events in conjunction with “free-surface effect”, where the predictions are found in good agreement with the observations either in time or frequency domain. The present study provides a theoretical basis and simplified method for estimating the ground motions for liquefaction evaluation and seismic design of deep liquefiable soil deposits.

Key words: deep deposit; ground motion; site amplification; geotechnical downhole array; peak acceleration; response spectrum; plane wave

0 引言

近年来中国西南水利水电开发和交通基础设施迅猛发展, 大批高坝大库、高填方机场、高速交通设施

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578501); 浙江省自然科学基金项目(LR15E080001); “国家特支计划”青年拔尖人才项目(2013); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047005); 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开放基金项目(SKLGP2015K017)

收稿日期: 2016-06-17

*通讯作者(E-mail: peixj0119@tom.com)

相继建设。西南地区主要流域(包括大渡河、金沙江、岷江、雅砻江等)均不同程度地发育深厚覆盖层^[1]。深厚覆盖层一般指堆积于河谷之中, 厚度大于30 m的第四纪松散堆积物。例如, 在金沙江流域, 其宗水电站沿河段覆盖层厚60~120 m, 虎跳峡大峡谷地段河床覆盖层厚40~50 m, 龙蟠盆地河床覆盖层厚100~250 m, 塔城坝址河床覆盖层厚100 m, 上江坝址河床覆盖层最厚达206 m。深厚覆盖层通常具有结构松散、层次不均匀、物理力学性质差异大的特点, 分布有粉土、粉细砂、砾砂等可液化夹层^[2]。由于西南地区地震活动频繁、地震烈度高^[3], 突出的场地效应将导致近地表地震动显著放大, 极易触发深厚覆盖层液化灾害。例如, 2008年汶川地震在岷江流域河漫滩触发大范围液化侧移, 2013年芦山地震也有场地液化报导^[4]。当前以Seed简化方法为代表的地震液化判别, 主要考虑近地表30 m内的地震动放大规律, 根据地表台站记录推算一定深度处地震动强度指标, 例如对地震剪应力比CSR中的剪应力折减系数 r_d 的估算^[5-6], 但没有关注更深土层对地震动传播及场地液化的影响规律。因此, 研究易液化深厚覆盖层场地的地震动放大效应, 对高烈度区的高库大坝、机场高填方地基的液化评价、抗液化处理和抗震设计具有重要科学意义和工程价值。

在场地地震动放大效应研究中, 国内外学者采用解析分析、数值模拟和强震动观测开展了一系列研究^[7-8]。其中, 基于一维弹性波动理论的弹性半空间上覆土层解析方法(以传递函数为代表)具有概念明确、计算简便的优点, 但其理论假设和土层条件简单, 未考虑实际强震下土体变形强非线性和可能产生的孔压增长对场地土层的影响, 得到的预测值与实际观测有一定差异^[9]。以场地响应理论为基础的数值分析(如SHAKE和DeepSoil等软件)可较好地描述土体在地震荷载下的应力应变响应, 是目前研究场地放大作用的重要手段, 但对工程技术人员而言计算复杂、不易掌握^[10-13]。因此, 发展物理意义明确、计算简便可靠的场地放大效应评价方法具有较大的工程价值, 这主要体现在国内外规范方面。中国规范基于场地覆盖层厚度和土层等效剪切波速(如GB50011—2010)进行场地分类, 然后进行场地效应评价; 美国规程(如FEMA 450)主要基于地表30 m内的土层的平均剪切波速进行场地分类。李平等^[14]研究后发现, 深厚土层场地对地震动的低、高频分量都有显著的放大作用, 并指出当前规范采用双指标法进行场地分类有时可能低估地震动效应。国外也有学者指出了相同问题, 并试图从覆盖层厚度和衰减参数方面改进 $V_{s,30}$ 指标的适用性^[15]。基于强震记录的经验分析法被公认为研究场地效应最直

接有效的方法, 能客观反映场地覆盖层对地震的影响程度^[16-18]。但已有研究大多基于地表台站记录(土体台站与基岩台站对比), 无法揭示地震动沿覆盖层深度变化规律。近几十年来, 美国、日本和中国台湾地区相继建设了多个竖向钻井台阵并测得了大量强震数据, 为深厚覆盖层场地地震动放大效应研究提供了直接观测手段^[19]。

针对上述问题, 本文选择了美国加州交通局(Caltrans/CDMG)台网中的Treasure Island和La Cienega两个百米级易液化深厚覆盖层的井下岩土强震台阵, 根据4次地震动记录, 从时域和频域分析了不同地震下的地震动放大效应, 揭示了地震动从基岩向上传播的几个显著特征, 并对造成放大的可能机制进行了探讨。在此基础上, 基于一维波动理论提出了考虑层间阻抗比放大效应和传播路径衰减的深厚覆盖层加速度简化放大函数, 并结合自由表面效应, 对前述台阵记录进行了时域和频域估算, 初步揭示了深厚覆盖层场地放大效应的主要影响因素, 为深厚覆盖层加速度的合理选取提供参考依据。

1 台阵场地与地震事件简介

Treasure Island位于加州旧金山地区, 表层填土松散且易液化, 地下水位为地表以下2 m。台阵编号58642, 地表海拔2 m, 坐标(37.825°N, 122.374°W), 在0, 7, 16, 31, 44, 104和122 m共7个深度布置了三向加速度计^[20]。该台阵土层剖面为: 地表以下12 m厚的水力充填物(黏质粉细砂)和砂, 15 m厚的中硬全新世湾泥, 60 m厚的坚硬更新世湾泥, 基岩在地表以下89 m位置。台阵场地土层剖面、波速和饱和密度信息见图1, 地表以下30 m的等效剪切波速为181.5 m/s, 基岩剪切波速为650 m/s^[21]。该台阵地震事件选为: 1999年Bolinas地震, 发生在圣安地列斯断层, 旧金山湾区大部有震感; 2014年South Napa地震发生在旧金山湾区北部, 是自1989年Loma Prieta地震($M_s=7.1$)以来在湾区发生的最大地震。

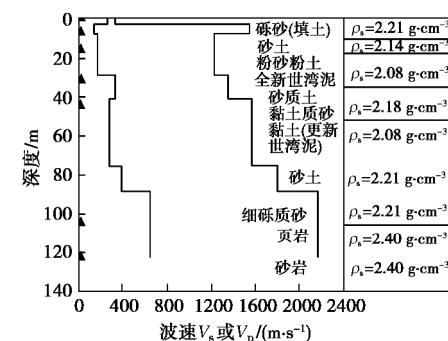


图1 Treasure Island 台阵孔柱状图与波速剖面

Fig. 1 Soil profile and wave velocities of Treasure Island

La Cienega 位于南加州圣莫妮卡高速公路(I-10), 台阵编号 24703, 地表海拔 26 m, 坐标 (34.036°N, 118.378°W), 地下水位为地表以下 9.1 m, 在 0, 18, 100 和 252 m 共 4 个深度布置了三向加速度计。该场地近地表 30 m 内土层为河流沉积物 (饱和密度平均值 1.99 g/cm^3), 30 m 深度以下为海相沉积物, 包括砂、淤泥、黏土及砂砾等 (饱和密度平均值 2.09 g/cm^3)^[22]。台阵剖面见图 2, 近地表 30 m 深度平均剪切波速为 241 m/s, 深度 100 m 处的剪切波速为 650 m/s。La Cienega 台阵基岩上覆土层的波速要高于 Treasure Island 台阵, 尤其是海相沉积土层。该台阵地震事件选为: 1999 年 Hector Mine 地震, 发生在莫哈韦沙漠的偏远地区; 2001 年加州 Beverly Hills 地震, 峰值加速度大, 持时短。两个台站的 4 次地震事件信息详见表 1。

图 3(a), (b) 分别给出了 Treasure Island 台阵 990817 地震经过带通 (0.5~46 Hz) 滤波后的三向加速度时程和加速度反应谱 (阻尼比取 0.05)。

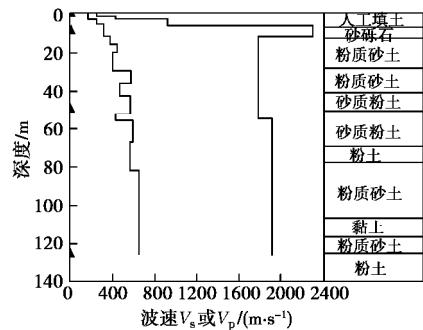


图 2 La Cienega 台阵钻孔柱状图与波速剖面
Fig. 2 Soil profile and wave velocities of La Cienega

2 地震动放大效应观测

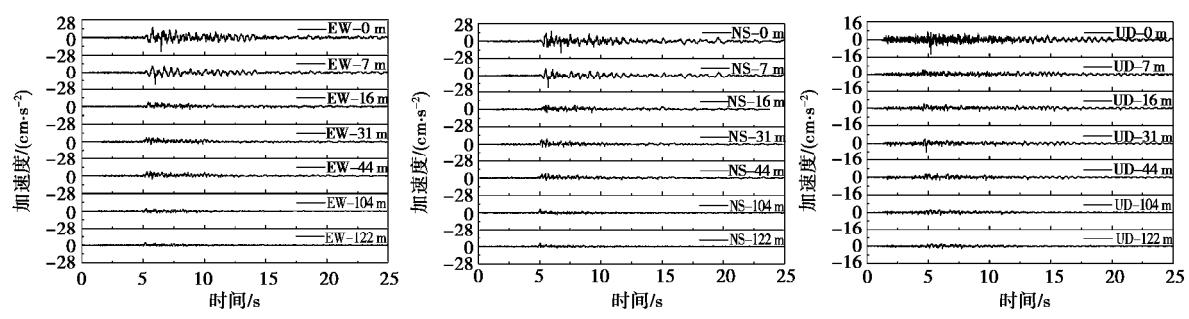
2.1 峰值加速度放大效应

针对每次地震事件, 将两个台阵在不同深度加速度分量的峰值绘于图 4, 5。尽管四次地震事件的震源特性、传播路径、台阵场地条件不同, 峰值加速度随深度的放大呈现一定的规律性:

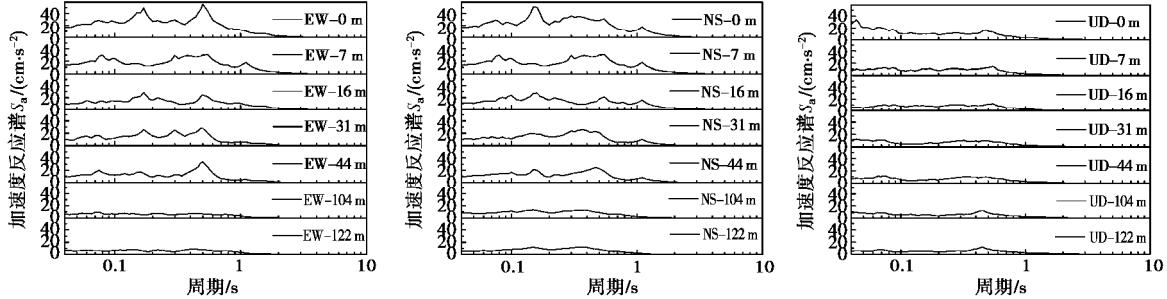
表 1 两个台站的 4 次地震事件信息

Table 1 Information of 4 earthquakes recorded in two geotechnical arrays

地震 编号	地震日期 YY/MM/DD	地震地点 (震中)	纬度 (° N)	经度 (° W)	震级	MMI	深度 /km	震中距 /km	方位角 (°)	峰值地表 加速度/g
990817	99/08/18	Bolinas	37.907	122.687	M_L 5.0	6	6.7	29.0	108	0.017
140824	14/08/24	South Napa	38.220	122.310	M_w 6.0	8	11.3	44.1	193	0.017
991016	99/10/16	Hector Mine	34.594	116.271	M_L 7.1	8	6.0	203.9	253	0.035
010909	01/09/09	Beverly Hills	34.060	118.390	M_L 4.2	6	7.9	4.3	151	0.490



(a) 三向加速度时程 (从左至右方向分别为 EW, NS, UD)



(b) 三向加速度反应谱 (从左至右方向分别为 EW, NS, UD)

图 3 Treasure Island 台阵加速度记录 (990817 地震)

Fig. 3 Acceleration time histories and ARS of 990817 event at Treasure Island station

首先, 无论哪个方向的地震动分量, 时程的峰值加速度从基岩至地表随传播距离增加而逐渐放大, 最显著的放大发生在地表以下 20~30 m 以内的浅层。主要原因在于深部主要由土层阻抗比放大和传播路径衰减制约, 而浅表还受自由地表效应(反射叠加效应、面波等)影响, 放大机制更复杂, 放大幅值更显著。

其次, 对于某次地震事件, 3 个分量放大效应不同, 水平向与竖直向差异显著。Penzien 等^[23]将地震传播方向定义为近主轴方向(水平)、垂直主轴方向的近中主轴方向(水平)以及小主轴方向(上下)。上下方向深度放大特征和水平方向地震动差异明显, 主要表现为 UD 分量沿深度方向变化更小、而浅层放大更显著, 这与两种波动机制和土层波速分布及饱和度有关^[24]。另外, 4 次地震的近主轴方向分别为 EW、NS、EW 和 NS。同为水平分量, 近中主轴方向的水平剪切波沿深度衰减要比近主轴方向更明显, 说明地震动深度放大(或衰减)具有方向性。

再次, 比较图 5 的左右两边可发现, 地震动放大效应随着基岩地震动强度增大而减弱, 在基岩峰值加速度超过 150 cm/s²时, 土层中的加速度出现了衰减。已有研究表明, 这主要由土体非线性响应导致^[25]。一方面, 随着振动幅值增大, 土体阻尼比增大, 波动能量衰减加剧, 因而小震输入的放大效应比大震输入更明显; 另一方面, 土体应力应变关系的非线性也意味着材料弹性模量和波速是应变相关的, 因此共振频率也是应变相关的, 大震与小震激发的共振频率有所不同。

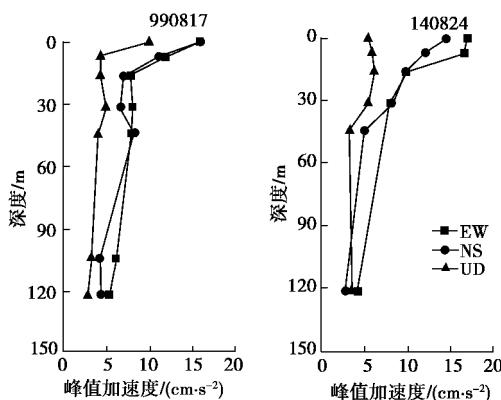


图 4 990817 与 140824 地震峰值加速度深度分布

Fig. 4 Peak acceleration profiles of 990817 and 140824 events

2.2 加速度反应谱放大效应

鉴于加速度反应谱在抗震设计中的重要作用, 本节在前述加速度时程观测的基础上, 进一步分析加速度反应谱的深度放大规律。按下式定义加速度反应谱比:

$$SR_z = \frac{ARS_z}{ARS_b} , \quad (1)$$

式中, SR_z 为地表以下深度 z 位置处的土层加速度反应谱比, ARS_z 为该位置的加速度反应谱, ARS_b 为覆盖层底部(基岩)的加速度反应谱。

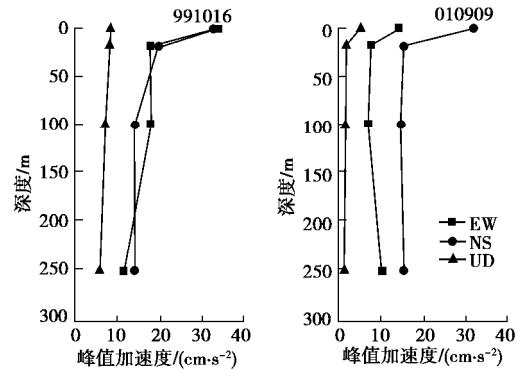


图 5 991016 与 010909 地震峰值加速度深度分布

Fig. 5 Peak acceleration profiles of 991016 and 010909 events

以 Treasure Island 台阵的 990817 地震和 La Cienega 台阵的 010909 地震为例, 将台阵基岩加速度反应谱作为基准, 获得各深度覆盖土层的反应谱比绘于图 6。由图 6 可见, 加速度放大效应具有显著的频率相关性, 并出现多个共振频率的放大。以 Treasure Island 台阵的剪切波动为例, 根据图 1 的波速剖面和式(2)易得基岩以上土层平均剪切波速为 251 m/s, 再根据式(3)可估算该覆盖层场地水平 SH 波的前 5 阶自振周期分别为 1.45, 0.48, 0.29, 0.21 和 0.16 s。将式(2)、(3)中的 V_s 改为 V_p , 即可算得竖向 P 波的前 5 阶自振周期分别为 0.28, 0.09, 0.206, 0.04 和 0.03 s。

$$\bar{V}_s = \frac{\sum H_i}{\sum (H_i/V_{si})} , \quad (2)$$

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)\bar{V}_s} . \quad (3)$$

由图 6(a)可知, 990817 地震 EW 方向反应谱自振周期分别为 1.41, 0.50, 0.30 和 0.16 s, NS 方向分别为 1.10, 0.55, 0.30 和 0.16 s。可见, 地震动记录反映的场地自振周期与理论估算值接近, 但并不是所有振型都会被某次地震所激励。

图 6(a)表明, 共振与非共振频段的放大效应差异显著, 非共振频段放大倍数在 1~2 倍之间, 但共振频段的放大倍数达到 5~10 倍, 在近地表的放大倍数更高。而且, 小震情况下场地反应接近线弹性, 会有多个反应谱峰值出现, 而大震情况非线性反应下通常只有一个峰值(即卓越周期)。例如, 图 6(b)中, 010909 地震 EW 方向反应谱共振周期分别为 1.88, 0.74, 0.25 和 0.07 s, NS 方向分别为 0.95, 0.66, 0.42, 0.22 和 0.075 s, 但谱放大集中在周期 1~2 s 的频段, 且放大倍数不大, 这与 990817 地震不同。

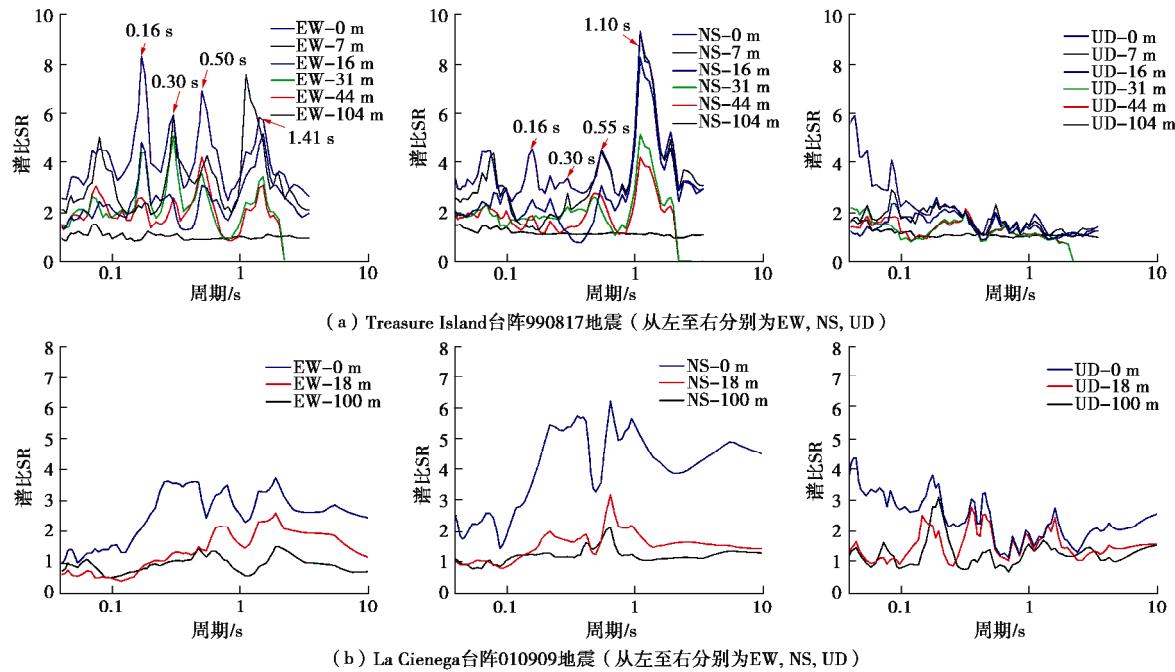


图 6 两次地震加速度反应谱比

Fig. 6 Acceleration response spectral ratios in two events

通过上述分析, 可得到地震动反应谱放大效应的几点认识: 首先, 谱加速度自下而上逐步放大, 从基岩过渡到土层时存在明显的频谱放大, 但之后在不同深度土层之间的放大倍数较接近, 意味着深部土层对地震动谱加速度的放大并不显著; 在接近地表土层, 由于自由表面和浅层层间反射作用, 高频成分放大陡增, 这一点与王海云^[26]的研究认识一致; 其次, 水平方向振动与竖直方向振动反应谱比差别显著, 后者的放大效应小得多, 土体竖向振动的非线性特征要比水平剪切运动弱; 再次, 结合图 3 的谱加速度幅值注意到随着地震动谱加速度的增大, 整个频带上的放大倍数随之下降, 这与 2.1 节中对加速度峰值深度放大规律呼应。另外, 注意到 La Cienega 台阵反应谱的低频放大不如 Treasure Island 明显, 主要原因可能是前者场地覆盖土层的剪切波速(即共振频率)高于后者。

2.3 场地非线性响应特征

鉴于土体非线性响应特征对地震动放大效应的显著影响, 这里以 Treasure Island 场地的 990817 地震事件为例说明场地土体非线性特性。首先根据 Seed 提出的可变形土柱假设, 根据地震加速度记录计算不同深度处土柱底部剪应力 t_d , 然后利用地震加速度记录时程两次积分方法得到不同深度处动态位移时程, 然后根据文献[25]推荐的方法反演出不同深度土层的平均剪应力-剪应变关系。在此基础上, 计算滞回圈的割线模量 ($G/G_{\max} - g$) 和阻尼比 ($x - g$) 衰减曲线。其

中某个深度土层的 G_{\max} 根据场地波速剖面, 由公式 $G_{\max} = RV_s^2$ 算得。

据此算得 990817 事件 EW 方向的应力应变关系如图 7 所示。由图 7 可见, 随着地震动向上传播, 土层中剪应变逐渐增大, 但在近地表有所降低(因为地表是剪应力自由边界条件)。相应 16 m 深度处的模量与阻尼比衰减数据见图 8。由图 8 可见, 从场地加速度记录反演得到的动力特性参数, 由于地震动本身频

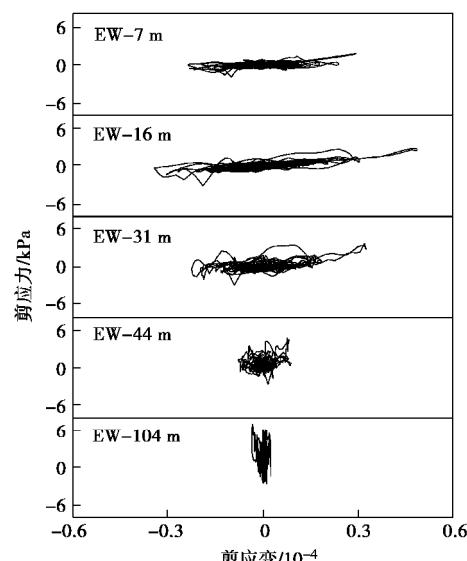


图 7 不同深度应力应变关系 (990817 EW)

Fig. 7 Shear stress-strain loops (990817 EW)

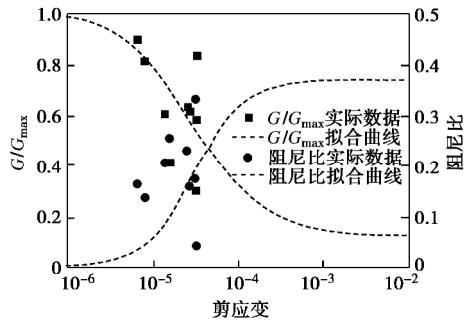


图 8 模量和阻尼比衰减数据 (EW-16 m)

Fig. 8 Shear moduli and damping data (EW-16 m)

谱成分复杂, 离散性较大; 但剪切模量随剪应变增大而衰减, 阻尼比随剪应变增大而增大, 这个整体趋势符合已有研究认识^[27]。正是土体的这种非线性行为, 使得深厚覆盖层对不同频谱和幅值的地震动具有显著不同的放大效应。

3 基于平面波动假设的简化分析

3.1 简化分析方法与步骤

鉴于两个台阵场地都为水平场地, 假设台阵测得的水平振动为 SH 波, 上下振动为垂直入射的 P 波, 则可用平面波动理论对上述观测进一步分析。严格意义上, 水平土层放大效应需基于上行平面波波动规律加以分析^[28]。为便于应用, 本文做如下简化分析: 首先, 根据成层地基阻抗比放大与传播衰减两种作用, 得到覆盖层上行平面波放大效应函数; 然后, 进一步考虑自由表面效应^[29], 得到地表的放大系数。具体计算步骤如下:

首先, 根据平方根波阻抗比放大效应^[30], 由深到浅土层因地震阻抗不同而导致的场地线性响应放大, 在非共振工况下如下式:

$$A_{21}(f, z) = \sqrt{r_1 b_1 / r_2 b_2} \quad , \quad (4)$$

式中, r 和 b 分别是土体密度和剪切 (或压缩) 波速, 下标 2 和 1 分别表示上、下两个相邻土层。注意对于共振工况, 上式需改写为^[17]

$$A_{21}(f, z) = r_1 b_1 / r_2 b_2 \quad . \quad (5)$$

其次, 需考虑地震动随向上传播距离产生的衰减, 由下式表示:

$$D(f, z) = \exp(-\pi k_0 f) \quad , \quad (6)$$

式中, f 为频率, k_0 为与传播路径 (从震源深度 H 到研究深度 z) 有关的谱衰减参数, 与土层剪切波速和波动衰减质量因子 Q 有关, $k_0 = \int [1/(bQ)] dz$, 其积分限为传播路径。 Q 为岩土体阻尼相关的波动传播品质因子, 随着岩土体波速增大而增大, 对基岩上覆软弱土层可取 $Q \approx 10 \sim 16$ 。本文结合已有研究^[31], 进一步提出采用下式拟合:

$$Q = 0.873 b^{0.556} \quad . \quad (7)$$

结合式 (4)、(6), 得到深厚覆盖层任意深度处的实际放大, 应该是上述两个函数的乘积, 即

$$F_a(f, z) = A(f, z) \cdot D(f, z) \quad . \quad (8)$$

再次, 注意到上述式 (8) 仅考虑了行波效应, 实际上当地震波上行到地表后, 会在自由地表反射 (甚至在浅部土层界面多次反射形成高频能量), 因此需要考虑自由地表效应, 对式 (8) 估算得到的地表放大系数再乘以 2 才能得到合理结果。

需要指出, 上述公式也可对频域放大效应做简化分析。根据 1/4 波长近似法^[32-33], 非共振情况下场地放大效应可以用地表到 1/4 波长 (该波长对应于某个频率) 深度范围土层的波阻抗, 结合基岩的波阻抗, 通过平方根阻抗比方法估算。具体算法与上述公式相同, 只需要将公式中的深度 z 、密度 r 和波速 b 表达为与 1/4 波长对应的频率相关值, 具体公式如下:

$$z(f) = \bar{b}(f) / (4f) \quad , \quad (9)$$

$$\bar{r} = \frac{1}{z(f)} \int_0^{z(f)} \frac{1}{r(z)} dz \quad , \quad (10)$$

$$f(z) = 1 / \left[4 \int_0^{z(f)} \frac{1}{b(z)} dz \right] \quad , \quad (11)$$

$$\bar{b} = z(f) / \left[\int_0^{z(f)} \frac{1}{b(z)} dz \right] \quad . \quad (12)$$

式中 $r(z)$ 和 $b(z)$ 为实际深度 z 处的密度和波速的实测值; $z(f)$ 是所研究的深度 (从地表算起), 等于某个频率 $f(z)$ 对应波的 1/4 波长, 这个频率对应的波速为 $\bar{b}(f)$, 等于 $z(f)$ 范围土层的等效剪切波速; \bar{r} 是 $z(f)$ 范围内的深度加权平均值。并且注意上述几个频率相关量需要迭代计算, 迭代初始值为深度 $z(f)$ 、 \bar{r} 和 \bar{b} 。

3.2 简化分析结果

下面分时域和频率两种方式进行简化分析。首先, 在时域对不同深度地震动加速度峰值的放大效应进行估算, 便于与图 4, 5 的时程 PGA 观测结果比较。本文假定弹性波速即为实测值 (不随频率变化), 式 (6) 中的 Q 值按式 (7) 对 Treasure Island 取 16, 对 La Cienega 取 25, 并取加速度反应谱的卓越频率进行计算。参照图 1 和图 2 给出的波速剖面, 并近似取土体密度如下: 地下水位以上取 1.80 g/cm^3 , 地下水位以下砂土 1.95 g/cm^3 , 砂砾土 2.20 g/cm^3 , 基岩 2.40 g/cm^3 。

以 Treasure Island 台阵的 990817 地震和 La Cienega 台阵的 010909 地震为例, 按式 (4) ~ (8) 计算得到的深度放大系数分别绘于图 9, 10, 图中给出了相应地震事件的基岩加速度峰值。注意地表处 ($z = 0$) 的 SH 波放大系数值为式 (8) 计算值的 2 倍,

但 P 波即为式(8)的计算值(考虑到近地表 P 波在地下水位上下差异巨大, 不能真实反应土骨架阻抗比^[34], 因此暂不做调整)。图 9, 10 表明, 对于两个台阵场地的三向地震动峰值加速度, 简化分析的计算值都能合理预测台阵记录观测得到的加速度峰值放大规律, 例如图 10 中计算值正确揭示了基岩振动幅值较大时上部覆盖层深部加速度峰值的衰减现象。

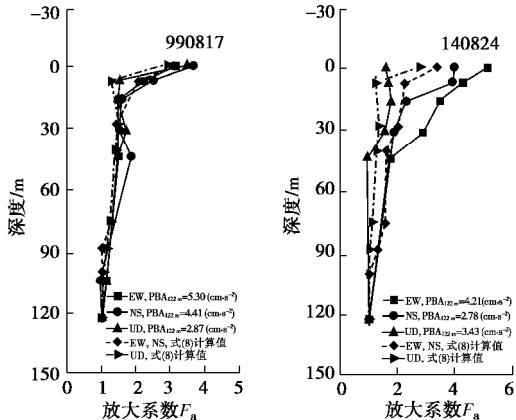


图 9 990817 与 140824 峰值加速度放大估算

Fig. 9 Amplification factors of 990817 and 140824 events

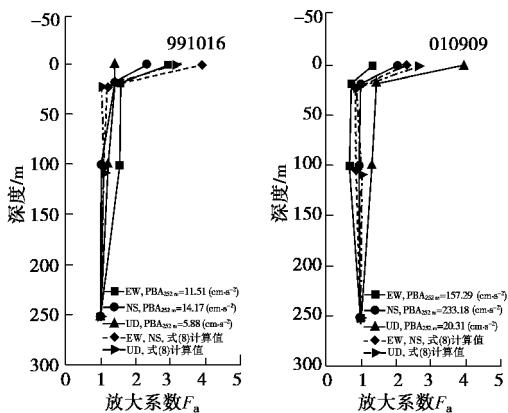


图 10 991016 与 010909 峰值加速度放大估算

Fig. 10 Amplification factors of 991016 and 010909 events

其次, 对反应谱频域放大的估算, 便于与图 6 的观测结果直接比较。这里以 Treasure Island 台阵的 990817 地震为例, 结合图 1, 2 的实测波速和前述假设密度, 对非共振与共振工况的放大效应进行估算。图 11(a) 为 EW 方向 SH 波的估算, $T=0.08$ s ($f=12.5$ Hz) 共振频率附近, 反应谱比从 120 m 到 104 m 仅有小幅放大(在基岩附近), 进入覆盖土层后谱比整体放大, 但从 44 m 一直到 16 m 该放大系数因高频衰减显著而逐步降低, 然后近地表的 7 m 和 0 m 又开始显著放大, 意味着层间反射效应突出, 激发出高频能量; 而对于长周期 $T=1.48$ s, 谱比从 104 m 进入覆盖土层后就显著放大, 之后从 44 m 到 16 m 进一步放大, 到近地表 7 m 和 0 m 再次剧烈放大。整体上, 基于波阻抗比放大的 1/4 波长法对非共振频段的谱加速度放大

效应预测合理, 结合式(5)对共振频率附近的谱放大也能合理估计, 但低估了低频段谱放大效应, 也无法估计地表效应引起的地表共振放大。该认识对图 11 (b) 的 P 波放大同样适用。

若对 La Cienega 台阵记录进行分析可发现类似规律。例如, 对 010909 地震分析结果如图 12 所示。由于此次地表加速度峰值较大 ($0.49g$), 场地非线性反应特征明显, 自下而上的高频衰减和低频放大显著。图 12 表明, 除了地表需要额外考虑自由地表效应的影响外, 利用式(4)的 1/4 波长法能合理预测覆盖层内部中、高频地震动的频域放大, 但对大应变强非线性造成的低频成分的预测能力有限。同时, 由于大振幅工况下场地共振现象不明显(图中箭头标明的几个峰值周期, 大多与按式(2)、(3)的计算值不吻合), 基于式(5)的共振放大计算对高频成分的预测并不合理, 相应的谱比预测值明显偏大。

另外, 注意上述谱比放大多效需结合反应谱绝对值来看, 才能认识其工程意义: 有些谱比虽然很大, 但因为基岩反应谱幅值很小, 对地表地震动能量的贡献不大, 因此对场地液化的致灾效应也不明显。

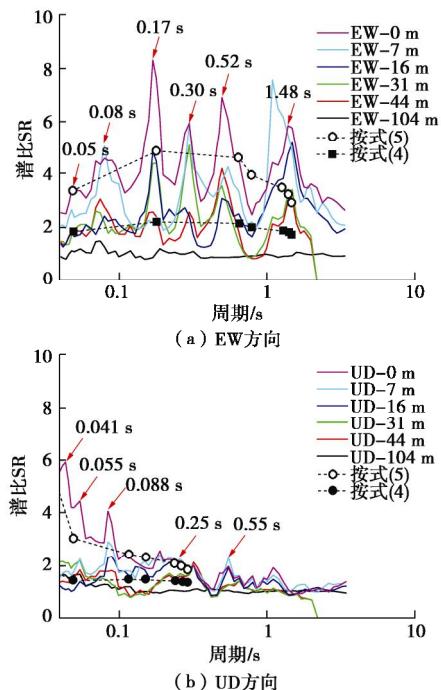


图 11 加速度反应谱放大规律估算 (990817)

Fig. 11 Prediction of ARS amplification (990817)

需要指出, 上述简化分析未考虑场地非线性响应对地震动放大效应的影响, 因此理论上适用于中低强度的地震动放大分析。在易液化土层中, 当基岩地震动引起的剪应变超过土体门槛剪应变, 会引起超静孔压累积, 则土体非线性响应除了应变因素还有有效应力降低造成的刚度下降, 其加速度放大响应将更为复

杂, 而且通常强震下峰值加速度会衰减, 这种强震工况下的加速度放大效应值得进一步研究^[35]。另外, 当场地地形不符合水平场地条件, 比如河谷、盆地地形, 则由于能量聚集效应等使得地表地震动放大更复杂, 也需要专门研究^[36]。

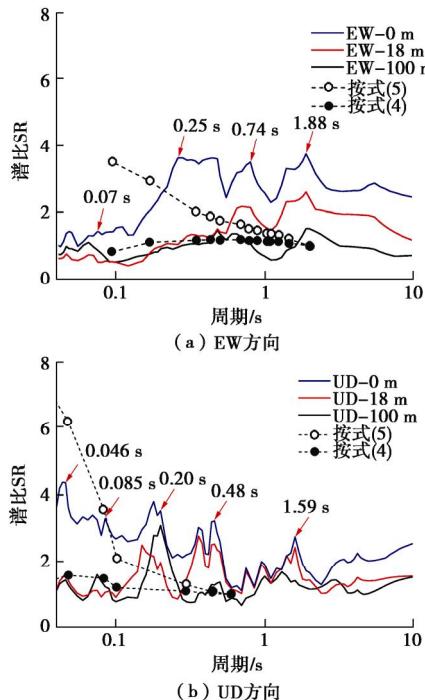


图 12 加速度反应谱放大规律估算 (010909)

Fig. 12 Prediction of ARS amplification (010909)

4 结 论

本文基于美国加州 Caltrans/CDMG 两个井下台阵记录, 分析了百米级易液化深厚覆盖层在不同地震下的地震动放大效应, 揭示了地震动从基岩向覆盖层传播的几个重要特征, 发现深厚覆盖层场地的地震放大效应主要取决于覆盖层厚度、土层地震阻抗比以及弹性波速分布结构。并基于平面波动假设建议了深厚覆盖层加速度放大效应的简化算法。主要研究结论如下:

(1) 覆盖层厚度对地震动放大效应有重要影响。覆盖层厚度越深则激发更低频的能量, 因此造成显著的低频放大与高频衰减效应; 加速度峰值放大主要发生在近地表 20~30 m 以内, 处于常规地震液化判别的考虑深度范围, 但必须注意频谱成份改变会影响浅地表易液化层的液化可能性, 深厚覆盖层对长周期成分的放大可能会加剧砂土液化危害性。

(2) 地震动方向性对放大效应有重要影响。地震动三分量的放大规律不同, 尤其是水平向与竖向地震动放大效应差异明显: 竖向地震动分量沿深度方向变化更小、而浅层放大更显著。

(3) 基岩地震动输入大小对地震动放大效应有重

要影响。小震激发场地自振频率较丰富, 大震主要激发出场地的卓越频率。地表峰值加速度呈现“小震放大、大震衰减”的规律, 放大与衰减的基岩加速度分界值在 150 cm/s² 左右。

(4) 基于平面波动假设的加速度放大函数, 综合考虑层间阻抗比放大和传播路径衰减, 结合自由表面效应, 能合理预测深厚覆盖层加速度放大效应, 可为深厚覆盖层抗震设计的加速度估算提供简化方法。

需要指出, 由于本文台阵观测和简化方法都只针对水平场地中小地震的线性放大效应, 对于不符合水平场地条件的河谷、盆地等地形, 以及强震下场地土体非线性响应, 都会使得地表放大效应更复杂、剧烈, 本文虽已做初步分析, 需要进一步研究。

参 考 文 献:

- [1] 许强, 陈伟, 张倬元. 对我国西南地区河谷深厚覆盖层成因机理的新认识[J]. 地球科学进展, 2008, 23(5): 448–456. (XU Qiang, CHEN Wei, ZHANG Zhou-yuan. New views on forming mechanism of deep overburden on river bed in southwest of China[J]. Advance in Earth Science, 2008, 23(5): 448–456. (in Chinese))
- [2] 王启国. 金沙江虎跳峡河段河床深厚覆盖层成因及工程意义[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(7): 1455–1466. (WANG Qi-guo. Causes of riverbed deep cover and engineering significance of tiger leaping gorge reach of Jinsha River[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(7): 1455–1466. (in Chinese))
- [3] 裴向军, 黄润秋.“4·20”芦山地震地质灾害特征分析[J]. 成都理工大学学报(自然科学版), 2013, 40(3): 257–262. (PEI Xiang-jun, HUANG Run-qi. Analysis of Characteristics of geological hazards by “4·20” Lushan earthquake in Sichuan, China[J]. Journal of Chengdu University of Technology (Science & Technology Edition), 2013, 40(3): 257–262. (in Chinese))
- [4] LIU Y F, HUANG R Q. Seismic liquefaction and related damage to structures during the 2013 Lushan $M_{w}6.6$ earthquake[J]. Disaster Advances, 2013, 6(10): 55–64.
- [5] CETIN K O, SEED R B. Nonlinear shear mass participation factor (r_d) for cyclic shear stress ratio evaluation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24(2): 103–113.
- [6] 韩超, 周燕国, 凌道盛, 等. 液化判别应力折减系数分布特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(9): 1833–1839. (HAN Chao, ZHOU Yan-guo, LING Dao-sheng, et al. Study of distribution features of stress reduction coefficient

- in liquefaction evaluation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(9): 1833 – 1839. (in Chinese))
- [7] GAO Y F, ZHANG N, ZHANG D Y. Effects of topographic amplification induced by a U-Shaped canyon on seismic waves[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2012, **102**: 1748 – 1763.
- [8] 金丹丹, 陈国兴, 董菲蕃, 多地貌单元复合场地非线性地震效应特征二维分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(6): 1818 – 1825. (JIND Dan-dan, CHEN Guo-xing, DONG Fei-fan. 2D analysis of nonlinear seismic effect characteristics of multi-geomorphic compositesite[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(6): 1818 – 1825. (in Chinese))
- [9] KRAMER S L. Geotechnical earthquake engineering[M]. New York: Prentice-Hall, 1996.
- [10] 陈国兴, 陈继华. 软弱土层的厚度及埋深对深厚软弱场地地震效应的影响[J]. 世界地震工程, 2004, **20**(3): 66 – 73. (CHEN Guo-xing CHEN Ji-hua. The effect of depth and thickness of soft soil layer on earthquake response for deep soft sites[J]. World Earthquake Engineering, 2004, **20**(3): 66 – 73. (in Chinese))
- [11] 庄海洋, 刘雪珠, 陈国兴. 互层土的动参数试验研究及其地震反应分析[J]. 岩土力学, 2005, **26**(9): 1495 – 1498. (ZHUANG Hai-yang, LIU Xue-zhu, CHEN Guo-xing. A study on dynamic parameters and seismic response of interbeddedsoil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(9): 1495 – 1498. (in Chinese))
- [12] 高广运, 陈青生, 何俊峰, 等. 地下水位上升对上海软土地震反应的影响[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(7): 989 – 995. (GAO Guang-yun CHEN Qing-sheng, HE Jun-feng, et al. Effect of rise of groundwater table on seismic ground response of soft soil in Shanghai[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(7): 989 – 995. (in Chinese))
- [13] 黄雨, 叶为民, 唐益群, 等. 上海软土地震反应特征分析[J]. 地下空间与工程学报, 2005, **1**(5): 773 – 778. (HUANG Yu, YE Wei-min, TANG Yi-qun, et al. Characteristic analysis for seismic ground response of soft soils in Shanghai[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, **1**(5): 773 – 778. (in Chinese))
- [14] 李平, 薄景山, 李孝波, 等. 安宁河河谷及邛海地区土层场地对地震动的放大作用[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(2): 362 – 369. (LI Ping, BO Jing-shan, LI Xiao-bo, et al. Amplification effect of soil sites on ground motion in Anning River valley and Qionghai Lake area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(2): 362 – 369. (in Chinese))
- [15] WALD L A, MORI J. Evaluation of methods for estimating linear site-response amplifications in the Los Angeles region[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2000, **90**(6B): 32 – 42.
- [16] 王海云. 渭河盆地中土层场地对地震动的放大作用[J]. 地球物理学报, 2011, **54**(1): 137 – 150. (WANG Hai-yun. Amplification effects of soil sites on ground motion in the Weihe basin[J]. Chinses Journal of Geophysics, 2011, **54**(1): 137 – 150. (in Chinese))
- [17] 任叶飞, 温瑞智, 山中浩明, 等. 运用广义反演法研究汶川地震场地效应[J]. 土木工程学报, 2013, **46**(增刊): 146 – 151. (REN Ye-fei, WEN Rui-zhi, HIROAKI Yamanaka, et al. Research on site effect of Wenchuan Earthquake by using generalized inversion technique[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, **46**(S0): 146 – 151. (in Chinese))
- [18] 迟明杰, 陈永新, 李小军. 地表岩土层对地震动特性的影响分析[J]. 国际地震动态, 2015, **37**(3): 743 – 747. (CHEN Yong-xin, CHI Ming-jie, LI Xiao-jun. Effect of overlaying rock and soil layers on ground motion characteristics[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, **37**(3): 743 – 747. (in Chinese))
- [19] ELGAMAL A W, ZEGHAL M, PARRA E, et al. Identification and modeling of earthquake ground response: I site amplification[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, **15**(8): 499 – 522.
- [20] GRAIZER V, CAO T, SHAKAL A, et al. Data from downhole arrays instrumented by the California Strong Motion Instrumentation Program in studies of site amplification effects[C]// Proceedings of the 6th International Conference on Seismic Zonation. Palm Springs, 2000.
- [21] YOUD T, CARTER B. Influence of soil softening and liquefaction on spectral acceleration[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(7): 811 – 825.
- [22] SALVATI L, PESTANA J. Small-strain behavior of granular soils: II seismic response analyses and model evaluation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(8): 1082 – 1090.
- [23] PENZIEN J, WATABE M. Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1974, **3**(4): 365 – 373.

- [24] YANG J, SATO T. Interpretation of seismic vertical amplification observed at an array site[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2000, **90**(2): 275 – 285.
- [25] ZEGHAL M, ELGAMAL A W, TANG H T, et al. Lotung downhole array: II evaluation of soil nonlinear properties[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995, **121**(4): 363 – 378.
- [26] 王海云. 土层场地的放大作用随深度的变化规律研究——以金银岛岩土台阵为例[J]. *地球物理学报*, 2014, **57**(5): 1498 – 1509. (WANG Hai-yun. Study on variation of soil site amplification with depth: a case at Treasure Island geotechnical array, San Francisco bay[J]. *Chinese journal of Geophysics*, **57**(5): 1498 – 1509. (in Chinese))
- [27] PESTANA J, SALVATI L. Small-strain behavior of granular soils: I model for cemented and uncemented sands and gravels[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, **132**(8): 1071 – 1081.
- [28] YANG J, YAN X R. Site response to multi-directional earthquake loading: a practical procedure[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2009, **29**: 710 – 721.
- [29] SHEARER P M, ORCUTT J A. Surface and near-surface effects on seismic waves—theory and borehole seismometer results[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1987, **77**(4): 1168 – 1196.
- [30] BOORE D M. The uses and limitations of the square-root-impedance method for computing site amplification[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2013, **103**(4): 2356 – 2368.
- [31] ANDERSON J G, LEE Y, ZENG Y, et al. Control of strong motion by the upper 30 meters[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1996, **86**: 1749 – 1759.
- [32] 姜慧. 地震动随机模拟方法中的场地效应研究[D]. 北京: 中国地震局地球物理研究所, 2005. (JIANG Hui. Study on site effects of stochastic simulation of earthquake ground motions[D]. Beijing: Institute of Geophysics, China Earthquake Administration, 2015. (in Chinese))
- [33] 曾立峰, 吴志坚, 陈拓, 等. 天水黄土地区覆盖层厚度的反演研究[J]. *岩土力学*, 2012, **33**(6): 1912 – 1916. (ZENG Li-feng, WU Zhi-jian, CHEN Tuo, et al. Inversing study of overburden thickness in loess area of Tianshui[J]. *Rock and Soil Mechanic*, 2012, **33**(6): 1912 – 1916. (in Chinese))
- [34] BERESNEV I A, WEN K L. P-wave amplification by near-surface deposits at different excitation levels[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1995, **85**(5): 1490 – 1494.
- [35] IDRISI I M. An NGA empirical model for estimating the horizontal spectral values generated by shallow crustal earthquakes[J]. *Earthquake Spectra*, 2008, **24**(1): 217 – 242.
- [36] 李伟华, 赵成刚. 含软夹层的层状沉积河谷场地的地震动响应分析[J]. *岩土力学*, 2009, **30**(1): 45 – 51. (LI Wei-hua, ZHAO Cheng-gang. Analysis of seismic dynamic response of layered alluvial valleys with soft interlayer[J]. *Rock and Soil Mechanic*, 2009, **30**(1): 45 – 51. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707016

防冲吸能锚杆（索）的静动态力学特性与现场试验研究

王爱文^{1, 2}, 潘一山^{*3, 4}, 赵宝友¹, 盛继权⁵

(1. 辽宁工程技术大学力学与工程学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 辽宁工程技术大学冲击地压研究院, 辽宁 阜新 123000; 3. 辽宁大学, 辽宁 沈阳 110036; 4. 辽宁工程技术大学, 辽宁 阜新 123000; 5. 抚顺矿业集团有限责任公司老虎台煤矿, 辽宁 抚顺 113003)

摘要: 针对冲击危险巷道锚杆支护结构破坏特征及冲击载荷对锚杆-围岩支护系统的特殊要求, 设计研发了新型防冲吸能锚杆(索)。基于塑性弯曲理论分析了吸能锚杆(索)的吸能原理, 利用自主设计的静-动加载试验系统, 进行吸能锚杆(索)的静力拉伸试验与冲击拉伸试验。结果表明: 吸能锚杆(索)在拉伸过程中六角管衬里被挤压变形, 同时给摩擦圆柱提供滑移阻力, 六角管的管壁厚度、套筒内径及摩擦圆柱直径三者的装配参数对吸能阻力具有重要影响; 无论是静力拉伸还是冲击拉伸, 吸能锚杆(索)的轴力-位移曲线均存在轴力初始增长、轴力平稳和轴力突增-平稳3个阶段; 在轴力平稳阶段内锚杆杆体基本处于弹性状态, 摩擦滑移结束后, 锚杆杆体开始受力屈服; 吸能结构在吸收能量的同时很好的延迟或减缓了锚杆杆体受力屈服。与普通锚杆相比, 吸能锚杆(索)具有良好的“自保护性”与“冲击适应性”。现场试验表明, 吸能锚杆(索)能够有效削弱冲击能对巷道围岩的作用。

关键词: 冲击危险巷道; 吸能支护; 吸能锚杆(索); 静动态力学特性; 现场试验

中图分类号: TD324 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1292-10

作者简介: 王爱文(1982-), 男, 讲师, 博士, 主要从事煤矿动力灾害发生机理及预测与防治等方面的教学和科研工作。E-mail: waw_lnt@126.com。

Static and dynamic mechanical properties of energy absorption bolts (cable) and field tests

WANG Ai-wen^{1, 2}, PAN Yi-shan^{3, 4}, ZHAO Bao-you¹, SHENG Ji-quan⁵

(1. School of Mechanics and Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000 China; 2. Research Institute of Rock Burst, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 3. Liaoning University, Shenyang 110031 China; 4. Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 5. Fushun Ming Group Lao Hutai Coal Mine, Fushun 113003, China)

Abstract: In view of the failure characteristics and the special requirements of bolts used in bump-prone roadways, the energy-absorption anchor (cable) is invented. The energy absorption principle of the energy-absorption anchor (cable) is analyzed based on the plastic bending theory, and the static tension and impact tension tests are carried out by use of the independently designed static and dynamic loading test system. The test results show that the hex pipe of energy absorption anchor (cable) is squeezed and deformed, and then slip resistance for friction cylinder is produced during the whole tension process. The geometric parameters and the assembly forms of hex pipe and friction roller have important influences on the working resistance. Under whether static tension or impact tension, the load-displacement curves both consist of three stages, initial axial force growth stage, axial force stationary stage and axial force spurt-stationary stage. The rod body of anchor is basically in the elastic state at the axial force stationary stage, and the bolt begins to yield when the action of friction and sliding is completed. The energy absorption action of energy-absorbing structure delays or slows down the yielding of bolt effectively. Compared with the ordinary bolt, the energy absorption anchor (cable) possesses better self-protection and self-adaptability. The field tests show that the energy-absorption anchor (cable) can effectively weaken the effect of the impact energy acting on the surrounding rock of roadways.

Key words: bump-prone roadway; energy-absorption support; energy-absorption bolt (cable); static and dynamic mechanical property; field test

0 引言

冲击地压是中国煤炭资源开采过程中遇到的严重

基金项目: 国家自然科学基金项目(51404131); 辽宁省煤炭资源安全开采与洁净利用工程研究中心开放基金项目(LNTU15KF11)

收稿日期: 2016-10-10

*通讯作者(E-mail: panyish_cn@sina.com)

动力灾害, 随着开采深度的逐渐增加, 冲击地压灾害日益突出^[1]。据统计, 绝大多数冲击地压灾害都发生在巷道中, 冲击地压造成的破坏和人员伤亡也主要集中在巷道内。防冲支护作为冲击地压防治工作中不可或缺的重要内容, 是巷道抵抗冲击破坏的最后一道屏障。因此, 开展冲击危险巷道防冲支护研究尤为迫切, 且意义重大。锚杆、锚索作为方便快捷、成本低廉的支护材料, 被广泛应用于冲击危险巷道支护中^[2-4]。然而, 现场实践表明, 冲击地压发生时, 常常造成大量锚杆、锚索破断失效, 导致巷道严重变形甚至合拢。针对此问题, 国内外学者开展了大量研究工作, 剖析了支护结构的冲击破坏原因^[5-9], 提出吸能支护理念, 同时开发出不同类型的吸能锚杆, 如 Cone 锚杆、Roofex 锚杆、Garford 锚索、Durabar 锚杆、Yielding Secura 锚杆、D-bolt 锚杆、He-bolt 锚杆、黏性防冲锚索以及 CRM600 材料锚杆等^[10-17]。这些吸能锚杆在实验室或现场均得到了不同程度的验证, 并且取得较好效果, 特别是对于提高破坏深度较浅、硬岩条件下巷道岩爆防治的有效性起到了重要作用。但对于破坏深度较大、变形量较大的松软煤层巷道, 还存在控制围岩深度浅及防止巷道浅部围岩冲击破碎效果差等问题需要进一步完善。本文在分析冲击危险巷道锚杆、锚索典型破坏特征的基础上, 针对冲击危险巷道对锚杆-围岩支护系统的特殊要求, 设计研发了一种新型吸能防冲锚杆(索), 利用自主设计的静-动加载试验系统进行了静力拉伸与冲击拉伸试验, 检验其最大抗拉强度、让位吸能点和吸能量。最后, 采用现场试验方法, 检验了防冲吸能锚杆(索)的应用效果, 期望为冲击大变形巷道防冲支护提供新型可靠的支护手段。

1 冲击载荷作用下锚杆典型失效形式

(1) 锚杆锚固端脱黏滑移

冲击地压发生时在巷道围岩内部形成重复的拉伸、压缩、剪切等复杂动应力。爆破、注水、钻孔等防治措施造成巷道围岩性质劣化、可锚性降低, 加之在复杂动应力作用, 导致围岩与树脂锚固剂的黏结力急剧较小。冲击发生时, 瞬间剪应力大于锚固界面的剪切强度, 则黏结剂开始变形与围岩脱黏滑移, 失去对围岩的约束。在锚杆与支架联合支护的巷道中, 巷道围岩在 U型钢、液压支架等支护结构的支护反力作用下, 涌向巷道空间的速度减缓。在解除围岩的轴向约束后, 锚杆在冲击载荷作用下与围岩产生相对速度, 进而发生相对位移。冲击后锚杆失效形式如图 1 (a) 所示。

(2) 锚杆尾部螺纹脱扣或断裂

巷道围岩及锚杆支护体所受到的冲击载荷与外部

能量大小成正比, 而与围岩允许的变形量成反比。冲击发生的过程一般非常短暂, 仅有几秒钟, 在如此短的时间内, 依靠围岩变形释放冲击能量是有限的, 锚杆支护系统不具有主动让压的变形功能, 导致锚杆受到冲击载荷超过其强度极限, 而锚杆尾部由于螺纹的强度较低, 使螺纹段成为最危险段, 最终导致锚杆尾部螺纹脱扣或断裂, 如图 1 (b)。

(3) 巷道浅部围岩破坏导致锚杆悬空

当冲击应力波到达巷道表面时, 由于煤体与表面空气的波阻抗差异巨大, 使得绝大部分应力波在巷道表面发生反射形成反射拉伸应力波。冲击应力波波头与反射波波尾叠加, 当叠加的应力波强度高于巷道围岩强度时, 巷道周边煤岩体就将被破坏, 导致锚杆失去托锚基础, 如图 1 (c) 所示, 此种情况多发生于巷帮表面煤体。

(4) 锚杆与围岩整体失效

锚杆可使其锚固范围内煤岩体的力学特性有一定程度的改善, 但由于锚杆的长度有限, 一般的锚固作用范围在巷道周边 2 m 深左右, 而具有冲击危险的极限平衡区一般位于 2 m 以外的范围, 即锚杆对极限平衡区煤岩体力学性质的影响较小。极限平衡区内的煤岩体冲击扩容, 形成强大的冲击载荷作用到锚固作用范围的岩体上, 当冲击载荷足够大时, 在瞬间一次性就摧毁了巷道。锚杆与围岩整体失效如图 1 (d) 所示。



图 1 冲击载荷作用下锚杆典型失效形式

Fig. 1 Typical failures of rockbolts under action of impact loads

2 防冲吸能锚杆(索)及防冲原理

2.1 防冲吸能支护原则

如前所述, 冲击地压发生时锚杆与围岩同为受灾对象, 造成锚杆失效的主要原因是冲击载荷、锚杆自身冲击适应性差以及围岩力学性质劣化。因此, 进行

防冲吸能支护时应将锚杆与围岩视为统一系统,最大限度的降低冲击能对“锚杆-围岩”系统的破坏能力。一方面,设计具有吸能构件的支护结构,冲击发生时能够快速吸收冲击能,通过引导控制能量的释放和转化,将高能量消耗在吸能构件的主动让压过程中,削弱冲击能对围岩的破坏能力。另一方面,加强围岩自身强度,提高围岩的抗冲击性能,避免围岩冲击破碎导致锚杆失效。具体应遵循如下原则:

(1) 锚杆、锚索首先要保证支护系统有足够的预紧力和支护强度,控制静载荷作用下锚固范围内围岩的离层、滑动裂隙张开,新生裂纹产生等扩容变形与破坏。同时,还应避免频繁低能量矿震事件造成的“锚杆-围岩”系统性能劣化。

(2) 锚杆、锚索支护系统变形协调并具备一定的让位缓冲空间,有效降低冲击能和减缓冲冲击载荷,在冲地压发生时,不是硬性抵抗,而是与围岩一起协调变形且不被破坏,变形过程中始终保持对围岩变形的限制,降低其破坏程度。

(3) 锚杆、锚索与托盘、钢带、金属网及围岩紧密相联,各个支护构件除了满足强度耦合、刚度耦合、变形协调,还要应满足锚杆、锚索与围岩的吸能能力耦合。

(4) 选择合适的锚固方式,增强锚杆与围岩的耦合效果使之成为统一结构,削弱冲击应力波引起的锚杆与围岩的动态相互作用,防止锚杆破断或锚固脱黏。

(5) 提高围岩的整体性,降低煤体的碎胀松散性,保证锚杆锚索的锚固基础,避免锚杆失效,使巷道周边破坏变形得到有效控制。

2.2 防冲吸能锚杆(索)结构

遵循上述原则,从防冲角度出发设计研发了新型防冲吸能锚杆(索)。防冲吸能锚杆(索)主要包括:吸能连接套筒、端部设有挤压圆台和摩擦圆柱的螺纹钢锚杆、钢绞线锚索、尾部吸能装置。其主要思想是利用吸能连接套筒将锚杆与锚索连接,将薄壁筒状结构作为锚杆尾部让位缓冲吸能装置,如图 2 所示。

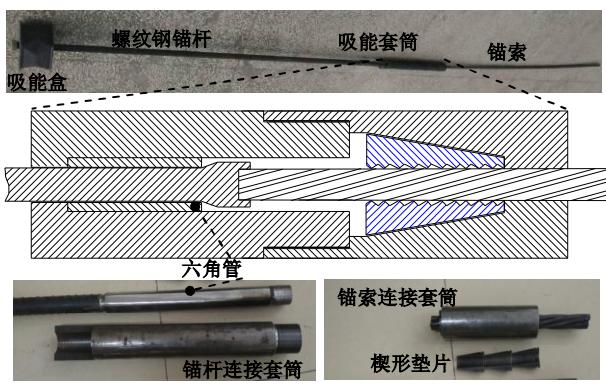


图 2 吸能防冲锚杆(索)

Fig. 2 Energy-absorption bolt (cable)

吸能连接套筒由锚索连接套筒、内置六角管衬里的锚杆连接套筒组成。锚索连接套筒与锚杆连接套筒通过螺纹连接,与锚索通过锥形无键锁紧方式连接。尾部让位缓冲吸能装置呈筒状结构,位于垫板与托盘之间,套装于螺纹钢杆体上。螺母和托盘依次套装在螺纹钢锚杆体尾部,垫板紧贴巷道表面。吸能锚杆(索)使用时,锚索采用树脂锚固剂端头锚固,锚杆段采用先预紧后注浆全长锚固。

2.3 防冲吸能锚杆(索)防冲原理

冲击地压发生时产生的冲击应力波经过深部岩层的阻尼衰减传递至锚固围岩体,一方面造成锚固围岩体向巷道空间移动;另一方面,冲击应力波在锚固岩体中传播过程中造成锚杆与围岩之间的动力相互作用,导致锚杆脱黏或破断;冲击应力波传播至巷道表面后,接近全部的冲击波以反射波的形式返回围岩内部,对围岩产生明显的冲击拉伸作用。

从结构上看,整根吸能锚杆(索)分别在锚杆锚固末端与锚杆尾部设两处吸能构件,具备分布式吸能功能。即冲击地压发生时吸能锚杆(索)的吸能套筒首先实现让位吸能,消耗一部分冲击能,在冲击波的入射端减缓冲冲击能对锚固围岩体的破坏。此外,锚杆尾部吸能装置在冲击波作用下迅速压溃实现让位,给煤岩提供了一定的能量释放空间,这相当于吸能装置间接耗散围岩冲击能,一方面,降低了冲击波在巷道表层的反射,有效减轻反射应力波对围岩的拉伸作用,削弱或避免浅部围岩破坏。另一方面,削弱了冲击载荷对锚杆尾部危险截面的作用,防止锚杆尾部冲击破断或螺纹脱扣。

从作用方式上看,吸能锚杆(索)具有分段锚固,分段控制围岩特征。对于锚索作用范围的深部围岩来讲,锚索端部与尾部之间的岩体在高预紧力下各岩层相互锁紧,增强岩层间的摩擦力,防止层间错动滑移,避免各岩层出现离层,提高深部岩体的抗冲击耗能能力。锚杆控制段的浅部围岩后注浆全长锚固可较好地耦合围岩与锚杆,提高围岩强度、增强围岩的抗冲击性能。另一方面,注浆液渗透到钻孔周边的裂隙中,改善围岩的阻尼耗能特性,使锚杆杆体内传播纵波小部分能量反射回来,而部分能量会透射到围岩体中去,更好的发挥围岩自身吸能特性。弹性应力波带给锚杆的能量因周围介质透射而明显衰减,能够有效的防止锚杆脱黏。

3 六角管挤压摩擦过程的力学分析

在吸能锚杆(索)的轴向拉伸过程中,随着挤压圆台的逐渐深入,挤压圆台对六角管的各边施加径向

载荷 P , 在径向载荷 P 及套管对六角管 6 个角点处的径向约束力 N 的作用下, 六角管管壁发生塑性弯曲变形, 当挤压圆台全部进入后, 六角管的各个边由原来的直线演化变为与挤压圆台弧度一致的 $1/6$ 圆弧, 如图 3 所示。

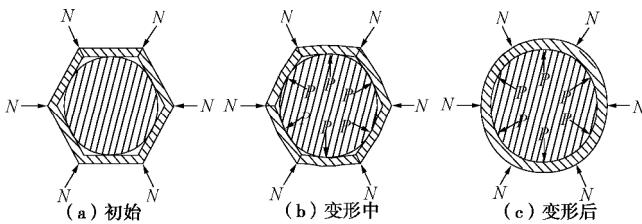


图 3 六角管壁受力挤压变形过程

Fig. 3 Extrusion process of hexagonal tube

六角管变形可归结为在弯曲和拉伸作用下的理想刚塑性矩形截面梁的大变形弯曲问题^[18]。考虑该结构的对称性, 可取六角管任意一边进行受力分析, 其简化力学模型如图 4 所示。其中, 外部套筒对六角管的角点作用有径向支撑力 N , 六角管两相邻边相互作用力 N_1 及弯矩 M_A , 挤压圆台对六角管一边的作用力简化为集中载荷 P 。分析可知, 径向支撑力 N 与六角管两相邻边相互作用力 N_1 的合力在水平方向的投影为 N_A , 垂直方向的投影 $N_y=P/2$ 。

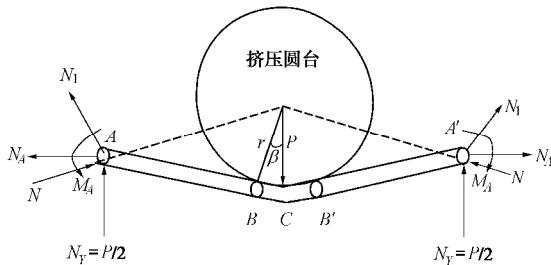


图 4 简化力学模型

Fig. 4 Simplified mechanical model

如图 4 所示, 当挤压圆台开始对六角管施加载荷时, 梁的初始破损能机构包含两个固定端的两个塑性铰 A 和 A' , 还有一个塑性铰在梁的中央截面 C 。随着挤压圆台的压入, 梁的挠度增加, 梁的中央部分 $B B'$ 包住了部分挤压圆台。假定梁是为理想刚塑性, 圆弧段 $B B'$ 必定处于塑性纯弯曲状态。因此, 除了在两固定端 A 和 A' 的塑性铰 (有 $M_A = -M_{p_1}$, M_p 为梁的极限塑性弯矩) 外, 截面 B 和 B' 处也形成了塑性铰, 且有 $M_B = M_{p_2}$ 。

取梁的一半为研究对象, 其受力情况如图 5 所示。图中, b 为圆弧段 BC 所对应的中心角, r 为挤压圆台半径, L 为 $1/2$ 六角管边长。由静力学平衡方程有

$$2M_p - \frac{P}{2}(L - rsinb) + N_A \tan b(L - rsinb) = 0 \quad (1)$$

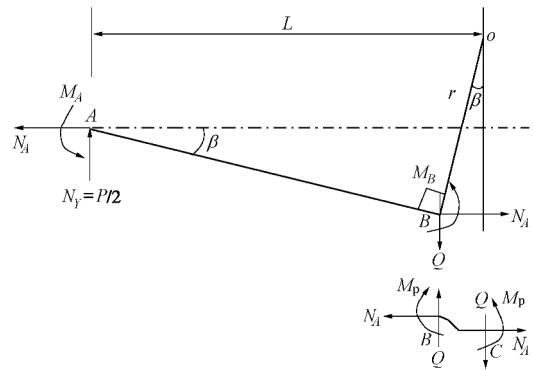


图 5 直线段 AB 与圆弧段 BC 的受力

Fig. 5 Force diagram of line AB and arc BC

于是得梁在大变形下的承载能力为

$$P = \frac{4M_p}{L - rsinb} + 2N_A \tan b \quad (2)$$

由于 r 与 L 为同一数量级, 参数 b 很小, 则有 $\sin b \approx \tan b \approx b \approx w/L$, 取 w 为梁中点处的挠度, 将 $b \approx w/L$ 代入式 (2) 可得

$$P = M_p \frac{4L}{L^2 - rw} + 2N_A \frac{w}{L} \quad (3)$$

参考文献[18]给出了大变形所引起的塑性铰 A 处的轴力近似值为

$$\frac{N_A}{N_p} = 4b \approx 4 \frac{w}{L} \quad (4)$$

式中, N_p 为塑性极限轴力, $N_p = s_s \cdot dt \cdot D$, s_s 为材料屈服强度, D 为六角管壁厚, dt 为截取的微段梁宽度。

将式 (3) 代入式 (4) 可得

$$P = M_p \frac{4L}{L^2 - rw} + 8N_p \frac{w^2}{L^2} \quad (5)$$

参考文献[18, 19]可知, 梁的极限塑性弯矩 $M_p = s_s \cdot dt \cdot D^2/4$, 则式 (5) 可进一步写为

$$P = s_s dt D \left[\frac{LD}{L^2 - rw} + 8 \frac{w^2}{L^2} \right] \quad (6)$$

挤压过程中六角管一边由直线缓慢变形至 $1/6$ 圆弧弯曲状态, 该边中点对应的最大挠度 $w = R - \sqrt{3}R/2$, 其中 R 为套筒内半径。将其代入式 (6) 得 $1/6$ 圆弧上的径向挤压力 P_F 。

依据作用力与反作用力可知, 力 P_F 即为六角管壁对摩擦圆柱的径向正压力, 且假定该径向力均匀分布, 设摩擦圆柱轴向长度为 T , 摩擦圆柱与六角管管壁的摩擦系数为 f , 则有挤压摩擦过程中的阻力 P_z 为

$$P_z = 6f s_s T D \left[\frac{LD}{L^2 - rw} + 8 \frac{w^2}{L^2} \right] \quad (7)$$

随着挤压圆台的逐渐进入, 六角管被挤压成圆形。由弹塑性力学原理可知, 变形后的六角管与外部套筒

可视为一等效厚壁圆筒。当挤压圆台全部进入后, 等效厚壁圆筒开始对摩擦圆柱提供径向压力, 在径向压力作用下, 摩擦圆柱与变形后的六角管产生摩擦阻力, 该摩擦阻力即为吸能锚杆(索)拉伸阻力。可见, 只要求出等效厚壁套筒产生的径向压力, 即可计算出吸能锚杆(索)的拉伸阻力。

由文献[19]可知, 当等效厚壁套筒中的外部套筒内壁处于极限屈服状态时, 作用在圆筒内壁的均布载荷 p_e 为

$$p_e = S_s \left[\ln \frac{R}{r} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right) \right] , \quad (8)$$

式中, R 为外套筒外径。

此时摩擦圆柱与变形后的六角管产生摩擦阻力 P'_z 近似表示为

$$P'_z = 2\pi r T S_s \left[\ln \frac{R}{r} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right) \right] f . \quad (9)$$

需要指出的是式(9)的精度较差, 实际应用中应根据试验结果进行修正。

综上理论分析可知, 六角管的管壁厚度、套筒内径及摩擦圆柱直径三者的装配参数对吸能锚杆(索)吸能阻力具有重要影响。在给定套筒内径时, 通过调整六角管管壁厚度或摩擦圆柱直径可实现吸能锚杆(索)吸能阻力调整。取 $r=14.5$ mm, $R=16$ mm, $R_2=21$ mm, $S_s=700$ MPa, $f=0.25$, $T=20$ mm。依据式(9)可计算出外部套筒起作用时吸能锚杆(索)最大阻力 $P'_z=114.8$ kN。

4 防冲吸能锚杆(索)的静、动力学试验

4.1 试件基本参数

选择壁厚为 2 mm, 外接圆直径为 32 mm, 材料为 45 钢的六角管与端头摩擦圆柱直径 29 mm, 高 20 mm, 直径 22 mm 的螺纹钢锚杆和直径 17.8 mm 的钢绞线锚索配合材料为 45 钢, 内直径为 32 mm, 壁厚为 5 mm 的套筒加工吸能锚杆(索), 试件其他基本参数见表 1。

表 1 试验试件基本参数

Table 1 Basic parameters of specimens

试件 编号	吸能套筒 长度/mm	锚杆长 度/mm	锚索长 度/mm	加载速度 /(mm·min ⁻¹)
SJ1	220	300	200	5
SJ2	220	300	200	5
SJ3	220	2200	2000	20
SJ4	220	2200	2000	20
SJ5	250	2200	2000	冲击加载
SJ6	200	2200	2000	冲击加载
SJ7	250	2200	2000	冲击加载
SJ8	250	2200	2000	冲击加载

4.2 试验系统组成

试验系统由框架部分、液压式静-动加载系统、监测系统与防护系统组成, 如图 6。其中框架部分包括两立柱、两根端部固定横梁与位置可调的中间横梁, 中间横梁中心位置设有直径略大于锚索直径的纵向孔, 用于固定测试试件。可实现双向伸缩的液压缸为静-动加载系统的动力输出终端, 呈中空环型结构以便于试件穿过, 通过法兰固定于左端横梁上, 试验时利用螺母与锁具对穿过其中的试件两端固定并预紧, 再通过液压加载对试件进行准静态拉伸、冲击拉伸。

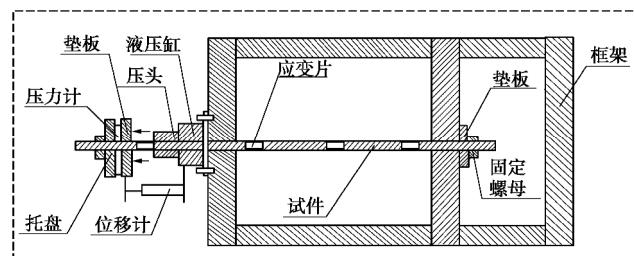


图 6 试验系统

Fig. 6 Testing system

液压式静-动加载系统包括: 准静态加载系统、冲击加载系统以及电液控制系统等。系统中各类阀件采用电液控制方式, 通过计算机控制系统实现自动控制, 其整体组成与原理图如图 7 所示。当进行准静态加载时, 首先关闭截止阀 5 和单向阀 7, 8, 打开截止阀 6, 然后启动电动机 M3 使柱塞泵驱动油水分离器对环形活塞杆实现准静态加载。进行冲击加载时, 首先关闭截止阀 6, 同时保持单向阀 7, 8 处于闭合状态, 启动电动机 M2 使增压器内充满液体后关闭截止阀 9, 然后启动电动机 M1 向储能器中注入高压液体, 高压液体压缩储能器中的气囊储存大量压缩能, 当储能器

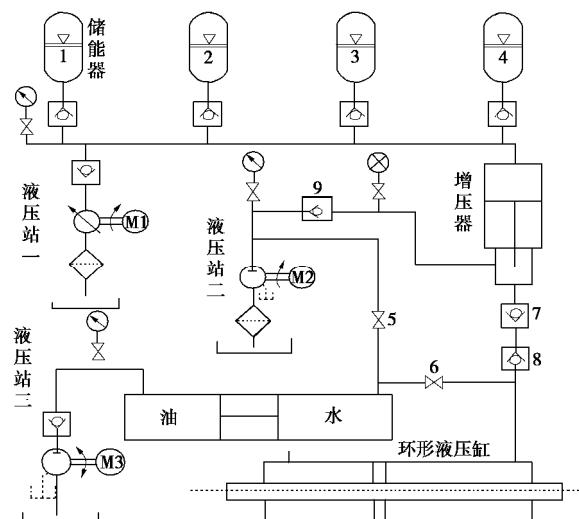


图 7 静-动加载系统原理

Fig. 7 Schematic diagram of static-dynamic loading system

中液体压力达到预设值停止注液, 然后迅速打开将单向阀7, 8及储能器的单向阀, 高压蓄能器快速释放高压冲击能, 高压冲击能通过环形液压缸驱动环形活塞杆进行冲击加载。

4.3 静力拉伸试验结果分析

试验初期, 试件SJ1与SJ2呈现低阻力伸长, 这是由于锚索连接套筒锥形无键连接的锁紧过程所致。正常加载阶段, 随着加载的进行锚杆开始在吸能套筒内滑移, 并伴随有微小响声, 套筒直径没有发生变化, 说明整个拉伸过程中套筒外壁变形状态处于弹性阶段, 这能保证套筒外壁与围岩的黏结作用, 避免了套筒变形过大导致锚索失去底部锚固基础。

图8为试件SJ1~SJ4静力拉伸时吸能锚杆(索)轴力-位移曲线图, 其中SJ1与SJ2为短尺寸试件, 采用WAW-600C系列微机控制电液伺服万能试验机以5 mm/min的位移加载速度进行加载。由图8(a)、8(b)可以看出整个拉伸过程可分为轴力上升段和轴力平稳段两阶段。在轴力上升阶段内(试件SJ1试验机行程为0~35 mm时, 试件SJ2试验机行程为0~40 mm时)轴力逐渐增大, 此时螺纹钢锚杆端头摩擦圆柱刚好完全进入六角管。此后, 两试件分别进入轴力平稳段, 该阶段内轴力值逐渐趋于稳定, 但有小幅度波动, 试验后期轴力值稍有下降, 试件SJ1与试件SJ2产生挤压摩擦滑移量分别为180, 150 mm, 平均滑移轴力分别为140, 147 kN, 由此计算出轴力上升段与轴力平稳段的总吸能量分别为28.4, 26.9 kJ, 具体数据见表2。

表2 静力拉伸试验结果

Table 2 Results of static tensile tests

试件 编号	轴力增加 阶段/mm	轴力稳定 阶段/mm	轴力均 值/kN	滑移距离 /mm	吸能 量/kJ
SJ1	35	180	140	215	28.4
SJ2	40	150	147	190	26.9
SJ3	40	179	138	219	24.7
SJ4	40	188	136	220	26.7

试件SJ3、SJ4为长尺寸试件, 利用自行设计的静-动加载试验系统以20 mm/min的位移加载速度加载, 试验结果如图8(c)、(d)所示。与试件SJ1、SJ2相比, 试验过程中两试件的轴力-位移曲线变化规律相似, 同样存在轴力上升段和轴力平稳段。轴力平稳段的摩擦滑移长度在180 mm左右, 轴力值维持在130~145 kN区间, 但波动现象明显。试件SJ3在试验后期, 轴力出现明显下降, 其主要原因是, 锚杆摩擦圆柱在摩擦过程中圆柱面受到破坏所致。锚杆总位移接近220 mm后, 轴力明显快速上升, 其原因是摩擦滑移行程结束后, 继续加载导致锚杆杆体开始表现出受力屈服。导致试件SJ3与试件SJ4后期的轴力位移曲线

存在差异的原因是, 摩擦滑移结束后, 试剂的继续加载时间不同。根据锚索的极限载荷可以确定, 整个拉伸过程中锚索始终处于弹性状态。总体上看, 拉伸过程中轴力为130~145 kN, 据此可以判断在锚杆摩擦滑移阶段中杆体基本处于弹性状态, 而摩擦滑移结束后, 锚杆杆体开始受力屈服。这说明吸能结构很好的延迟或减缓了锚杆杆体受力屈服, 对锚杆杆体到了良好的保护作用。

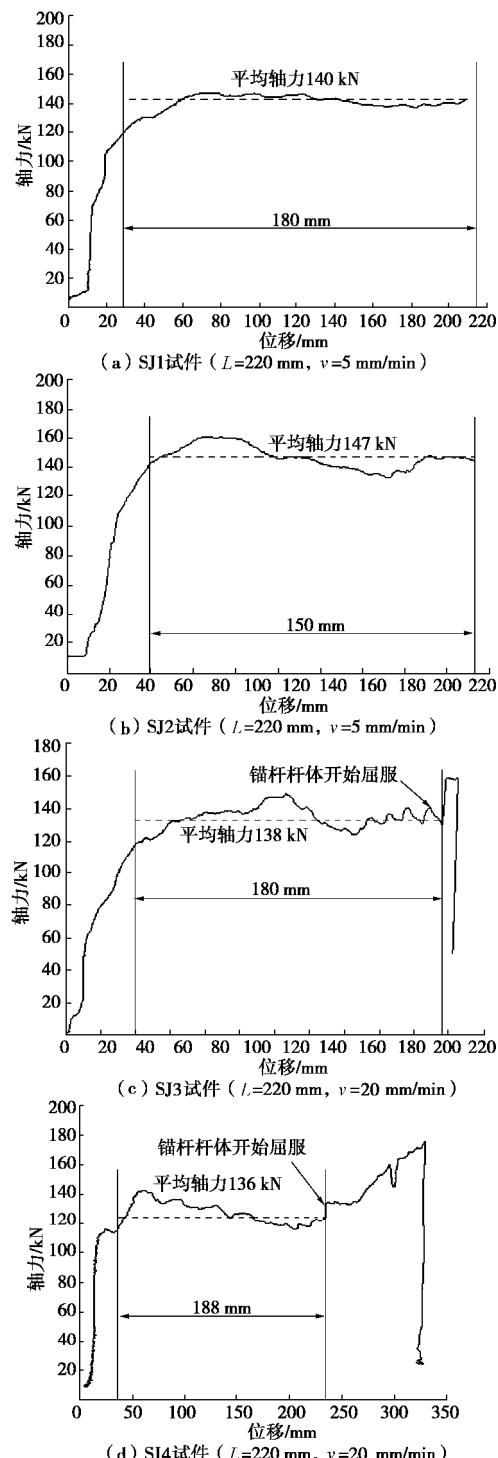


图8 静力拉伸吸能锚杆(索)轴力-位移曲线

Fig. 8 Axial force-displacement curves of energy-absorption bolt under static tension

4.4 冲击拉伸试验及结果分析

图9为试件SJ5~SJ8冲击拉伸时吸能锚杆(索)轴力-位移曲线。总体上,在冲击拉伸过程中轴力-位移曲线可分为3个阶段:①初始轴力增长阶段,该阶段为摩擦圆柱逐渐进入六角管内的过程,在此阶段内轴力由零基本呈线性增加至140 kN左右,位移变化量较小;②轴力平稳阶段,即摩擦圆柱在六角管内摩擦滑移阶段,在该阶段内轴力基本维持在140 kN左右,位移逐渐增大;③轴力突增-平稳阶段,该阶段为摩擦滑移行程结束后仍然存在剩余能量,锚杆杆体开始屈服,轴力逐渐增大至锚杆的极限载荷,此阶段内锚杆杆体塑性屈服伸长吸收剩余能量。

冲击拉伸过程中各个试件轴力存在明显的上下波动,波动幅值一般在10~15 kN左右,导致这种波动的原因可能是六角管管壁与摩擦圆柱接触面存在不光滑点,致使局部摩擦阻力增大。滑移行程结束后轴力瞬间跳跃至接近锚杆杆体破断载荷,这是因为锚杆杆体的早期屈服导致杆体应变硬化;试件SJ7在加载初期与加载过程中轴力始终低于锚杆屈服载荷,并未出现加载后期轴力突跳现象。试件SJ8试验后期,锚索尾部锁具出现滑动导致该试件的轴力-位移出现两次跌落。

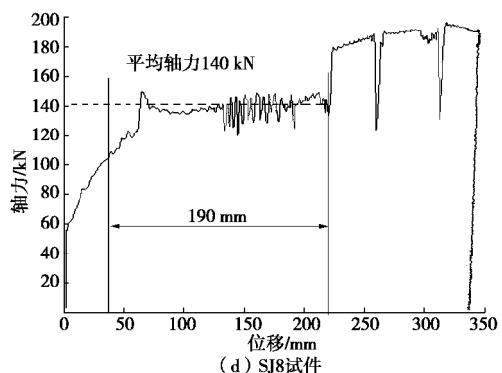
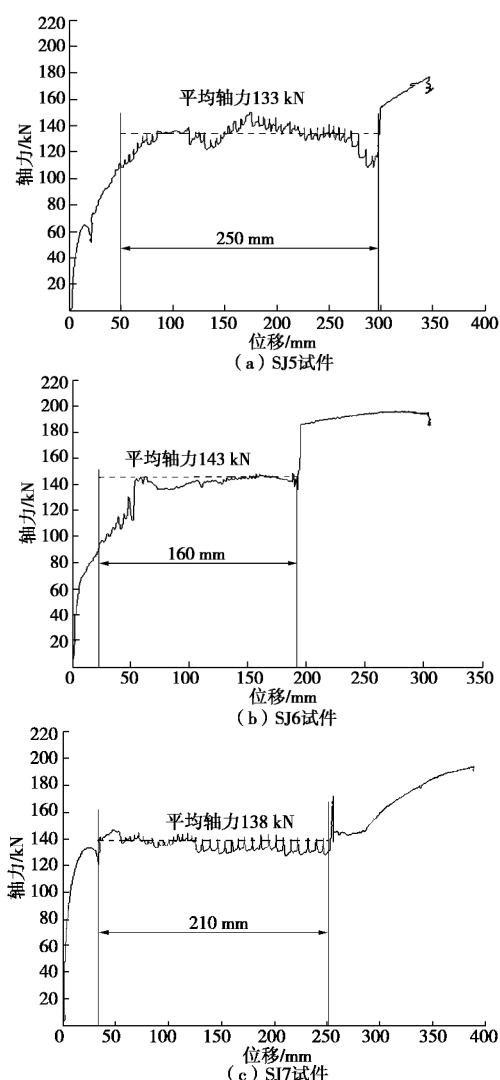


图9 冲击拉伸下吸能锚杆(索)轴力-位移曲线

Fig. 9 Axial force-displacement curves of energy-absorption bolt under impact tension

表3为冲击拉伸试验结果,对比静力拉伸试验结果进一步分析可知,冲击拉伸条件下吸能锚杆(索)的吸能阻力和静载拉伸阻力相差不大。

表3 冲击拉伸试验结果

Table 3 Results of impact tensile tests

试件编号	轴力增加阶段/mm	轴力稳定阶段/mm	轴力均值/kN	滑移距离/mm	吸能量/kJ
SJ5	50	250	133	250	41.5
SJ6	35	165	143	200	32.8
SJ7	30	220	138	250	42.5
SJ8	40	190	140	230	36.9

表4为试验试件不同阶段的平均阻力值与理论计算结果对比表,其中挤压过程的总平均阻力取各个试验试件轴力位-移曲线在横坐标为20 mm处的平均阻力值,即圆台刚好全部进入六角管内时4个试件的平均阻力;摩擦过程总平均阻力取试件轴力平稳段的平均值;摩擦过程总平均阻力的理论计算结果考虑套筒内壁刚发生塑性变形条件下的计算结果。可以看出,静力拉伸时挤压过程中的总平均阻力与摩擦过程的总平均阻力与理论计算结果的相对误差分别为12.6%和18.1%;冲击拉伸时挤压过程中的总平均阻力与摩擦过程的总平均阻力与理论计算的相对误差分别为34.5%和17.1%。冲击拉伸时挤压阶段的阻力与理论计算的相对误差较大,其原因可能是六角管壁在高速加载时动强度较高导致挤压拉力增大所致,而挤压完成后,摩擦圆柱滑移过程中主要由六角管与摩擦圆柱的摩擦力起作用,所以该过程中的阻力值与理论计算的相对误差不大。

图10为吸能锚杆、普通锚杆(HRB400, 直径22 mm, 试验段长度1900 mm)在静力拉伸与冲击拉伸条件下的轴力-位移曲线对比图。可以看出,在无论是静力拉伸还是冲击拉伸,普通锚杆受载后很快进入塑性屈服,随着加载的持续,锚杆不断伸长,轴力也逐渐增加至极限载荷。拉伸过程中锚杆轴力变化平稳,

且轴力值较高，呈单一的塑性屈服—破断工作模式。仅从轴力-位移曲线图上看，普通锚杆显著优越于吸能锚杆（索），具体表现为拉伸过程中轴力变化平稳，且力值较高，但在实际巷道支护中锚杆塑性伸长带来的负效应为丧失对周围岩体的控制作用，致使围岩变形过大，承载性能极大降低。吸能锚杆（索）拉伸时存在初始轴力增长阶段、轴力平稳阶段、轴力突增—平稳阶段三阶段，轴力平稳阶段吸能阻力维持在 140 kN 左右，始终小于等于螺纹钢锚杆杆体的屈服载荷。使用时，由于锚杆段通过全长注浆锚固使杆体全部与围岩接触，如果冲击载荷到达设计吸能阻力 140 kN 时，则围岩带动锚杆杆体在吸能套筒内滑移，吸收冲击能，且在滑移吸能过程中锚杆杆体始终呈弹性状态或小变形状态，保持着对围岩的控制作用，防止锚杆锚固围岩体破坏。

表 4 理论与试验结果对比

Table 4 Comparison between theoretical and test results

阶段阻力	挤压过程的总平均阻力/kN	摩擦过程的总平均阻力/kN
理论计算	52.4	114.8
静力拉伸试验	60.0	140.3
冲击拉伸试验	82.5	138.5
理论计算与静力拉伸试验相对误差/%	12.6	18.1
理论计算与冲击拉伸试验相对误差/%	34.5	17.1

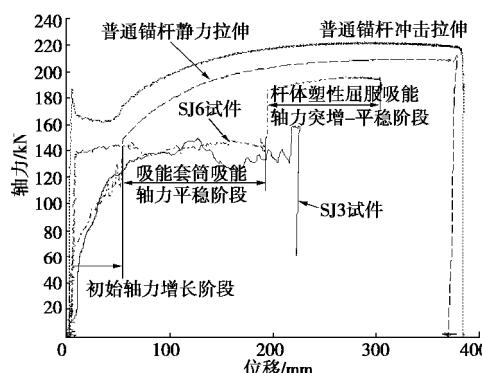


图 10 普通锚杆与吸能锚杆(索)轴力-位移对比

Fig. 10 Axial force-displacement curves of energy absorption bolt (cable) and common bolt

综上分析,通过拉伸试验可知,本文提出的吸能铺杆(索)具有良好的“自保护性”与“冲击适应性”。

“自保护性”表现为：在载荷作用下吸能锚杆（索）的吸能套筒首先吸收一部分能量，有效避免了螺纹钢锚杆直接承受载荷作用，防止锚杆破断，保护了锚杆的主动支护功能。“冲击适应性”表现为吸能锚杆（索）的变形模式与工作状态可根据一次冲击能量的大小进行适应性调整。当冲击能量较小时，吸能锚杆（索）的轴力-位移曲线只有初始轴力增长阶段和轴力平稳

阶段两个阶段，此时吸能锚杆（索）中吸能套筒表现为恒阻吸能，而锚杆杆体本身可以保持弹性状态或小变形状态；当冲击能量较大时锚杆的轴力-位移曲线有初始轴力增长阶段、轴力平稳阶段和轴力突增-平稳阶段3个阶段，此时吸能套筒先吸收一部分能量，然后锚杆杆体的塑性屈服伸长吸能剩余能量。

5 现场试验

5.1 试验巷道工程概况

试验巷道平均采深 800 m, 煤层平均厚度为 12 m, 倾角平均为 12° , 平均单轴抗压强度 17.5 MPa, 具有冲击倾向。煤层顶板沉积厚层泥质岩层。巷道掘进断面为 17.02 m^2 , 净断面为 12.6 m^2 。

原支护采用“锚杆+金属网”与36“U”型钢棚复合支护。锚杆长度2.0m、直径20mm；间排距为800mm×1000mm；锚固方式为端头锚固；36“U”型钢棚棚距为800mm。

吸能支护选用“锚杆+吸能锚杆（索）+金属网”，支护布置如图 11 所示。锚杆长度 2.2 m、直径 22 mm；间排距为 800 mm×1000 mm；锚杆尾部设吸能装置；采用加长锚固。吸能锚杆（索）选用长度 2.2 m、直径 22 mm 的锚杆与长度 4.2 m、直径 17.8 mm 的锚索和长度为 220 mm 的吸能连接套筒和尾部吸能装置组成，间排距为 1600 mm×2000 mm。锚索采用三根树脂锚固剂端头锚固，锚杆采用后注浆全长锚固，注浆材料为水泥砂浆。考虑到安全因素，保留“U36”型钢棚，但棚距为 1600 mm。

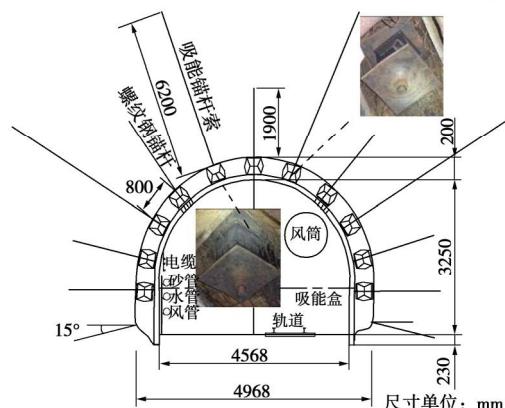


图 11 吸能支护断面布置

Fig. 11 Arrangement of energy-absorption support

5.2 试验效果分析

图 12 为原支护段与吸能支护段巷道顶板离层量随时间变化规律的对比情况。可以看出, 原支护条件下, 巷道围岩变形以浅部锚杆锚固范围内围岩的碎胀扩容以及锚杆锚固区外的离层为主。吸能支护时, 巷道锚杆锚固范围内围岩的碎胀扩容明显减小, 锚固范

围外的离层也明显降低。

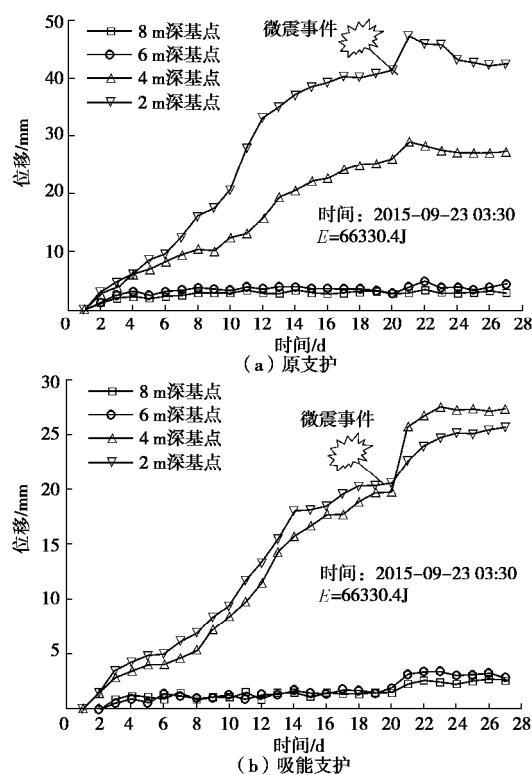


图 12 顶板离层量随时间变化规律

Fig. 12 Change rules of roof bedding separation with time

监测期间发生一次微震事件,事件能量为66330.4 J,位于顶板50 m,距离试验段水平距离55 m。微震事件后,两测站内各个离层监测点的位移量均有突跳,从图12(b)可知,微震事件发生后4 m深基点位移突跳6 mm,2 m深基点位移突跳2 mm。可以看出,冲击能引起的围岩变形以锚杆锚固区外的离层为主,而锚杆锚固范围内围岩的碎胀扩容很小。其原因为在全长锚固以及吸能套筒的共同作用下,冲击发生时锚杆作用范围内的锚固岩体变形很小,近似做刚体运动,同时带动吸能套筒内的锚杆滑移,吸收冲击能。取吸能阻力为140 kN,则单根吸能锚杆(索)吸收的能量为 $140 \text{ kN} \times 6 \text{ mm} = 840 \text{ J}$,吸能构件的摩擦滑移过程中消耗了部分冲击能,能够减小冲击能对巷道围岩的作用。需要指出的是所发生的微震事件能量较小,距离试验点较远,因此微震事件造成的围岩破坏程度较弱,吸能锚杆(索)的位移量较小,还需要进一步研究吸能锚(索)对高能量微震事件的响应规律,以进一步分析其防冲能力。

6 结 论

(1) 吸能锚杆(索)在拉伸过程中,六角衬里管受挤压变形同时能够提供滑移阻力。六角管的管壁厚度、套筒内径及摩擦圆柱直径三者的装配参数对吸能

锚杆(索)吸能阻力具有重要影响。在给定套筒内径时,通过调整六角管管壁厚度或摩擦圆柱直径可实现吸能锚杆(索)吸能阻力调整。

(2) 静力拉伸条件下吸能锚杆(索)的吸能阻力在130~145 kN之间,冲击拉伸条件下吸能锚杆(索)的吸能阻力在133~143 kN之间。无论是静力拉伸还是冲击拉伸,吸能锚杆(索)的轴力-位移变化规律均存在初始轴力增长阶段、轴力平稳阶段和轴力突增—平稳阶段3个阶段,在轴力平稳阶段内锚杆杆体基本上处于弹性状态,摩擦滑移结束后,锚杆杆体开始受力屈服。

(3) 吸能锚杆(索)的吸能结构在吸收能量的同时很好的延迟或减缓了锚杆杆体受力屈服。与普通锚杆相比,吸能锚杆(索)具有良好的“自保护性”与“冲击适应性”。

(4) 现场试验表明:吸能支护条件下,冲击应力波引起的围岩变形以锚杆锚固区外的离层为主,而锚杆锚固范围内围岩的碎胀扩容很小。吸能锚杆(索)能够消耗部分冲击能,削弱冲击能对巷道围岩的破坏。

参考文献:

- [1] 齐庆新,窦林名.冲击地压理论与技术[M].徐州:中国矿业大学出版社,2008. (QI Qing-xin, DOU Lin-ming. Theory and technology of rockburst[M]. Xuzhou: China University of Mining & Technology Press, 2008. (in Chinese))
- [2] 王平,姜福兴,王存文,等.大变形锚杆索协调防冲支护的理论研究[J].采矿与安全工程学报,2012,29(2): 191-196. (WANG Ping, JIANG Fu-xing, WANG Cun-wen, et al. The study on coordination for avoiding impact using bolt and anchor cable with large deformation[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2012, 29(2): 191 - 196. (in Chinese))
- [3] 康红普,林健,吴拥政.全断面高预应力强力锚索支护技术及其在动压巷道中的应用[J].煤炭学报,2009,34(9): 1154-1159. (KANG Hong-pu, LIN Jian, WU Yong-zheng. High pretensioned stress and intensive cable bolting technology set in full section and application in entry affected by dynamic pressure[J]. Journal of China Coal Society, 2009, 34(9): 1154 - 1159. (in Chinese))
- [4] 高明仕,张农,窦林名,等.基于能量平衡理论的冲击矿压巷道支护参数研究[J].中国矿业大学学报,2007,36(4): 426-430. (GAO Ming-shi, ZHANG Nong, DOU Lin-ming, et al. Study of roadway support parameters subjected to rockburst based on energy balance theory[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2007, 36(4): 426 - 430. (in Chinese))

- [5] 潘一山, 王凯兴, 肖永惠. 基于摆型波理论的防冲支护设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1537 – 1543. (PAN Yi-shan, WANG Kai-xing, XIAO Yong-hui. Design of anti-scour support based on theory of pendulum-type wave[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1537 – 1543. (in Chinese))
- [6] 潘一山, 肖永惠, 李忠华, 等. 冲击地压矿井巷道支护理论研究及应用[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(2): 222 – 228. (PAN Yi-shan, XIAO Yong-hui, LI Zhong-hua, et al. Study of tunnel support theory of rockburst in coal mine and its application[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(2): 222 – 228. (in Chinese))
- [7] 王正义, 窦林名, 王桂峰. 动载作用下圆形巷道锚杆支护结构破坏机理研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(10): 1901 – 1909. (WANG Zheng-yi, DOU Lin-ming, WANG Gui-feng. Failure mechanism of anchored bolts supporting structure of circular roadway under dynamic load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(10): 1901 – 1909. (in Chinese))
- [8] POTVIN Y. Strategies and tactics to control seismic risks in mines[J]. The Journal of The Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 2009, **109**(1): 177 – 186.
- [9] 康红普, 吴拥政, 何杰, 等. 深部冲击地压巷道锚杆支护作用研究与实践[J]. 煤炭学报, 2015, **40**(10): 2225 – 2233. (KANG Hong-pu, WU Yong-zheng, HE Jie, et al. Rock bolting performance and field practice in deep roadway with rock burst[J]. Journal of China Coal Society, 2015, **40**(10): 2225 – 2233. (in Chinese))
- [10] ANDERS A. Laboratory testing of a new type of energy absorbing rock bolt[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2005, **20**(4): 291 – 300.
- [11] LI C C. Performance of D-bolts under dynamic loading[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, **45**(2): 193 – 204.
- [12] NEUGEBAUER E. Ready for Roofex-a new way to tackle safety in underground operations[J]. Mining and Construction, 2008, **3**(8): 24 – 25.
- [13] VARDEN R, LACHENICHT R, PLAYER J, et al. Development and implementation of the Garford dynamic bolt at the Kanowna Belle Mine[C]// 10th Underground Operators' Conference. Launceston, 2007: 395 – 404.
- [14] HE M C, GONG W L, WANG J. Development of a novel energy-absorbing bolt with extraordinarily large elongation and constant resistance[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2014(67): 29 – 42.
- [15] 何满潮, 王炯, 孙晓明, 等. 负泊松比效应锚索的力学特性及其在冲击地压防治中的应用研究[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(2): 214 – 221. (HE Man-chao, WANG Jiong, SUN Xiao-ming, et al. Mechanics characteristics and applications of prevention and control rock bursts of the negative Poisson' s ratio effect anchor[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(2): 214 – 221. (in Chinese))
- [16] 黄自伟, 韩雪峰, 连小勇, 等. 黏性防冲锚索支护技术及在冲击地压矿井中的应用[J]. 煤炭学报, 2016, **41**(增刊1): 21 – 28. (HUANG Zi-wei, HAN Xue-feng, LIAN Xiao-yong, et al. Application of impact-constant resistance anchor support theory in rock burst mine[J]. Journal of China Coal Society, 2016, **41**(S1): 21 – 28. (in Chinese))
- [17] 李晨, 何满潮, 宫伟力. 恒阻大变形锚杆负泊松比效应的冲击动力学分析[J]. 煤炭学报, 2016, **41**(6): 1393 – 1399. (LI Chen, HE Man-chao, GONG Wei-li. Analysis on impact dynamics of negative Poisson' s ratio effect of anchor bolt with constant resistance and large deformation[J]. Journal of China Coal Society, 2016, **41**(6): 1393 – 1399. (in Chinese))
- [18] 余同希, 章亮炽. 塑性弯曲理论及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 1992. (YU Tong-xi, ZHANG Liang-chi. Theory and application of plastic bending[M]. Beijing: Science Press, 1992. (in Chinese))
- [19] 徐秉业, 刘信声. 应用弹塑性力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1995. (XU Bing-ye, LIU Xin-sheng. Applied elastic and plastic mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1995. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707017

正交各向异性板裂屈曲岩爆机制与控制对策研究

冯帆, 李夕兵, 李地元*, 王少峰

(中南大学资源与安全工程学院, 湖南 长沙 410083)

摘要: 高应力硬岩板裂化破坏现象普遍存在于工程地质和采矿工程现场, 而以此诱发的板裂屈曲岩爆也给深部资源的安全高效开采带来了严峻挑战。为了分析深部高应力硬岩板裂屈曲岩爆的力学机理与控制对策, 对板裂化岩体建立了正交各向异性薄板力学模型, 推导出双向受力条件下板裂屈曲岩爆临界荷载值; 在解出弯曲形变势能的基础之上, 依据能量法求得了薄板压曲状态下的挠度值。提出采用充填法的控制对策以防治板裂屈曲岩爆的发生, 并推导出充填体所需的围压值。研究结果表明: ①针对竖向层状岩体中发生的板裂屈曲岩爆现象, 应对板裂化岩体建立正交各向异性薄板力学模型进行相关力学机理的研究; ②轴向应力的增加不仅促进了板裂化破坏的形成, 还加剧了板裂屈曲岩爆发生的可能性; ③在一定范围内, 板裂体在压曲作用下的水平挠度值随板厚的减小而增大, 且当长高比为 $\sqrt{E_2/E_1}$ 时, 有最大挠度值; ④在对采空区进行充填时, 较小的充填体围压值便可以有效抑制板裂屈曲岩爆的发生。

关键词: 正交各向异性; 板裂屈曲岩爆; 层状岩体; 充填体围压; 弹性力学

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1302-10

作者简介: 冯帆(1990-), 男, 博士研究生, 主要从事深部岩石力学等方面的研究工作。E-mail: fengfan0213@126.com。

Mechanism and control strategy of buckling rockbursts of orthotropic slab

FENG Fan, LI Xi-bing, LI Di-yuan, WANG Shao-feng

(School of Resources and Safety Engineering, Central South University, Changsha 410083, China)

Abstract: Brittle slabbing failure of deep highly-stressed hard rocks exists in engineering geology and mining engineering extensively, and the slab buckling rockburst induced by slabbing failure also brings severe challenge to safe and high-efficient excavation of deep resources. In order to analyze the mechanism and control strategy of slab buckling rockbursts of high-stressed hard rocks, a mechanical model for orthotropic thin plate is established for slabbing rockmass, and the critical load of slab buckling rockburst under two-dimensional stress condition is also deduced. The deflection value under buckling is calculated according to the energy method on the basis of acquiring the bending deformation potential energy. The filling method, deemed as the control strategy, is proposed to prevent slab buckling rockbursts, and the rational confining pressure is deduced accordingly. The research results indicate that (1) For those phenomena of slab buckling rockbursts which occur in vertical layered rock mass, it is necessary to establish a mechanical model for orthotropic thin plate for slabbing rockmass when proceeding the relevant mechanical analysis; (2) The increase of axial stress promotes the formation of slabbing and intensifies the possibility of slab buckling rockbursts; (3) The horizontal deflection value, within a certain range, may increase with the decrease of plate thickness under buckling, and has the maximum value when the length-to-height ratio of thin plate is equal to $\sqrt{E_2/E_1}$; (4) A relatively low confining pressure value can prevent the occurrence of slab buckling rockbursts when adopting the filling method in deep engineering.

Key words: orthotropy; slab buckling rockburst; layered rock mass; confining pressure of backfilling; elasticity

0 引言

随着对矿产资源需求量的增加和浅部资源的不断消耗, 国内外越来越多金属矿山相继进入深部或者更深的开采状态, 因此, 深部岩石力学问题已引起了越来越多的关注^[1]。国内外很多硬岩矿山在深部开采中都遇到了岩爆、岩体冒落以及硐室失稳现象等动力灾害问题^[2-4], 在有岩爆倾向性的硬岩矿山或隧道硐室, 一些应力集中区域往往出现板裂、层裂等破坏现象, 且

随着应力的调整和能量的释放, 可在硬岩硐室周边形成V型槽, 严重时甚至会引发板裂屈曲岩爆等动力灾害现象, 从而影响采场以及巷道的稳定性。Fairhurst等^[5]最早对这种近似平行于围岩硐壁的板裂破坏进行

基金项目: 国家自然科学基金项目(51474250); 国家重点研发计划资助项目(2016YFC0600706); 中南大学中央高校基本科研业务费专项资金项目(2016zzts097)

收稿日期: 2016-04-12

了详细描述, 将板裂破坏现象称之为 spalling 或者 slabbing。Cai^[6]研究认为, 板裂破坏通常表现为硐壁围岩密集分布的洋葱皮状裂纹, 裂纹密度取决于岩体所受中间主应力、岩体强度以及岩石的非均质性。图 1 是在贵州开磷集团马路坪矿 640 中段下磷 5 盘区试验采场拍摄到的板裂化破坏与板裂屈曲岩爆现象。由此可见, 板裂化破坏可以定义为一系列平行于深部硬岩硐室开挖边界面的宏观裂纹, 板裂破坏的主破裂面一般平行于硐室最大切向应力方向, 板裂破坏也是硬岩发生应变型岩爆的一种前兆特征^[7]。近年来, 深部高应力硬岩开挖卸荷诱发的高强度岩爆频发, 造成人员伤亡、机械损坏、工期延误和重大经济损失^[8-9], 岩爆灾害已经成为制约深埋隧洞工程安全建设的瓶颈问题。为此, 一些学者相继开展了岩石三轴卸荷试验研究^[10-11, 13], 逐渐认识到硬岩板裂破坏和应变型岩爆之间的密切相关性, 为解释深部硬岩的脆性板裂破坏机理和分析岩爆的发生机制提供了一种重要研究思路。吴世勇等^[11]采用真三轴岩爆试验机对锦屏 II 级水电站引水隧洞的深埋大理岩进行了卸载条件下的试验研究, 发现其主要破坏方式是板裂化片帮和岩爆。侯哲生等^[12]认为锦屏 II 级水电站引水隧洞深埋完整大理岩的破坏类型可分为四类, 即张拉型板裂化岩爆、张拉型板裂化片帮、剪切型岩爆和剪切型片帮。Li 等^[13]利用自行设计的岩石真三轴电液伺服诱变试验系统对不同应力状态下花岗岩立方试件进行了真三轴卸载压缩破坏试验, 发现随着中间主应力的增大, 岩石的破坏模式逐渐由剪切破坏转变为板裂破坏。

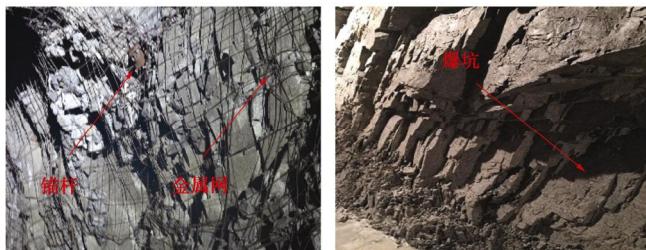


图 1 马路坪矿 640 中段板裂化破坏与岩爆现象

Fig. 1 Slabbing failure and slab buckling rockburst in level 640 of Maluping Mine

当前, 对于深部高应力硬岩屈曲岩爆(属于应变型岩爆)破坏机制的研究大多是对板裂化围岩建立薄板力学模型, 并在此基础上进行相关的力学机制分析。刘宁等^[14]针对高地应力下的劈裂围岩, 根据柯克霍夫平板理论, 在薄板模型的基础上建立劈裂范围内围岩的临界应力、位移的解析计算公式。翁磊等^[15]基于三参数黏弹性本构关系, 以屈曲型岩爆的层裂薄板结构为力学模型, 推导出了二向受力下屈曲型岩爆的压屈时效方程, 探讨了不同应力状态下屈曲型岩爆的时效

特征。李晓静^[16]借鉴薄板压曲的相关理论, 结合能量耗散分析方法, 研究了出现宏观劈裂裂缝之后, 岩柱失稳破坏的机理, 得到了岩板发生压曲破坏的临界荷载, 并且推导得出了劈裂裂缝条数的计算公式。周辉等^[17]结合锦屏二级水电站深埋隧洞典型岩爆案例, 分析板裂屈曲岩爆的发生机制及结构面作用机制, 认为渐进的板裂化破坏过程起到了活跃结构面的作用, 而结构面的存在及其扩展降低了板裂化围岩结构的稳定性, 促进了岩爆的发生。在板裂化破坏控制方面, 周辉等^[18]采用室内试验的方法研究了板裂化破坏的预应力锚固效应, 并提出了“及时支护、区域控制及重点加固”的锚喷支护控制策略。

众多学者对于板裂化破坏与板裂(层裂)屈曲岩爆的发生机制与力学行为进行了深入而广泛的研究, 但都是将岩体视为各向同性体, 所建立的薄板模型也均为各向同性板。而现场实际岩体中由于层理、节理的存在, 往往表现出明显的各向异性。另外, 当前对于板裂化破坏与板裂化岩爆控制对策的研究也鲜有报道(或处于定性分析与试验阶段^[18-19])。综上所述, 针对深部高应力层状岩体, 本文首先对板裂体建立了正交各向异性薄板力学模型, 推导出双向受力条件下板裂屈曲岩爆临界荷载值, 探讨了轴向应力对于板裂屈曲岩爆的影响; 随后, 结合弹性理论分别解出正交各向异性薄板在压曲与弯曲状态下的挠度值; 然后, 提出采用充填法对板裂屈曲岩爆进行防治的控制对策, 推导出充填体所需的围压值; 最后, 通过算例对理论解进行了必要的解释与验证。研究结果对于认识深部高应力硬岩板裂屈曲岩爆发生机制及控制对策具有一定的理论指导意义。

1 板裂化破坏与板裂屈曲岩爆联系

目前关于硬岩脆性板裂破坏的形成机理有两种可能的解释: ①由静力学观点可知, 深部硬岩开挖后, 由于围岩应力重分布, 硐室周边岩石发生应力集中, 切向应力增大, 径向应力减小, 围岩处于近似单轴加载状态, 从而使得岩石内的裂纹沿最大主应力方向扩展, 在一定的应力水平下产生基本平行于开挖面的板裂破坏面^[20]。②由动力学观点发现, 深部高应力硬岩储存有大量初始弹性压缩应变能, 动态开挖卸载后引起围岩弹性能释放, 在开挖边界面反射成拉伸应力波, 当拉伸应力超过岩石的抗拉强度时, 便会造成基本平行于开挖面的板裂破坏面^[21]。无论是静力学观点还是动力学观点, 都反映出深部岩石开挖后的两种主要应力变化路径, 即最大主应力加载和最小主应力卸载。然而, 对于正交各向异性层状岩体(这里假设层理面

与最大切应力平行或略有斜交), 由于其内部含有大量层理面与不连续面, 相比于致密完整(各向同性)的岩体, 裂纹的扩展速度会很快达到非稳定扩展阶段, 从而将使裂纹长度迅速增加。这里需要说明的是, 板裂裂纹既可以沿着层理面扩展, 也可能在非层理里面处扩展, 这取决于层状岩体中初始裂纹所处的位置, 这在文献[19]中也得到了佐证。裂纹的迅速扩展最终将硐壁围岩劈裂成若干岩板, 而岩板的厚度则取决于初始裂纹与层理面之间的距离。在这里把这一系列的岩板视为正交各向异性薄板。如图 2 所示。

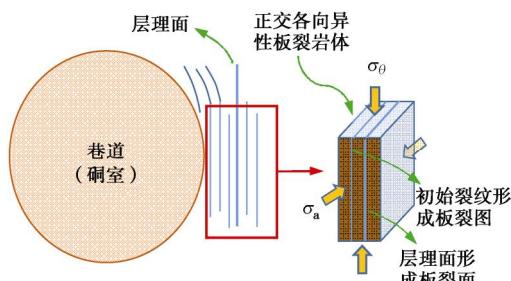


图 2 基于正交各向异性薄板的板裂体结构特征

Fig. 2 Structural characteristics of slabbing rockmass based on orthotropic thin plate

当岩板形成之后, 仍然会受到最大切向应力 σ_θ 与轴向应力 σ_a 的双重作用(硐壁附近径向应力近似为 0), 但此时的切向应力与瞬态开挖卸荷时相比却有所不同(此时硐壁围岩已处于弹塑性区)。由弹性力学可知, 当薄板在纵向荷载作用下处于弯曲的平衡状态时, 这种现象成为压曲, 也称为屈曲^[22], 而对于竖向层状岩体, 可近似视为正交各向异性薄板的压曲问题。可以推知, 当 σ_θ 小于某一临界荷载时, 薄板(板裂体)处于稳定状态, 其破坏形式也仅表现为板裂化片帮; 相反, 当 σ_θ 大于该临界荷载时, 平衡状态此时被打破, 薄板的弯曲必将导致一个新的自由表面的产生, 这一过程的重复使岩板的突然断裂过程加剧, 表现为岩爆^[23]。对于此类型的岩爆, 可以称之为板裂屈曲岩爆。由弹性力学与结构力学可知, 各向同性薄板与各向异性薄板在弯曲以及压曲极限平衡状态下的临界荷载、挠度值相差较大。因此, 有必要对正交各向异性板裂屈曲岩爆的力学行为与力学机理开展理论方面的研究, 为后续板裂化破坏与岩爆控制对策提供理论依据。

2 正交各向异性板裂屈曲岩爆力学模型分析

正交各向异性体是指物体内存在 3 个正交弹性对称面, 同一对称面两边对称方向上弹性性质相同, 但两两正交的 3 个方向上弹性性质并不相同。成层正交

各向异性岩体是指层状岩体的每一地层均具有不同的弹性模量、泊松比、重度、抗压强度、抗拉强度及黏结力和内摩擦角等物理力学性质指标, 并且每一地层在互相垂直的方向上的弹性模量和泊松比均为互不相同的常数。在这种情况下, 层状岩体可简化为正交各向异性模型^[24-25]。

2.1 正交各向异性板临界荷载

对硐壁附近板裂化岩体建立正交各向异性薄板力学模型, 如图 3 所示。

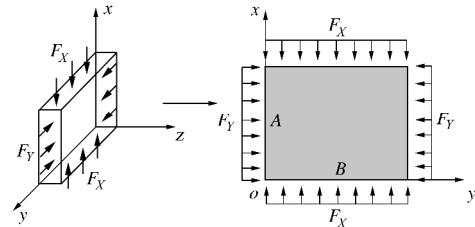


图 3 正交各向异性薄板力学模型示意图

Fig. 3 Diagram of mechanical model for orthotropic thin plate

设有四边简支的矩形薄板, 其四边受有均布压力, 设板厚为 d (为方便计算, 这里将若干岩板视为一个整体, 即只存在一个薄板), 在沿巷道轴向方向(y 轴)与纵向(x 轴)上, 板边的每单位长度上分别有 F_y 和 F_x , 其平面应力与中面内力分别为

$$\left. \begin{aligned} s_x &= -\frac{F_x}{d}, \\ s_y &= -\frac{F_y}{d}, \\ t_{xy} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{tx} &= -F_x, \\ F_{ty} &= -F_y, \\ F_{txy} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

正交各向异性薄板的压曲微分方程可以表示为

$$D\nabla^4 w - (F_{tx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2F_{txy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + F_{ty} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}) = 0. \quad (3)$$

各向同性薄板弹性曲面微分方程中微分算子为

$$D\nabla^4 w = D_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D_2 \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + D_3 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}. \quad (4)$$

式中, D_1 , D_2 , D_3 分别为薄板在弹性主向上的弯曲刚度,

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= \frac{E_1 d^3}{12(1-m_1 m_2)}, \\ D_2 &= \frac{E_2 d^3}{12(1-m_1 m_2)}, \\ D_3 &= m_2 D_1 + 2D_k, \\ D_k &= \frac{G d^3}{12}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中, D_k 为弹性薄板在弹性主向的扭转刚度, G 为剪切刚度, E_1 , E_2 分别为 x , y 轴方向上的弹性模量, m_1 , m_2 分别为 x , y 轴方向上的泊松比。

设正交各向异性薄板的挠度表达式为 (设薄板高为 A , 长为 B)

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{A} \sin \frac{n\pi y}{B} \quad (6)$$

将式 (2)、(4) ~ (6) 代入式 (3) 整理得

$$\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{A} \sin \frac{n\pi y}{B} \left(D_1 \frac{m^4 \pi^4}{A^4} + D_2 \frac{n^4 \pi^4}{B^4} + 2D_3 \frac{m^2 n^2}{A^2 B^2} - \frac{F_x m^2}{\pi^2 A^2} - \frac{F_y N^2}{\pi^2 B^2} \right) = 0 \quad (7)$$

根据巷道屈曲变形时的特点, 由于内层岩体对岩板的横向约束作用, x , y 方向半波数只能为 1, 即令 $m=1$, $n=1$ 。另外, 设 $F_y = a F_x$, 则式 (6) 改为

$$a_{mn} \sin \frac{\pi x}{A} \sin \frac{\pi y}{B} \left[D_1 \frac{1}{A^4} + D_2 \frac{1}{B^4} + 2D_3 \frac{1}{A^2 B^2} - \frac{F_x}{\pi^2} \left(\frac{1}{A^2} + a \frac{1}{B^2} \right) \right] = 0 \quad (8)$$

由式 (7) 可知, 若要使薄板发生压屈突变, 则括号内多项式必须等于 0, 则有

$$D_1 \frac{1}{A^4} + D_2 \frac{1}{B^4} + 2D_3 \frac{1}{A^2 B^2} - \frac{F_x}{\pi^2} \left(\frac{1}{A^2} + a \frac{1}{B^2} \right) = 0 \quad (9)$$

整理后得

$$F_x = \left(\frac{D_1}{A^4} + \frac{D_2}{B^4} + \frac{2D_3}{A^2 B^2} \right) \frac{\pi^2 A^2 B^2}{B^2 + a A^2} \quad (10)$$

式 (10) 即为正交各向异性薄板在四边简支条件下双向受有均布压力时的临界荷载表达式。分析式 (10) 可知, 临界荷载 F_x 的大小与弹性主向的弯曲刚度、板的高度和长度以及轴切比有关。在这里, 我们将轴向应力与切向应力的比值定义为轴切比 (一般只考虑 a 介于 0~1 时的情况)。图 4 为当弯曲刚度、薄板尺寸一定时, 临界荷载与轴切比 a 之间的变化关系曲线。

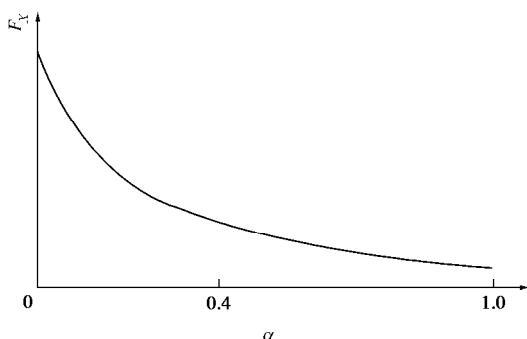


图 4 临界荷载值随 a 的变化关系

Fig. 4 Relation between critical load value and a

由图 4 可以看出, 随着轴切比 a 的增大, 临界荷载 F_x 大致呈双曲线型降低趋势, 当 $a > 0.4$ 时, 临界荷载值已基本保持不变, 维持在较低的水平。因此, 在较低的切向应力作用之下, 便会引起板裂屈曲岩爆。这表明: 在深部高应力硬岩开挖卸荷之后, 如果沿巷道轴线方向的应力值较大, 则发生板裂屈曲岩爆的可能性会增大。虽然文献[6]提出较高的中间主应力 (而非轴向应力) 会促进板裂化破坏的形成, 但是经分析可知, 相对于地下工程岩体而言, 二者作用于岩体的方向基本是一致的, 因此其力学机理也是相同的。从这个角度来说, 较高的轴向应力不仅会促进板裂化破坏的形成, 也会加剧板裂屈曲岩爆的发生。

事实上, 板裂化破坏是板裂屈曲岩爆的一个先决条件。而由文献[13]可以看出, 只有当中间主应力 (本文视为轴向应力) 达到一定值时, 才会发生板裂化破坏, 因此, 对于图 4 而言, 当 a 处于较低水平时, 即轴向应力较小时, 理论上不可能发生板裂化破坏, 也就不会有板裂屈曲岩爆的发生。下面通过图 (5) 来加以说明。(图中 s_{ci} 为板裂裂纹起裂阈值, 可通过室内试验或经验公式确定^[20, 26])

由图 5 可知, 当 $a < a_a$ (a_a 取决于其所对应的应力 s_a 值, 这里将其视为某一参数, a_b 亦如此) 时, 由于轴向应力较小, 因此并无板裂化破坏现象发生 (或其他破坏方式), 即式 (10) 在 $0 \sim a_a$ 范畴内并不适用; 当 $a_a < a < a_b$ 时, 轴向应力逐渐增大, 此时, 若 $s_r^q > s_{ci}$, 硐壁围岩会形成平行于主应力方向的板裂化破坏, 虽然屈曲岩爆的临界应力值 s_x 会有所降低, 但仍大于切向应力值 s_r^q , 因此不会发生岩爆; 当 $a > a_b$ 时, 切向应力值 s_r^q 大于岩爆临界荷载值 s_x , 硐壁附近不仅会形成板裂化破坏, 还会引发板裂屈曲岩爆。针对此种情况, 板裂化破坏与板裂屈曲岩爆的发生其实并不存在明显的前后时间顺序, 即当洞壁附近产生板裂化破坏的瞬间, 板裂屈曲岩爆便会立即引发, 二者可以视为一个连续的破坏过程, 文献[13]中的岩爆试验也对这一观点进行了有效地验证。因此, 轴向应力对于板裂化破坏与板裂屈曲岩爆具有重要的影响。值得注意的是, 文中只讨论了 $s_r^q > s_{ci}$ 时的情形, 这是因为: 当开挖卸荷后的最大切向应力值小于板裂起裂阈值时, 巷道围岩仍处于弹性分布状态, 即洞壁附近岩体并未发生破坏, 因此不在本文考虑范围之内。

2.2 正交各向异性板裂屈曲岩爆破坏判据

自然界中具有层状构造的沉积岩约占陆地面积的 2/3, 许多变质岩也具有显著的层状构造特征, 因此, 在工程建设中会遇到大量的层状岩体稳定问题。层状岩体是典型的复杂岩体之一, 通常具有显著的横

观各向同性或正交各向异性特征^[27]。对于层状岩体, 其开挖卸荷后围岩应力计算简图如图 6 所示, 并做以下 3 点假设:

(1) 岩体中仅具有单组节理, 并不计节理间距所给予的影响。

(2) 为了简化计算, 硐壁周边的径向应力 s_r^p 与 $I=1$ (按平面应变问题考虑, 即为水平应力与垂直应力比值, 区别于 a) 条件下纯弹性分布的 s_r 相等。

(3) 硐壁围岩的切向应力受层理面的强度控制, 即岩体的二次应力都满足层理面的强度公式。剪裂区外的应力可由 $I=1$ 时纯弹性分布的计算公式确定。

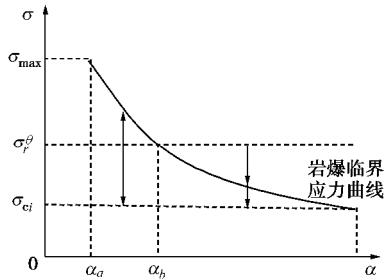


图 5 轴向应力对于板裂化破坏与板裂屈曲岩爆的影响

Fig. 5 Influence of axial stress on slabbing failure and slab buckling rockburst

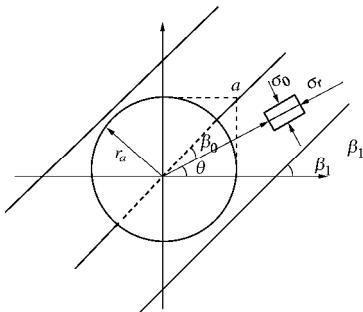


图 6 层状岩体圆形巷道二次应力计算简图

Fig. 6 Calculation diagram of secondary stress for circular tunnel in layered rockmass

解析解可表示为

$$\left. \begin{aligned} s_r^q &= \frac{p \left(1 - \frac{r_a^2}{R^2} \right) \cos(b_0 - y_j) \sin b_0 + c_j \cos y_j}{\sin(b_0 - y_j) \cos b_0}, \\ s_r^p &= p \left(1 - \frac{r_a^2}{R^2} \right), \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中, s_r^q , s_r^p 分别为切向应力和径向应力, p 为原岩应力, r_a 为圆形巷道半径, R 为围岩内任意一点距离巷道中心的距离, c_j , y_j 为层理面的强度参数, b_0 为单元体的破坏角, 并有 $b_0 = b_1 - q$, b_1 为层理面夹角, q 为围岩内任意一点的单元体径向线与水平轴的夹角。

对于竖向层状岩体, 近似将 b_1 取为 90° , 对于硐壁周边附近岩体, q 可取为 45° , 且有 $R = \sqrt{2}r_a$ (由几何关系求得), 将上述各值代入式 (11) 中整理得

$$\left. \begin{aligned} s_r^q &= \frac{p \cos(45 - y_j) + 2\sqrt{2}c_j \cos y_j}{2 \sin(45 - y_j)}, \\ s_r^p &= \frac{p}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式 (12) 即为竖向层状岩体开挖卸荷洞周 (图中 a 点处) 二次应力解析解。由公式发现最大切向应力与层理面的强度参数有关以及原岩应力值有关。通过比较式 (10) 以及式 (12) 可以得到在 $I=1$ 时圆形巷道周边正交各向异性板裂屈曲岩爆破坏判据, 即当满足以下关系时, 板裂屈曲岩爆发生:

$$\frac{p \cos(45 - y_j) + 2\sqrt{2}c_j \cos y_j}{2 \sin(45 - y_j)} > \left(\frac{D_1}{A^4} + \frac{D_2}{B^4} + \frac{2D_3}{A^2 B^2} \right) \frac{\pi^2 A^2 B^2}{B^2 + a A^2}.$$

2.3 正交各向异性薄板压曲挠度值

当求薄板在压曲状态下处于临界荷载所对应的挠度值时, 一般采用能量法来计算^[22]。能量法的稳定准则是: 当薄板由平面稳定平衡状态转变为微弯曲的曲面稳定平衡状态时, 和受横向荷载作用而弯曲时一样, 其挠度值是从 0 开始增加的, 所以形变势能的增加就是薄板的全部弯曲形变势能。于是存在以下功能方程^[28]:

$$W + V_e = 0, \quad (13)$$

式中, W 为纵向荷载 (即 F_x , F_y) 所做的功, V_e 为形变势能。

采用里茨法计算正交各向异性板的形变势能, 即

$$V_e = \frac{1}{2} \iiint (s_x e_x + s_y e_y + t_{xy} g_{xy}) dx dy dz. \quad (14)$$

式 (14) 中的应力分量和形变分量, 可表示为

$$\left. \begin{aligned} s_x &= -\frac{z}{1 - m_1 m_2} \left(E_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + m_1 E_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), e_x = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \\ s_y &= -\frac{z}{1 - m_1 m_2} \left(E_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + m_2 E_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), e_y = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

本文只考虑弯曲和扭转变形能及作用于中性面内的力的势能改变, 因此忽略剪应力的作用。将式 (15) 代入 (14) 中, 对 z 从 0~ d 积分, 整理得:

$$V_e = \frac{1}{2} \iint \left[D_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D_2 \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right] dx dy. \quad (16)$$

将式 (6) 代入式 (16), 其中, 仍令 $m=1, n=1$, 并对 x 从 0~ A , y 从 0~ B 积分, 即得

$$V_e = 2a_{mn}^2 \pi^2 \left(\frac{D_1 B}{A^3} + \frac{D_2 A}{B^3} \right). \quad (17)$$

下面求纵向荷载 W 所做的功。由弹性力学可知,

纵向荷载所做的功, 可以按照荷载引起的中面内力所做的功来计算, 则有

$$W = -\frac{1}{2} \iint \left[F_{Tx} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + F_{Ty} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 + 2F_{xy} \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \right] dx dy. \quad (18)$$

同样地, 忽略剪应力的作用。由薄板挠度理论可知板中面的应变为

$$\left. \begin{aligned} e_x &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 = \frac{1-m_1^2}{E_1} S_x, \\ e_y &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 = \frac{1-m_2^2}{E_2} S_y. \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

将式(1)、(2)、(19)代入式(18), 对 x 从 $0 \rightarrow A$, y 从 $0 \rightarrow B$ 积分整理得

$$\left. \begin{aligned} W_x &= -dAB S_x e_x, \\ W_y &= -dAB S_y e_y. \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

由叠加原理可知, $W = W_x + W_y$, 则有

$$W = -dAB \left[S_x^2 \left(\frac{1-m_1^2}{E_1} + a^2 \frac{1-m_2^2}{E_2} \right) \right]. \quad (21)$$

将式(17)、(21)代入式(13)中, 可求得

$$\begin{aligned} a_{mn} &= \sqrt{ \frac{dAB \left[S_x^2 \left(\frac{1-m_1^2}{E_1} + a^2 \frac{1-m_2^2}{E_2} \right) \right]}{2\pi^2 \left(\frac{D_1 B}{A^3} + \frac{D_2 A}{B^3} \right)} } \\ &= \sqrt{ \frac{\left[S_x^2 \left(\frac{1-m_1^2}{E_1} + a^2 \frac{1-m_2^2}{E_2} \right) \right] 6(1-m_1 m_2)}{\pi^2 d^2 \left(\frac{E_1 B^2}{A^2} + \frac{E_2 A^2}{B^2} \right)} }. \quad (22) \end{aligned}$$

a_{mn} 即为 $x=A/2, y=B/2$ 时中性轴所对应的最大水平挠度值。分析以上公式, 压曲水平挠度值与板厚、临界荷载、轴切比、板的长高比以及弹性参数有关。设薄板的长高比为 B/A , 可以得出不同板厚 d (分别为5, 10, 15 cm)条件下, 水平挠度值 w 随薄板长高比的变化趋势, 如图7所示。

由图7可知, 当临界荷载、轴向荷载以及弹性参数一定时, 在相同的横坐标处, 随着板厚的减少, 水平挠度值越大, 以 $\sqrt[4]{E_2/E_1}$ 为例, 不同板厚下所对应的挠度值有 $w_1 > w_2 > w_3$ 。值得注意的是, 深部高应力硬岩大多为弹脆性材料, 水平变形不可能无限增大, 可以根据岩石的室内试验, 得到岩石的最大侧向应变, 从而求得岩石的水平极限变形值。当根据式(22)求得的最大水平变形超出岩石的最大侧向允许变形时, 即岩板在没有达到最大水平变形值时就已经发生断裂, 因此不一定会出现岩块弹射的现象; 如果最大变形值没有超出岩石的最大侧向允许变形时, 当达到最

大变形值时, 岩板便会发生板裂屈曲岩爆现象。

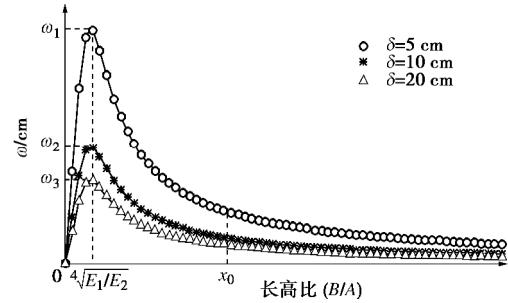


图7 不同板厚下挠度值随长高比变化关系

Fig. 7 Relation between deflection value and length-to-height ratios for different plate thicknesses

从图7还可以看出, 当板厚一定时, 水平挠度值随长高比的变化先呈现增高的趋势, 当长高比为 $\sqrt[4]{E_2/E_1}$ 时, 水平挠度值达到最大值。随后, 挠度值呈现单调递减的变化趋势。当长高比大于 x_0 时, 水平挠度值已基本维持在一个较低的水平, 变化趋势已不是很明显。

3 深部高应力板裂屈曲岩爆控制对策

近年来, 充填采矿法, 特别是胶结充填采矿法、高水速凝泵送充填采矿法以及高浓度全尾砂充填采矿法, 在近几十年中发展最快, 因为该类采矿法可以最大程度地回采复杂开采技术条件下的矿体、尤其是针对贵重、稀有金属^[29]。同时, 充填也是控制岩爆和开采有岩爆危害矿床的主要技术之一, 充填用于开采有岩爆倾向或危害的矿床, 可以降低岩爆发生频度, 减小岩爆震级和减轻岩爆的破坏程度, 这已得到绝大多数有岩爆危害矿山生产实践的证实。由图1(a)可以看出, 在采用了锚网支护方案之后, 硐壁附近依然发生了较为明显的板裂化破坏, 表明该支护效果不是很理想。因此, 本文提出采用充填法对采空区或硐室进行支护的措施。

目前, 充填控制岩爆的机理可分为区域性支护机理和局部支护机理^[30]。本文假设充填体为连续、各向同性介质, 即对硐壁围岩作用有均布载荷 q , 并对围岩具有约束作用。令四边简支正交各向异性矩形薄板在横向载荷作用下(弯曲变形)的最大挠度值为 w_0 , 为了避免发生板裂屈曲岩爆, 需使 $a_{mn} = w_0$, 即薄板不发生水平向位移(挠度)。对于正交各向异性薄板, 采用差分法来求解小挠度弯曲挠度值。

图8为四边简支矩形薄板(图中均布荷载均简化为一个箭头表示), 其弹性主向平行于边界, 受有均布横向荷载 q 。薄板长高比可以任意选取, 只要使各边界与小方格的尺寸成比例即可。为了计算方便, 本次

将薄板断面视为正方形, 采用 4×4 的网格。对于正交各向异性薄板, 存在 4 个相互独立的未知数 w_I , w_{II} , w_{III} 以及 w_{IV} 。由图 7 所示, 分别列出点 I, II, III, IV 处的差分方程, 即

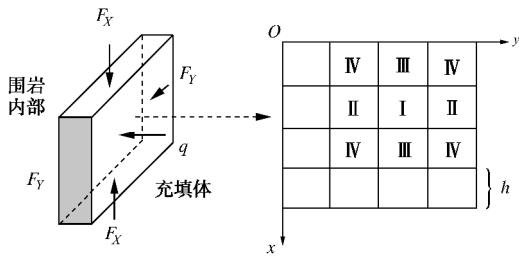


图 8 差分法求解弯曲挠度值图示

Fig. 8 Diagram form of bending deflection deduction using difference method

$$\left. \begin{aligned} & [6(D_1 + D_2) + 8D_3]w_I - 8(D_1 + D_3)w_{II} - \\ & 8(D_2 + D_3)w_{III} + 8D_3w_{IV} = h^4 q, \\ & -4(D_1 + D_3)w_I + [6(D_1 + D_2) + 8D_3]w_{II} + \\ & 4D_3w_{III} - 8(D_2 + D_3)w_{IV} = h^4 q - \\ & 4(D_2 + D_3)w_I + 4D_3w_{II} + \\ & [6(D_1 + D_2) + 8D_3]w_{III} - 8(D_1 + D_3)w_{IV} = h^4 q, \\ & 2D_3w_I - 4(D_2 + D_3)w_{II} - 4(D_1 + D_3)w_{III} + \\ & [6(D_1 + D_2) + 8D_3]w_{IV} = h^4 q, \end{aligned} \right\} (23)$$

式中, h 为正方形方格的尺寸, 长度为 $A/4$ 。

将式(5)代入上式, 并赋以一定的值, 即可解出 I, II, III, IV 各处的水平挠度值。一般而言, 对于正交各向异性薄板, 受横向荷载产生的最大挠度值位于板的中心处 (I 处所对应的 w_I), 这与薄板受纵向荷载时所产生的最大挠度值的位置是重合的。这也验证了只要满足 $a_{mn} = w_0 = w_I$ 就可以有效抑制板裂屈曲岩爆的观点。令 $w_I = f(q)$, 则有如下关系式:

$$f(q) = \sqrt{\frac{\left[S_x^2 \left(\frac{1-m_1^2}{E_1} + a^2 \frac{1-m_2^2}{E_2} \right) \right] 6(1-m_1 m_2)}{\pi^2 d^2 \left(\frac{E_1 B^2}{A^2} + \frac{E_2 A^2}{B^2} \right)}}. \quad (24)$$

对于一项具体的地下工程, 将所需参数代入上式之中, 便可以求得充填体所应提供的围压值, 最终以指导现场实际工程应用。

4 现场算例分析

开阳磷矿矿区位于贵州省中部乌江流域开发区, 行政区划属开阳县金中镇所辖。目前, 其下属的马路坪矿山的开拓深度 (640 中段下磷 5 盘区) 距地表已达 600~700 m, 垂直深度已超过 800 m, 经估算垂直应力可达 23 MPa 左右, 试验采场测试水平最大主应

力 (巷道轴向) 达 34.49 MPa, 最小水平主应力 (巷道径向) 约为 26.58 MPa, 且最大主应力的大小随测点埋深增加而增大。以某采准巷道为例, 该中段巷道围岩以砂岩为主, 单轴抗压强度为 109.50 MPa, 岩石普氏硬度系数 f 较大, 表现为硬而脆的特性。为了避免开挖卸荷诱导裂纹对于原生裂纹的干扰, 在未进行开采扰动时, 且距离掌子面较远处布置若干水平钻孔, 采用高清智能钻孔电视对既定部位进行定期观测, 通过观察发现待开采矿体周边围岩内部含有大量的层理与裂隙 (见图 9 (a)), 层理面为陡倾状分布, 因此可近似将岩体视为正交各向异性体。根据文献[24], 取 $E_1 = 37.79$ GPa, $E_2 = 24.39$ GPa, $m_1 = 0.254$, $m_2 = 0.180$, $G = 15.07$ GPa。在该采准巷道上盘围岩壁的中部观察到一块矩形岩板, 尺寸为长 \times 高 \times 厚 = 1.7 m \times 2 m \times 0.05 m, 如图 9 (b) 所示。

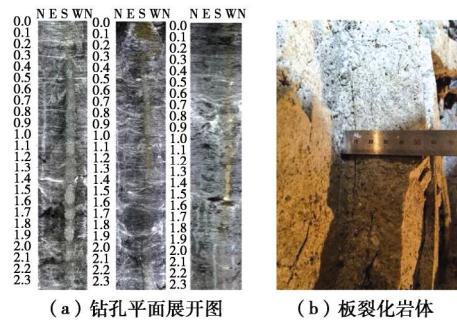


图 9 钻孔窥视及某处板裂化岩体

Fig. 9 Borehole imaging and slabbing rockmass on spot

将以上各参数代入式(5)、(10), 可求得该正交各向异性岩板发生板裂屈曲岩爆的临界荷载值为 2169 kN/m (对应的临界应力为 43.4 MPa)。由文献[31]可知, 砂岩层面的强度参数为 $20^\circ < y_j < 30^\circ$, $0.1 \text{ MPa} < c_j < 0.5 \text{ MPa}$, 近似取原岩应力值为 25 MPa, 将各参数代入式(12)中, 可得切向应力 33.5 MPa $< S_r^q < 49.1$ MPa, 这表明该处岩板有可能发生板裂屈曲岩爆事故。

事实上, 对于马路坪矿 640 中段试验采场, 除了在硐壁附近发生了板裂化破坏, 还出现了顶板冒顶, 底板地鼓等地质灾害现象。为了防止地表塌陷、加固围岩并且预防岩爆的发生, 需要对采空区 (包括采准巷道) 进行充填作业。结合开磷矿区的实际条件, 可采用磷石膏和普通硅酸盐水泥进行磷石膏胶结充填, 同时辅以磷石膏岩粉胶结充填及紫红色页岩和白云岩块石胶结充填。为降低充填成本、改善浆体的流动性, 在相应的充填材料组合中加入粉煤灰以部分替代水泥^[32]。将所需参数代入式(23)中, 得出充填体作用于岩板上的最大挠度值为 $w_I = 7.3q \times 10^{-8}$ m, 将其代入式(24)中, 并得出岩板在压曲状态下的临界水平

位移值为 2.78 cm, 最终经整理得 $q=0.38 \text{ MPa}$ 。这表明: 只要充填体所需提供的围压值(即充填体抗弯强度值)大于等于 0.38 MPa, 则该处围岩就可以处于相对稳定的状态, 而强度为 0.38 MPa 的充填体也是易于制备的。

5 讨 论

本文主要采用理论分析对正交各向异性板裂屈曲岩爆发生机制与控制对策进行了初步的分析, 并结合现场实例对研究结果给予了进一步的解释。笔者认为:

(1) 针对 2.2 节中的式 (12), 分析发现层状岩体开挖卸荷后的最大切向应力并不是在洞壁附近有最大值, 而是沿着径向方向呈逐渐增加的趋势。本文研究对象为洞壁附近出现的板裂破坏以及板裂屈曲岩爆现象。当单元体向围岩内部转移时, 由于径向应力不断增加, 岩体由二向应力状态过渡为三向应力状态, 其破坏方式可能也已经转变为剪切破坏或张剪破坏。鉴于此种破坏方式并不是本文所研究的范畴, 因此, 只需考虑洞壁附近处的切向应力值即可。

(2) 文章对深部高应力竖向层状板裂化岩体建立了正交各向异性薄板的力学模型, 可以在深部开拓和采准阶段, 提前进行相关的研究工作, 对潜在发生的板裂化范围和板裂屈曲岩爆进行预报和预警, 并进行相应的支护措施, 以实现安全高效开采。另外, 本文未考虑倾斜层状以及水平层状岩体中的板裂化屈曲岩爆力学行为与发生机制。在今后的研究工作中, 应采用室内试验与数值模拟相结合的方法来研究结构面产状对于板裂化破坏以及板裂屈曲岩爆的影响。

(3) 对于一些可能发生板裂屈曲岩爆的巷道或硐室, 如果在生产阶段不适合采用充填法进行支护, 可先采取“锚网索”或预应力让压支护技术对围岩进行初期支护, 之后再采用充填法作为永久支护。另外, 现场实际中对于充填体强度的确定还应考虑顶板下沉、底板底鼓等因素的影响。

6 结 论

(1) 板裂化破坏是板裂屈曲岩爆的一个必要条件。在分析深部高应力(竖向)层状岩体板裂屈曲岩爆力学机制时, 应对硐壁附近板裂化岩体建立正交各向异性薄板的力学模型。

(2) 由薄板压曲微分方程推导出正交各向异性板裂屈曲岩爆临界荷载值, 并建立了板裂屈曲岩爆发生判据。分析得出轴向应力不仅会促进板裂化破坏的形成, 还会加剧板裂屈曲岩爆发生的可能性。当轴向应

力较低时, 巷道围岩仍处于弹性状态, 无板裂化破坏现象; 随着轴向应力逐渐增大, 硐壁围岩会形成平行于主应力方向的板裂化破坏, 但不会发生岩爆; 当轴向应力足够大时, 硐壁围岩不但会形成板裂化破坏, 还会发生板裂屈曲岩爆。

(3) 由弹性力学中的里茨法与能量法推导出正交各向异性薄板在压曲状态下的最大挠度值。研究表明: 挠度值随着板厚的减少而增大; 当板厚一定时, 水平挠度值随长高比的变化先呈现增高的趋势, 当长高比为 $\sqrt{E_2/E_1}$ 时, 挠度值达到最大, 随后, 挠度值呈现单调递减的变化趋势。

(4) 为了抑制板裂屈曲岩爆的发生, 提出采用充填法对采空区或硐室进行支护, 并计算出了充填体所需最小围压值。结合现场算例分析得出当充填体所需提供的围压值(即充填体强度值)大于等于 0.38 MPa 时, 板裂化围岩便可以处于相对稳定的状态。

参 考 文 献:

- [1] 李夕兵, 姚金蕊, 宫凤强. 硬岩金属矿山深部开采中的动力学问题[J]. 中国有色金属学报, 2011, 21(10): 2551-2563.
(LI Xi-bing, YAO Jin-rui, GONG Feng-qiang. Dynamic problems in deep exploitation of hard rock metal mines[J]. The Chinese Journal of Nonferrous Metals, 2011, 21(10): 2551-2563. (in Chinese))
- [2] POTVIN Y, HADJIGEORGIOU J, STACEY D. Challenges in deep and high stress mining[M]. Nedlands: Australian Center for Geomechanics, 2007.
- [3] BLAKE W, HEDLEY D G F. Rockbursts: case studies from North American hard-rock mines[M]. SME, 2003.
- [4] ZHANG X C, WANG J Q. Research on the mechanism and prevention of rockburst at the Yinxin gold mine[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2007, 17(4): 541-545.
- [5] FAIRHURST C, COOK N G W. The phenomenon of rock splitting parallel to the direction of maximum compression in the neighborhood of a surface[C]// Proc First Congr Internat Soc Rock Mech. Lisbon, 1966: 687-92.
- [6] CAI M. Influence of intermediate principal stress on rock fracturing and strength near excavation boundaries-Insight from numerical modeling[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, 45(5): 763-772.
- [7] ORTLEPP W D. The behaviour of tunnels at great depth under large static and dynamic pressures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(1): 41-48.
- [8] 徐林生, 王兰生. 二郎山公路隧道岩爆特征与防治措施研

- [8] 究[J]. 中国公路学报, 2003, **16**(1): 74 - 76. (XU Lin-sheng, WANG Lan-sheng. Research on rockburst character and prevention measure of Erlang Mountain highway tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2003, **16**(1): 74 - 76. (in Chinese))
- [9] ZHANG Chuan-qing, FENG Xia-ting, ZHOU Hui, et al. Case histories of four extremely intense rockbursts in deep tunnels[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, **45**(3): 275 - 288.
- [10] 殷志强, 李夕兵, 金解放, 等. 围压卸载速度对岩石动力强度与破碎特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(8): 1296 - 1301. (YIN Zhi-qiang, LI Xi-bing, JIN Jie-fang, et al. Effects of unloading rates of confining pressure on dynamic strength and fragmentation characteristics of rock under impact loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(8):1296 - 1301. (in Chinese))
- [11] 吴世勇, 龚秋明, 王 鸽, 等. 锦屏 II 级水电站深部大理岩板裂化破坏试验研究及其对 TBM 开挖的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(6): 1089 - 1095. (WU Shi-yong, GONG Qiu-ming, WANG Ge, et al. Eperimental study of slabbing failure for deep-buried marble at Jinping II hydropower station and its influence of TBM excavation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(6): 1089 - 1095. (in Chinese))
- [12] 侯哲生, 龚秋明, 孙卓恒. 锦屏二级水电站深埋完整大理岩基本破坏方式及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(4): 727 - 732. (HOU Zhe-sheng, GONG Qiu-ming, SUN Zhuo-heng. Primary failure types and their failure mechanics of deep buried and intact marble at Jinping II hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(4): 727 - 732. (in Chinese))
- [13] LI Xi-bing, DU Kun, LI Di-yuan. True triaxial strength and failure modes of cubic rock specimens with unloading the minor principal stress[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2015, **48**(6):2185 - 2196.
- [14] 刘 宁, 朱维申, 于广明, 等. 高地应力条件下围岩劈裂破坏的判据及薄板力学模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(增刊 1): 3173 - 3179. (LIU Ning, ZHU Wei-shen, YU Guang-ming, et al. Research on mechanical model of thin plate and splitting failure criterion for surrounding rocks with high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(S1): 3173 - 3179. (in Chinese))
- [15] 翁 磊, 李夕兵, 周子龙, 等. 屈曲型岩爆的发生机制及其时效性研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2016, **33**(1):172 - 178. (WENG Lei, LI Xi-bing, ZHOU Zi-long, et al. Occurrence mechanism and time-dependency effect of buckling rock burst[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2016, **33**(1): 172 - 178. (in Chinese))
- [16] 李晓静. 深埋洞室劈裂破坏形成机理的试验和理论研究 [D]. 济南: 山东大学, 2007. (LI Xiao-jing. Experimental and theoretical research on the mechanism of splitting failure in deep cavern [D]. Jinan: Shandong University, 2007. (in Chinese))
- [17] 周 辉, 孟凡震, 张传庆, 等. 深埋硬岩隧洞岩爆的结构面作用机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(5):720 - 727. (ZHOU Hui, MENG Fan-zhen, ZHANG Chuan-qing, et al. Effect of structural plane on rockburst in deep hard rock tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(5):720 - 727. (in Chinese))
- [18] 周 辉, 徐荣超, 卢景景, 等. 深埋隧洞板裂化围岩预应力锚杆锚固效应试验研究及机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(6): 1081 - 1090. (ZHOU Hui , XU Rong-chao, LU Jing-jing, et al. Experimental investigations and mechanism analysis of anchoring effect of pre-stressed bolts for slabbing surrounding rock in deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(6): 1081 - 1090. (in Chinese))
- [19] 周 辉, 徐荣超, 卢景景, 等. 板裂化模型试样失稳破坏及其裂隙扩展特征的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **32**(增刊 2): 1 - 11. (ZHOU Hui, XU Rong-chao, LU Jing-jing, et al. Experimental study of instability destruction and crack propagation characteristics of slab failure model specimen[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **32**(S2): 1 - 11. (in Chinese))
- [20] LI Di-yuan, LI Charlie C, LI Xi-bing. Influence of sample height-to-width ratios on failure mode for rectangular prism samples of hard rock loaded in uniaxial compression[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2011, **44**(3): 253 - 267.
- [21] TAO M, LI X, LI D. Rock failure induced by dynamic unloading under 3D stress state[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2013, **65**: 47 - 54.
- [22] 徐芝纶. 弹性力学[M]. 北京, 高等教育出版社, 2013. (XU Zhi-lun. Elasticity[M]. Beijing: Higher Education Press, 2013. (in Chinese))
- [23] 冯 涛, 潘长良. 洞室岩爆机理的层裂屈曲模型[J]. 中国有色金属学报, 2000, **10**(2): 287 - 290. (FENG Tao, PAN Chang-liang. Lamination spallation buckling model for formation mechanism of rockburst[J]. The Chinese Journal of Nonferrous Metals, 2000, **10**(2): 287 - 290. (in Chinese))

- [24] 张学民. 岩石材料各向异性特征及其对隧道围岩稳定性影响研究[D]. 长沙: 中南大学, 2007. (ZHANG Xue-min. Anisotropic characteristics of rock material and its effect on stability of tunnel surrounding rock[D]. Changsha: Central South University, 2007. (in Chinese))
- [25] 仇圣华. 成层正交各向异性围岩反分析方法的研究[D]. 上海: 同济大学, 2002. (QIU Sheng-hua. Study on back analysis method of stratified orthotropic surrounding rock[D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))
- [26] MARTIN C D, CHRISTIANSSON R. Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, **46**(2): 219 – 228.
- [27] 左双英, 史文兵, 梁风, 等. 层状各向异性岩体破坏模式判据数值实现及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊1): 191 – 196. (ZUO Shuang-ying, SHI Wen-bing, LIANG Feng, et al. Numerical simulation and engineering application for failure modes and criterion of layered anisotropic rock mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S1):191 – 196. (in Chinese))
- [28] 苏仲杰, 于广明, 杨伦. 覆岩离层变形力学模型及应用[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(6):778 – 781. (SU Zhong-jie, YU Guang-ming, YANG Lun. Application of mechanical
- model to deformation of covered rock separation strata[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(6): 778 – 781. (in Chinese))
- [29] 贺发远. 金川二矿区充填体质量与成本控制的研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2005. (HE Fa-yuan. Research on quality and cost control of backfill in Jinchuan No.2 mine[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2005. (in Chinese))
- [30] 郭然, 潘长良, 冯涛. 充填控制岩爆机理及冬瓜山矿床开采技术研究[J]. 有色金属, 1999, **51**(4): 4 – 7. (GUO Ran, PAN Chang-liang, FENG Tao. Mechanism of backfill of rockburst control and an initial research of exploitation of a deposit[J]. Nonferrous Metals, 1999, **51**(4): 4 – 7. (in Chinese))
- [31] 呼志明. 节理岩体各向异性及其强度特征分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2015. (HU Zhi-ming. Analysis of the anisotropism and strength characters of jointed rock mass[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015. (in Chinese))
- [32] 李地元. 高应力硬岩脆性板裂破坏和应变型岩爆机理研究[D]. 长沙: 中南大学, 2010. (LI Di-yuan. Study on the spalling failure of hard rock and the mechanism of strainburst under high in-situ stresses[D]. Changsha: Central South University, 2010. (in Chinese))

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学理论和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhricn。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201707018

面板堆石坝性状的初步统计分析

温立峰¹, 柴军瑞^{1, 2}, 许增光¹, 覃源¹, 李炎隆¹

(1. 西安理工大学西北旱区生态水利工程国家重点实验室培育基地, 陕西 西安 710048; 2. 西京学院土木工程学院, 陕西 西安 710123)

摘要: 在很多情况下面板堆石坝已经成为优选坝型, 但其设计很大程度上仍然依赖于工程经验。目前很少有文献基于大量工程实例数据对面板堆石坝的性状展开研究。收集和统计过去 50 a 已建的 87 个面板堆石坝的建设信息和性状监测记录, 从统计学的角度分析面板坝性状特征。基于工程实测数据对填筑完工后坝顶沉降、面板挠度和应力、竣工时坝体最大沉降进行统计分析和规律总结。重点讨论了堆石母岩饱和状态抗压强度、地基特性、河谷形状和渗流对大坝性状的影响。结果可以进一步加强对面板堆石坝性状的深入理解, 同时为面板堆石坝的设计、施工和运行管理提供指导和参考。

关键词: 面板堆石坝; 性状; 工程实例; 监测; 统计分析

中图分类号: TV311 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1312-09

作者简介: 温立峰(1989-), 男, 博士研究生, 主要从事水工结构数值仿真方面的研究。E-mail: wenxuan89@126.com。

Preliminary statistical analysis of behavior of concrete face rockfill dams

WEN Li-feng¹, CHAI Jun-rui^{1, 2}, XU Zeng-guang¹, QIN Yuan¹, LI Yan-long¹

(1. State Key Laboratory Base of Eco-hydraulic Engineering in Arid Area, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

2. School of Civil Engineering, Xijing University, Xi'an 710123, China)

Abstract: The concrete face rockfill dam (CFRD) has become a preferred dam type, yet its design is still largely based on the past experience. However, few studies have been conducted on the behavior of CFRDs on the basis of reliable case history data. A compendium of monitoring records and construction details of 87 case histories of in-service CFRDs constructed in the past 50 years is collected for analyzing the behavior of CFRD from the perspective of statistical analysis. The post-construction crest settlement, deflection and stress of face slab and the maximum settlement at completion time are analyzed. The effects of intact rockfill strength, foundation characteristics, valley shape and seepage flow on behavior of dams are discussed. A summary of the findings from the case histories is put forward to enhance the understanding of behavior of CFRDs. These results may help guide the design, construction and operation of CFRDs.

Key words: concrete face rockfill dam; behavior; case history; monitoring; statistical analysis

0 引言

由于振动碾压技术的采用, 过去 50 a 面板堆石坝(简称面板坝)已经成为一种优选坝型^[1]。面板坝具有众多优点, 很多大坝建在复杂坝址条件上^[2], 如建于覆盖层上的 Alto Anchicaya 坝和强地震地区的紫平铺坝。目前面板坝正在由 200 m 级向 300 m 级突破。复杂地质条件和超高大坝高度可能引起不利的工作性状, 比如过大的沉降、面板严重开裂和过大的渗漏量^[1-2]。

面板坝的设计和施工很大程度上仍然依赖于工程经验^[3], 有必要采用已建大坝性状监测数据评估大坝的性状。Clements^[4]、Cooke^[3]以及 Sherard 等^[5]基于已建大坝资料系统地对早期面板坝的性状进行过总结。Hunter^[6]、Pinto 等^[7]以及 Won 等^[8]基于少量工程实例数据对面板坝变形展开统计分析。郦能惠^[9]对中国坝

高 129 m 以上的高面板坝性状特征进行系统总结, 研究了高面板坝工作性状及其影响因素。另外也有一些学者采用已建大坝数据来评价面板坝性状^[10-12]。上述研究所采用的工程实例数据往往相对较少, 部分只针对早期大坝或者高坝, 有必要对面板坝展开进一步的统计分析。

本文收集整理 87 个已建面板坝的性状监测记录。从统计的视角对工后坝顶沉降、面板挠度和应力以及竣工时坝顶最大沉降进行统计和分析, 重点考虑堆石母岩饱和状态抗压强度(以下简称堆石强度)、地基特性、河谷形状和渗流作用对大坝性状的影响。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51679197, 51679193, 51579207);
陕西省重点科技创新团队项目(2013KCT-015)

收稿日期: 2016-05-26

1 面板堆石坝工程实践和数据统计

1.1 面板堆石坝工程实践

Cooke^[3]对现代面板坝的工程设计进行了系统总结和描述。图1所示为面板坝的典型分区示意图。坝体往往根据不同的材料类型、颗粒尺度和目的划分为不同的分区。随着施工技术的改进和能源的需求,很多大坝不得不修建在可压缩的覆盖层地基上。覆盖层主要由砾石、块碎石和细砂等组成,具有结构松散,岩性不连续和不良粒径分布等特性。目前对覆盖层上面板坝的研究并不多^[13]。面板坝的施工参数由堆石质量和类型以及堆石细粒含量所决定。主堆石碾压层厚一般为0.9~2.0 m,它与堆石强度有关。堆石的碾压参数一般为至少10 t振动碾碾压4~8遍,具体的碾压遍数和层厚、加水量等根据实际堆石材料特性确定。

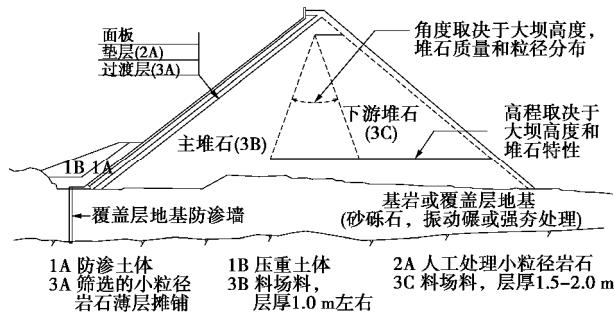


图1 面板堆石坝典型分区

Fig. 1 Zoning of a typical CFRD

1.2 工程实测数据统计

表1为过去50 a中19个不同国家87个大坝的建设信息和性状监测数据。大部分大坝的监测时间(施工完成到大坝性状监测的时间)小于10 a。大坝高度主要在50~200 m范围内。表中包含56个(No.1~No.56)修建在基岩上的大坝和31个(No.57~No.87)修建在可压缩地基上的大坝。覆盖层上大坝孔隙率范围大致为0.15~0.25,小于基岩上大坝范围0.15~0.30。覆盖层地基厚度主要为30~50 m。堆石的强度一般归类为VH(无侧限压缩强度UCS=70~240 MPa), MH(UCS=20~70 MPa), M(UCS=6~20 MPa)^[6]。碾压堆石的强度一般在M~MH之间,由表1可以发现,修建在覆盖层上或者大坝高度超过100 m的大坝堆石强度多为VH。

2 面板堆石坝性状统计分析

2.1 坝顶沉降

为了协调填筑完工后坝顶沉降,坝顶预留沉降一般为1.0H% (H为大坝高度)。图2为最大坝顶沉降相对于坝高和监测时间的统计分布规律。为了比较方

便,其它学者统计的长期坝顶沉降范围也包含在图中。由于没有详细区分考虑影响坝顶沉降的其它因素,比如粒径分布、施工方法、河谷形状以及监测时间等,图2(a)直观上没有呈现明显规律性。但是进一步深入分析发现,除了宽河谷的Buan坝以及堆石不良级配和复杂分区的万安溪坝,基本上所有坝顶沉降均小于或等于0.3H%。对于基岩上的大坝,坝顶沉降呈现随坝高和监测时间逐渐增加的趋势,特别是堆石强度为VH的大坝。堆石强度为VH时,坝顶沉降范围为(0.03 H~0.18 H)%,而堆石强度为M-MH时,相应范围主要为(0.05 H~0.25 H)%,接近90%的数据点位于该范围之内,平均值为(0.17 H)%,比VH堆石强度大坝大(0.03 H)%。对于覆盖层上的大坝,坝顶沉降随坝高没有明显的规律性。堆石强度为VH时,坝顶沉降范围为(0~0.25 H)%,堆石强度为M-MH时,相应范围大约为(0~0.3 H)%,平均沉降为(0.22 H)%,比VH堆石强度大坝大(0.02 H)%,受地基变形的影响,覆盖层上大坝坝顶沉降平均大于基岩上大坝沉降(0.04 H)%,图2(b)显示面板坝沉降稳定时间大约为5年。很多数据的监测时间明显小于大坝稳定需要的时间,因此这些数据相对较小,只包含不完全的后期沉降。Won等^[8]结果只区分堆石强度,可能高估基岩上大坝坝顶沉降而低估覆盖层上大坝沉降。其它学者建议的范围可以总结为小于(0.25 H)%,只与基岩上大坝的数据较为吻合,主要是因为这些结果多来源基岩上大坝。

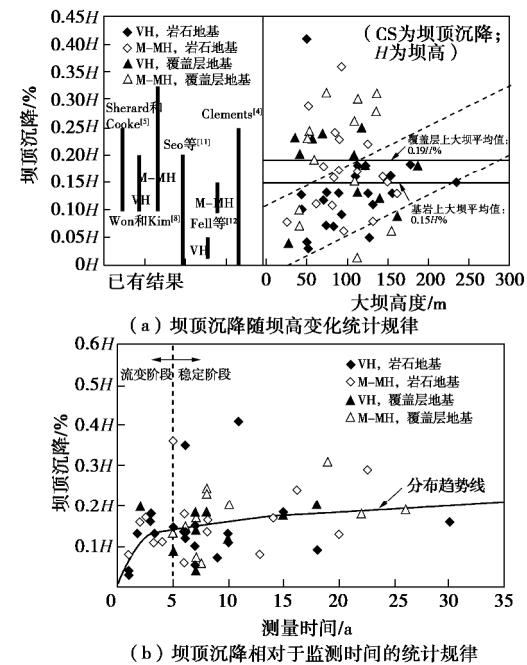


图2 坝顶最大沉降相对于坝高和时间的统计规律

Fig. 2 Crest settlements with respect to dam height and time

为了进一步分析堆石强度对大坝变形的影响,图

表 1 87 个已建大坝建设信息和性状监测数据统计

Table 1 Summary of case history data and behavior measurements of 87 in-service CFRDs

No	大坝	国家	年度	坝高 /m	坝顶长度 /m	地基特性及厚度	堆石岩性	堆石强度分类	孔隙率 /($A \cdot H^2$)	河谷形状因子	竣工时最大沉降 /m	坝体最大沉降 /m	工后最大坝顶沉降 /m	最大面板挠度 %	渗漏速率 /($l \cdot s^{-1}$)	监测时间 /a		
1	Tullabardine	澳大利亚	1982 年	26	214	R	砂岩	MH	0.23	8.1	—	—	0.02	0.08H	—	0.75	12.8	
2	Namgang	韩国	2001 年	34	1126	R	片麻岩	—	0.27	36.2	0.11	0.32H	0.01	0.04H	0.06	0.17H	4	6
3	White Spur	澳大利亚	1989 年	43	146	R	凝灰岩	VH	0.22	2.3	0.07	0.15H	0.06	0.13H	0.04	0.09H	2	5.9
4	Dongbok	韩国	1985 年	44.7	188	R	花岗岩	VH	0.27	3.5	0.33	0.74H	0.04	0.09H	0.04	0.09H	—	7
5	Buan	韩国	1996 年	50	410	R	流纹岩	VH	0.25	7.3	0.44	0.88H	0.20	0.41H	—	—	11	
6	Daegok	韩国	2006 年	52	190	R	片麻岩	VH	0.25	3.7	0.11	0.21H	0.02	0.04H	0.01	0.02H	—	1
7	Little Para	澳大利亚	1977 年	53	225	R	粉砂岩	M	—	—	—	—	0.15	0.29H	—	—	19.2	22.6
8	Jangheung	韩国	2005 年	53	403	R	凝灰岩	VH	0.28	10.7	0.44	0.83H	0.02	0.04H	0.03	0.06H	—	1
9	Cheongsong (L)	韩国	2004 年	62	300	R	花岗岩	MH-VH	—	6.7	—	—	0.07	0.11H	—	—	1.5	3.2
10	Cabin creek	美国	1969 年	64	350	R	片麻岩	MH	0.33	—	—	—	0.11	0.17H	—	—	—	10
11	Yongdam	韩国	2001 年	70	498	R	页岩	MH	0.32	8.8	0.35	0.50H	0.12	0.17H	0.01	0.01H	—	6
12	Sancheong (L)	韩国	2002 年	70.9	286	R	花岗岩	VH	0.27	6.3	0.27	0.37H	0.09	0.13H	0.01	0.01H	—	6
13	成屏	中国	1989 年	74.6	325	R	凝灰岩	VH	0.28	2.8	0.28	0.38H	0.10	0.13H	0.19	0.25H	33	10
14	Bastyan	澳大利亚	1983 年	75	430	R	流纹岩	VH	0.23	3.4	0.17	0.23H	0.05	0.07H	0.07	0.09H	5	9
15	蒲石河	中国	2012 年	78.5	395	R	凝灰岩	VH	0.22	3.8	0.33	0.42H	—	—	0.12	0.15H	50	2
16	泽雅	中国	1998 年	78.8	312	R	石灰岩	VH	0.25	3.7	0.40	0.51H	0.12	0.15H	0.14	0.18H	—	15
17	Mangrove creek	澳大利亚	1981 年	80	380	R	粉砂岩	MH	0.26	4.5	0.43	0.54H	0.08	0.10H	0.10	0.13H	2.5	4
18	Pyonghwa (1st)	韩国	1988 年	80	590	R	片麻岩	VH	0.40	7.1	0.41	0.51H	1.17	1.46H	—	—	—	5
19	Crotty	澳大利亚	1990 年	83	240	R	砂砾石	VH	0.20	1.9	0.18	0.22H	0.06	0.07H	0.05	0.06H	32.5	9
20	Cokal	土耳其	2010 年	83	605	R	石灰岩	MH	0.20	6.2	0.50	0.60H	0.13	0.16H	0.15	0.18H	—	2
21	Sugaroaf	澳大利亚	1979 年	85	1050	R	粉砂岩	MH	0.30	11.5	0.20	0.24H	0.21	0.25H	0.16	0.19H	13	15
22	Sancheong (U)	韩国	2002 年	86.9	360	R	花岗岩	VH	0.27	3.1	0.39	0.44H	0.30	0.35H	0.01	0.01H	—	6
23	Miryang	韩国	2001 年	89	535	R	粉砂岩	—	0.18	6.8	0.43	0.48H	0.09	0.10H	0.16	0.18H	9	6
24	Kotmale	斯里兰卡	1984 年	90	560	R	片麻岩	MH-VH	0.27	7.4	0.86	0.96H	0.15	0.17H	0.10	0.11H	—	2.5
25	Cheongsong (U)	韩国	2004 年	90	400	R	花岗岩	VH	—	3.7	—	—	0.12	0.13H	—	—	10	3.3
26	大拗	中国	1999 年	90.2	424	R	砂岩	MH	0.21	3.6	0.92	1.02H	0.21	0.23H	0.23	0.25H	61	8
27	万安溪	中国	1995 年	93.8	210	R	花岗岩	MH	0.26	2.0	0.21	0.22H	0.34	0.36H	0.10	0.11H	5.62	5
28	Murchison	澳大利亚	1982 年	94	200	R	流纹岩	VH	0.23	1.9	0.20	0.21H	0.08	0.09H	0.09	0.10H	2	18
29	西北口	中国	1989 年	95	222	R	石灰岩	M	0.28	3.3	0.32	0.34H	0.06	0.06H	0.08	0.08H	35.3	6

续表 1

No.	大坝	国家	年度	坝高 /m	坝顶地基特征 /m	堆石岩性	堆石强度分类	孔隙率 /($A \cdot H^2$)	河谷形状因子	竣工时坝体		工后最大		最大面板		渗漏速率 /($l \cdot s^{-1}$)	监测时间 /a	
										最大沉降 /m	%	坝顶沉降 /m	%	挠度 /m	%			
30	R.D. Bailey	美国	1979 年	96	420	R	砂岩	M	0.27	3.5	—	—	0.42	0.44H	—	—	10	
31	洞巴	中国	2006 年	105.9	467	R	砂岩	M	—	—	2.30	2.18H	—	—	—	—	—	
32	Cethana	澳大利亚	1971 年	110	213	R	石英岩	VH	0.26	2.5	0.50	0.46H	0.18	0.16H	0.17	0.1H	7.5	30
33	Glevard	伊朗	2012 年	110	275	R	石英岩	VH	0.25	—	0.75	0.68H	—	—	0.25	0.23H	—	3
34	Khao Laem	泰国	1984 年	113	1000	R	石灰岩	MH	0.29	8.3	1.37	1.21H	0.19	0.17H	0.13	0.12H	53	14
35	潘口	中国	2011 年	114	292	R	硅质岩	VH	—	—	0.27	0.25H	0.20	0.18H	—	—	—	3
36	Turimiquire	委内瑞拉	1982 年	115	410	R	灰岩	VH	0.32	2.7	—	—	0.27	0.23H	0.25	0.22H	—	5
37	Lower Pieman	澳大利亚	1986 年	122	360	R	辉绿岩	M	0.24	2.5	0.23	0.19H	0.22	0.18H	0.27	0.22H	—	15
38	Shiroro	尼日利亚	1984 年	125	560	R	花岗岩	VH	0.20	4.2	0.94	0.75H	0.17	0.14H	0.09	0.07H	100	1.8
39	Cirata	印尼	1988 年	125	453	R	安山岩	M-MH	0.24	3.9	0.63	0.50H	0.27	0.22H	0.35	0.28H	60	10
40	Ita	巴西	1999 年	125	880	R	玄武岩	MH-VH	0.31	7.0	—	—	0.60	0.48H	0.51	0.41H	200	4
41	Golillas	哥伦比亚	1978 年	127	107	R	砾石	VH	0.24	0.9	0.39	0.31H	0.05	0.04H	0.16	0.13H	385	7
42	引子渡	中国	2004 年	129.5	276	R	灰岩	VH	0.21	2.1	1.10	0.85H	—	—	0.20	0.15H	—	5
43	公伯峡	中国	2002 年	132.2	429	R	花岗岩	VH	0.17	2.5	0.35	0.26H	0.15	0.11H	0.18	0.14H	—	10
44	Kurtun	土耳其	1999 年	133	300	R	石灰岩	MH	0.22	2.2	2.02	1.50H	0.11	0.08H	—	—	—	1
45	Segredo	巴西	1993 年	145	720	R	玄武岩	MH-VH	0.37	4.1	2.22	1.53H	0.23	0.16H	0.34	0.23H	45	8
46	董菁	中国	2009 年	149.5	566	R	砂岩	VH	0.19	3.7	1.78	1.19H	—	—	0.60	0.40H	—	3
47	Mesochora	希腊	1995 年	150	340	R	石灰岩	M	0.23	1.6	2.10	1.40H	0.22	0.15H	0.33	0.22H	—	5
48	马鹿塘	中国	2009 年	154	493	R	花岗岩	VH	0.19	2.4	1.50	0.97H	0.25	0.16H	0.28	0.18H	137	3
49	紫平铺	中国	2006 年	156	664	R	石灰岩	VH	0.26	4.8	0.71	0.46H	0.21	0.13H	0.25	0.16H	—	6
50	吉林台	中国	2006 年	157	445	R	凝灰岩	VH	0.23	3.1	0.59	0.38H	—	—	0.24	0.15H	—	7
51	Foz do Areia	巴西	1980 年	160	828	R	玄武岩	MH-VH	0.33	5.4	3.58	2.34H	0.21	0.13H	0.78	0.49H	70	20
52	天生桥	中国	2000 年	178	1104	R	石灰岩	M-VH	0.31	4.9	3.28	1.84H	1.06	0.60H	1.14	0.64H	70	1.5
53	洪家渡	中国	2005 年	179.5	428	R	灰岩	VH	0.20	2.4	1.24	0.69H	0.32	0.18H	0.35	0.19H	140	6
54	三板溪	中国	2007 年	185	423	R	粉砂岩	MH	0.22	2.5	1.05	0.57H	—	—	0.17	0.10H	100	5
55	Bakun	马来西亚	2007 年	205	740	R	砂岩	VH	0.20	2.8	2.27	1.10H	—	—	0.80	0.39H	—	4
56	水布垭	中国	2007 年	233	675	R	石灰岩	VH	0.22	2.3	2.30	0.98H	0.35	0.15H	0.28	0.12H	20	3
57	Pappadai	意大利	1992 年	27	890 G, 50 m	灰岩	VH	—	—	0.07	0.26H	0.01	0.04H	—	—	—	7	
58	梁辉	中国	1997 年	35.4	410 G, 25 m	凝灰岩	VH	0.23	8.8	0.21	0.59H	0.08	0.23H	0.06	0.17H	—	8	
59	楚松	中国	1998 年	40	308 G, 35 m	砂卵石	MH	0.21	13.7	0.16	0.40H	0.04	0.10H	—	—	48	9	
60	梅溪	中国	1998 年	41	652 G, 30 m	凝灰岩	MH	—	22.2	0.20	0.48H	0.08	0.20H	0.13	0.32H	—	10	

续表 1

No.	大坝	国家	年度	坝高 /m	坝顶长度 /m	地基特性及厚度	堆石岩性	堆石强度分类	孔隙率	河谷形状因子	竣工时最大沉降 /m	工后最大坝顶沉降 /m	最大面板挠度 /%	最大面板 /m	渗漏量 / $(l \cdot s^{-1})$	监测时间 /a	
61	柯柯亚	中国	1981 年	42	123	G, 37.5 m	砂砾石	M	—	6.8	—	0.03	0.07H	—	26.01	7	
62	铜街子副坝	中国	1992 年	48	434	G, 71 m	玄武岩	VH	—	—	0.45	0.94H	—	0.120.25H	—	8	
63	大河	中国	1998 年	50.8	168	G, 37 m	石灰岩	M	0.21	4.1	0.25	0.49H	0.12	0.23H	0.130.25H	—	8
64	双溪口	中国	2009 年	52.1	426	G, 15.4 m	凝灰岩	MH	0.20	10.2	0.46	0.94H	—	—	0.170.32H	—	2
65	Pichi-Picun Leufu	阿根廷	1999 年	54	1045	G, 28 m	砂砾石	M	0.19	9.1	0.50	0.90H	0.13	0.24H	0.160.30H	18	8
66	汉坪嘴	中国	2006 年	57	202	G, 45 m	砂砾石	VH	0.22	4.0	0.33	0.58H	0.12	0.21H	0.130.23H	—	5
67	Kangaroo Creek	澳大利亚	1969 年	60	178	R, G, 20 m	页岩	M-M H	—	—	—	0.12	0.19H	—	—	2.5	26
68	横山坝	中国	2006 年	70.2	210	G, 72.3 m	凝灰岩	MH	0.23	2.9	0.50	0.71H	0.17	0.24H	0.180.25H	—	5
69	天荒坪	中国	1998 年	72	503	WR, 35 m	凝灰岩	MH	—	—	0.64	0.89H	—	—	—	—	—
70	Mackintosh	澳大利亚	1981 年	75	465	WR	砂岩	M-M H	0.24	4.9	0.48	0.64H	0.24	0.32H	0.490.65H	9	19
71	Puclaro	智利	1999 年	83	640	G, 113 m	砂砾石	M	0.20	2.4	0.67	0.81H	0.11	0.13H	0.120.14H	—	5
72	老渡口	中国	2009 年	96.6	172	G, 29.6 m	砂砾石	MH	—	2.1	0.34	0.35H	—	—	0.110.11H	—	2
73	那兰	中国	2005 年	109	333	G, 24.3 m	砂砾石	MH	0.19	2.9	0.31	0.28H	0.16	0.15H	0.160.15H	115	6
74	察汗乌苏	中国	2009 年	110	338	G, 46.7 m	砂砾石	VH	0.17	3.7	0.53	0.48H	0.22	0.20H	0.300.27H	15	2
75	苗家坝	中国	2011 年	110	348	G, 48 m	凝灰岩	VH	0.20	2.8	0.91	0.83H	0.28	0.26H	0.300.27H	—	1
76	多诺	中国	2012 年	112.5	220	G, 35 m	砂岩	VH	0.21	2.2	1.10	0.98H	0.33	0.30H	0.230.20H	—	2
77	Santa Juana	智利	1995 年	113.4	390	G, 30 m	砂砾石	M	—	3.1	—	—	0.01	0.01H	—	50	4
78	Poterillos	阿根廷	2003 年	116	395	G, 35 m	石灰岩	VH	0.21	3.1	0.82	0.70H	0.29	0.25H	0.300.26H	—	6
79	Reece	澳大利亚	1986 年	122	374	G	辉绿岩	VH	0.24	—	0.23	0.19H	0.22	0.18H	0.260.21H	1	15
80	珊溪	中国	2000 年	132.5	448	G, 24 m	凝灰岩	VH	0.20	3.4	0.95	0.72H	—	—	0.200.15H	—	6
81	九甸峡	中国	2008 年	136	232	G, 56 m	石灰岩	VH	0.17	2.0	1.24	0.91H	0.42	0.31H	0.840.62H	136	3
82	Los Caracoles	阿根廷	2009 年	136	605	G, 28 m	石灰岩	MH	0.23	4.5	1.01	0.80H	0.38	0.28H	0.410.30H	130	4
83	Alto Anchicaya	哥伦比亚	1974 年	140	260	G, 34 m	角岩	VH	0.22	1.1	0.63	0.45H	0.17	0.12H	0.160.11H	180	10
84	Xingo	巴西	1994 年	150	850	R, G, 41 m	花岗岩	M-V H	0.28	6.0	2.90	1.93H	0.53	0.35H	0.510.34H	140	6
85	Salvajina	哥伦比亚	1983 年	154	362	G, R, 30 m	砂砾石	MH-VH	0.21	2.4	0.30	0.20H	0.09	0.06H	0.060.04H	60	7.5
86	滩坑	中国	2008 年	162	507	G, 30 m	凝灰岩	VH	—	3.7	0.81	0.50H	0.15	0.09H	0.170.10H	80	5
87	Aguamilpa	墨西哥	1993 年	187	475	R, G	砂砾石	VH	0.18	3.9	—	—	0.34	0.18H	0.320.17H	160	7

注: R 为岩石地基; G 为砂砾石(覆盖层)地基; WR 为风化岩石地基; M, MH, VH 为堆石强度分类。

3 为基岩上面板坝长期(超过 5 a) 坝顶沉降与堆石强度分类关系图。堆石强度为 M 大坝坝顶沉降平均为 VH 大坝的 2.1 倍, 这是因为在碾压作用下较弱的堆石颗粒容易破碎达到较高堆石密度。基本上所有点子均在图 3 范围线之内, 除了西北口大坝(数据点 29), 坝顶沉降显然较小。该大坝坝料为砂砾石, 砂砾石颗粒强度大并且孔隙率较小, 致使坝顶沉降较小。

面板坝工后沉降由蓄水作用、水位波动、堆石流变等多个机理引起, 其中流变是长期沉降的主要原因。图 4(a) 为 11 个大坝实测坝顶最大沉降随时间变化过程。0 时刻为坝体填筑完成时间。大部分曲线均在 Clement^[4]建议沉降范围内。坝顶沉降随时间逐渐增加, 稳定时间为 2000 d 左右, 与图 2(b) 结果较为一致。

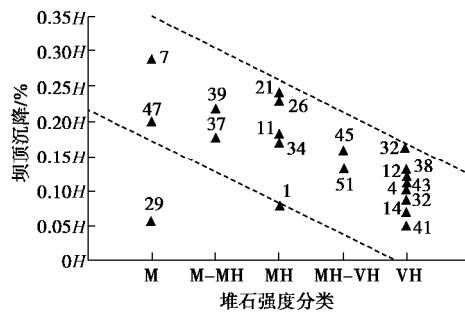


图3 长期坝顶沉降随堆石强度分类变化统计规律(图中的系列号为表1中大坝的编号, 其它图相同)

Fig. 3 Long-term crest settlements with respect to classification of intact rockfill strength

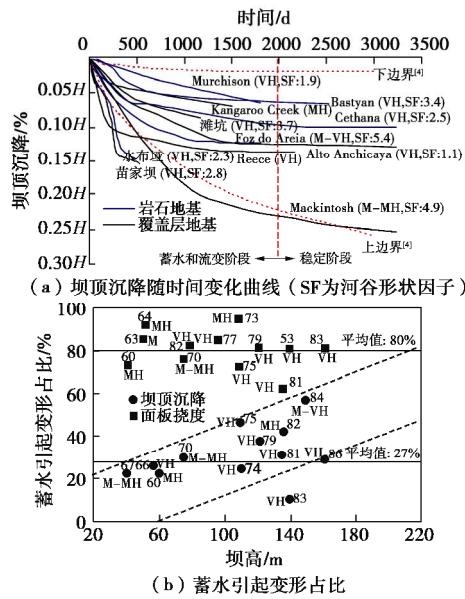


图4 若干大坝坝顶最大沉降演化过程以及蓄水引起变形占比
Fig. 4 Crest maximum settlements as functions of time, and ratio of deformation during reservoir filling to total deformation

图4(b)为蓄水引起覆盖层上大坝坝顶沉降和面板挠度占总变形的比值。大约10%~60% (平均27%)的沉降发生在蓄水期, 相对于基岩上大坝 (平均22%)较大。蓄水引起沉降占比随坝高和覆盖层相对厚度的增加以及堆石强度的降低而增加。堆石强度为M-MH的大坝蓄水引起沉降增量占比平均为32%, 比VH堆石强度大坝大7%左右。在蓄水作用下, 坝顶沉降随时间变化曲线一般呈现S型, 图4(a)中由于时间跨度较大, 且各坝变形相差较大, 因此上述规律不明显。有些学者^[5-6]发现, 在对数坐标下坝顶沉降随时间变化曲线为一条直线, 该结论可以用来预测坝顶长期沉降。

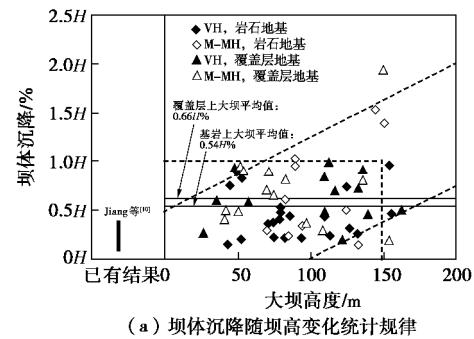
在相似坝高和堆石强度情况下, Cheongsong坝 (SF: 3.7) 比 Murchison 坝 (SF: 1.9) 坝顶沉降大0.04H%, 沉降随河谷形状因子增加。其它因素相同时, 堆石强度较低的万安溪坝比强度较高的 Murchison

坝, 沉降大0.27H%, 说明堆石强度对基岩上大坝沉降的影响更加显著。坝高和河谷形状均相似情况下, 覆盖层上苗家坝比基岩上堆石强度为M的Lower Pieman坝沉降大0.08H%, 说明地基变形是覆盖层上大坝影响坝顶沉降的主导因素。在低堆石强度和覆盖层地基复合因素作用下, Mackintosh坝坝顶沉降较大, 甚至超出建议上边界, 竣工3000 d后也未明显稳定。

2.2 坝体沉降

图5(a)为竣工时坝体最大沉降统计图。几乎所有沉降均小于1.0H%, 除了一些坝高超过150 m的大坝, 比如 Segrado (1.53H%), Mesochora (1.4H%) 和 Xingo (1.93H%)。大部分 (接近80%) 大坝沉降范围为(0.2H~0.5H) %。堆石强度为M-MH大坝平均沉降为0.62H%, 比堆石强度为VH大坝大0.17H%。对于覆盖层上大坝, 坝体沉降范围为(0.2H~1.0H) %。堆石强度为M-MH大坝平均沉降为0.70H%, 比VH大坝大0.07H%。覆盖层上大坝沉降平均比基岩上大坝大0.12H%。对于覆盖层上大坝, 考虑大坝高度和覆盖层厚度情况下, 大坝沉降小于总高度的0.8%。Jiang等^[10]统计的最大坝体沉降范围与本文基岩上堆石强度为VH大坝的结果较为吻合, 但是明显小于堆石强度为M-MH或覆盖层上大坝的结果。

为了进一步分析覆盖层地基上大坝沉降规律。图5(b)为18个大坝坝体最大沉降随覆盖层相对厚度关系图。沉降随覆盖层相对厚度增加而增加, 趋势线斜率为0.6。但是当覆盖层厚度大于0.5H时, 沉降不再有明显增加, 可能是底部覆盖层变形较小, 对大坝影响有限。两个大坝在趋势线外, 可能是因为低堆石模量 (Xingo坝: 32 MPa) 和高地基变形模量 (大河坝: 55~60 MPa)。在相同覆盖层相对厚度情况下, 覆盖层变形模量越小, 坝体沉降越大。



(a) 坝体沉降随坝高变化统计规律

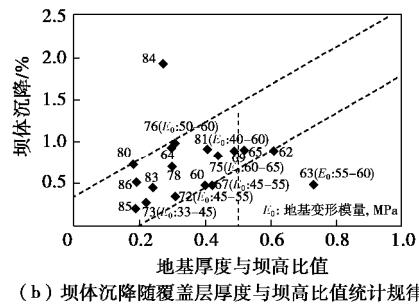


图 5 竣工时坝体最大沉降与坝高和地基相对厚度的统计规律

Fig. 5 Maximum dam settlements at completion time with respect to dam height and relative thickness of alluvium

若干大坝沉降与高度归一化关系表明,在覆盖层压缩变形影响下,最大沉降发生在 $0.2H\sim0.4H$ 位置,低于基岩上大坝位置($0.4H\sim0.6H$)。随着覆盖层相对厚度增加,最大沉降位置向下移动。当厚度为大于 $0.5H$ 时,最大值发生在 $0.2H$ 处并趋于稳定,这是因为超过 $0.5H$ 厚的覆盖层对变形影响较小。

图 6 为 13 个大坝最大沉降随时间变化曲线。施工期沉降快速增加,超过 90%发生在蓄水完成前。对于基岩上大坝,与坝顶沉降相似,坝体沉降随河谷形状因子呈现增加的趋势,但是堆石强度对坝体沉降影响更明显。比较覆盖层上堆石强度为 VH 大坝和基岩上堆石强度为 M-MH 大坝平均沉降可知,两者比较接近,说明覆盖层和堆石强度均对坝体沉降具有较大影响。在较大坝高、低堆石强度及宽河谷复合因素作用下,水布垭和天生桥坝均产生大于 $1H\%$ 的沉降。

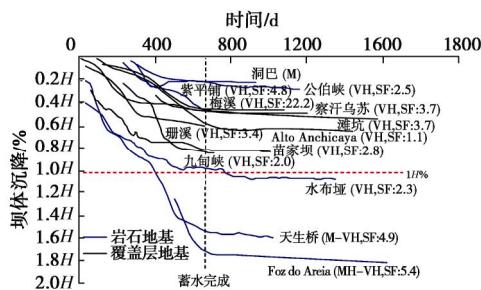


图 6 若干大坝坝体最大沉降随时间变化过程

Fig. 6 Evolution of maximum dam settlements of several dams

2.3 面板性状分析

图 7 (a) 为面板挠度监测结果随坝高统计规律。超过 90%大坝的面板挠度小于 $0.4H\%$, 并且超过一半的数据点小于 $0.2H\%$ 。但是某些大坝挠度显然较大, 主要由低堆石模量 (Mackintosh 坝: 30 MPa), 覆盖层厚度 (九旬峡坝: 56 m) 以及较大坝高 (天生桥坝: 178 m) 引起。对于基岩上的大坝, 面板挠度呈现随坝高增加的趋势, 特别是堆石强度为 VH 的大坝。堆石强度为 VH 的大坝挠度范围为($0\sim0.2H$)%, 强度

为 M-MH 时范围为($0.1H\sim0.3H$)%, 平均值为 $0.25H\%$, 比 VH 强度大坝大 $0.13H\%$ 。覆盖层上大坝, 堆石强度为 VH 时, 挠度范围为($0.1H\sim0.3H$)%, 强度为 M-MH 时, 范围为($0.05H\sim0.4H$)%, 平均值为 $0.28H\%$, 比 VH 强度大坝大 $0.05H\%$ 。覆盖层上大坝挠度平均大于基岩上大坝 $0.08H\%$ 。其它学者建议的挠度范围 (总结为($0H\sim0.5H$))%, 与覆盖层上 M-MH 堆石强度大坝的范围较为吻合, 但是大于 VH 堆石强度和基岩上大坝的范围。

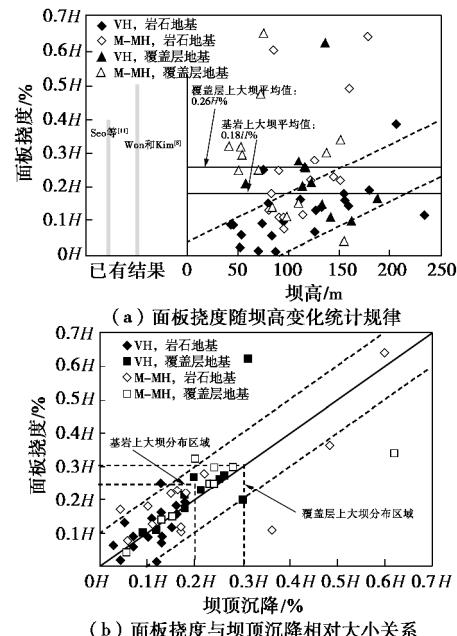


图 7 最大面板挠度随坝高变化的统计规律以及面板挠度与坝顶沉降相对大小的比较

Fig. 7 Deflections of face slab with respect to dam height and comparison between deflections of face slab and crest settlements

Sherard 等^[5]认为面板坝最大面板挠度为坝顶沉降的 $2\sim4$ 倍。Won 等^[8]认为面板挠度和坝顶沉降基本相近, 当大坝高度超过 100 m 时, 面板挠度相对较大。如图 7 (b) 所示, 面板挠度与坝顶沉降非常接近。超过 80%的数据点在图中范围内。覆盖层上以及低堆石强度大坝, 面板挠度相对于坝顶沉降较大, 但相差不会超过 $0.1H\%$, 面板挠度平均为坝顶沉降的 1.1 倍。这些较大面板挠度主要由较大坝体变形引起。

如图 4 (b) 所示, 对于覆盖层上面板坝大约 80% 的挠度由蓄水引起, 大于基岩上大坝的 74%, 水荷载对面板变形的影响显然大于对坝顶沉降的影响。若干大坝面板挠度变形分布如图 8 所示。一般来说最大面板挠度发生在地基以上 $1/3H\sim1/2H$ 位置, 并且面板变形呈 D 型分布^[7]。如图 8 所示面板挠度分布规律呈现明显的 D 型。覆盖层上大坝面板挠度相对基岩上大坝较大并且最大值发生位置较低 ($0.2H\sim0.3H$)。

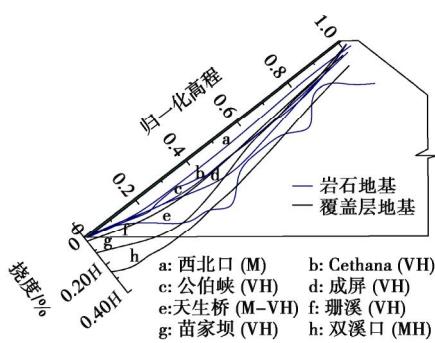


图 8 若干大坝面板挠度典型断面归一化面板挠度分布

Fig. 8 Normalized face deflection distributions at typical section

对于基岩上大坝, 在其它因素相同情况下, 河谷系数较大的 Miryang 坝面板挠度比 Murchison 坝大 $0.08H\%$, 而堆石强度较低的大拗坝挠度比 Murchison 坝大 $0.15H\%$, 说明堆石强度对面板挠度的影响更加显著。对于覆盖层上大坝, 堆石强度为 VH 时平均挠度为 $0.23H\%$, 小于基岩上堆石强度为 M-MH 大坝的平均值, 说明对于覆盖层上面板坝, 面板挠度主要受覆盖层和堆石强度影响, 其中堆石强度影响相对较大。

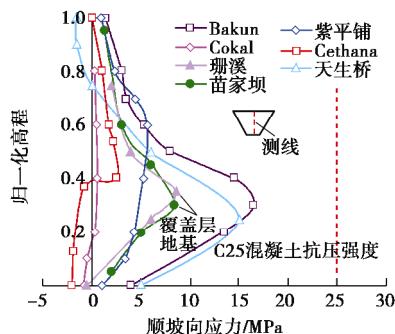


图 9 若干大坝面板蓄水后实测典型断面顺坡向应力分布

Fig. 9 Measured slope-direction stresses in face slab

若干大坝蓄水后实测面板顺坡向应力分布如图 9 所示。最大压应力 ($1.0\sim17.0$ MPa) 发生在底部, 在某些工程面板顶部和底部产生拉应力。覆盖层上大坝面板应力分布结果与基岩上大坝结果较为相似。引起面板产生拉应力的机制可以总结为: ①面板挠度在两侧和底部引起较大弯矩, 促使产生拉应力; ②堆石较大变形拖曳面板向中间变形, 在四周引起拉力, 促使额外的拉应力。蓄水过程中, 水压力增加面板和堆石的剪切阻力, 促使面板底部产生拉应力。

2.4 河谷形状和渗流作用对大坝性状的影响

(1) 河谷形状的影响

图 10 为竣工期坝体最大沉降随河谷形状因子 (A/H^2) 统计规律。总结基岩上典型大坝结果可知, 在狭窄河谷中 ($A/H^2 < 3$), 蓄水后坝体沉降和面板挠度分别平均占总变形的 10% 和 18%, 并持续较长时间。

图 10 显示, 河谷形状因子小于 3 时, 坝体沉降相对较小并具有较大变化, 特别是基岩上堆石强度为 VH 的大坝, 上述结果主要由狭窄河谷拱效应引起。拱效应作用使坝体部分荷载传递到两岸, 发生不完全沉降。

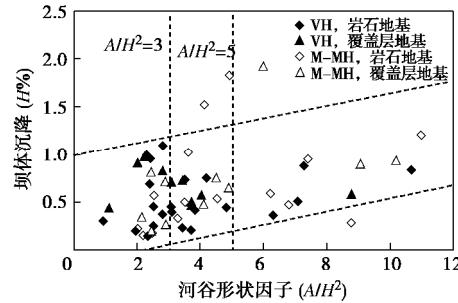


图 10 竣工时坝体最大沉降与河谷形状因子关系

Fig. 10 Dam settlements with respect to valley shape factor

两个典型坝 (Kurtun 坝和苗家坝) 的竣工期监测应力显然小于计算土柱压力, 应力最大削减量分别达 30% 和 22%。基岩上大坝拱效应比覆盖层上大坝更加明显, 可能是因为地基压缩变形可以一定程度上释放拱效应。Hunter^[6]发现, 河谷宽度小于 ($30H\sim40H$) %, 岸坡角大于 50° 时, 拱效应造成应力削减超过 20%。

(2) 渗流作用的影响

Freitas 等^[14]发现, 在若干实际工程中, 大坝渗漏并没有引起显著沉降增量。很多学者^[8,14]认为面板坝的渗漏并不会对大坝安全和稳定造成威胁。这些结论可以进一步通过图 11 进行验证, 大坝沉降没有随着渗漏量的增加产生显著增加。这是因为碾压的堆石通过颗粒骨架结构支撑上部坝体重量。骨架颗粒之间接触面积较小因此接触力非常大 (接近岩石压缩强度)。这些较大接触力引起的颗粒之间的摩擦阻力显著大于堆石孔隙中渗流引起的拖曳力。面板坝中湿润线较低, 渗流分布在底部区域, 这是影响不明显的另一个原因。对于覆盖层上面板坝, 坝顶沉降具有随渗漏量增加而增加的趋势, 这可能是因为渗流作用造成覆盖层结构松弛和地基侵蚀, 进而引起额外沉降。

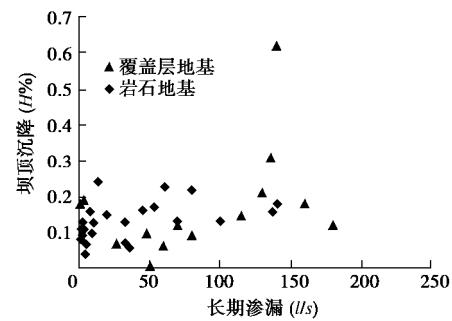


图 11 坝顶最大沉降随长期渗漏量变化的统计规律

Fig. 11 Relationship between crest settlement and long-term leakage

3 结 论

(1) 竣工时面板坝坝体最大沉降一般均小 $1.0H\%$ ，坝顶最大沉降的范围一般为 $(0\sim 0.3H)\%$ 。面板挠度与坝顶沉降非常接近，大部分大坝面板挠度均小于 $0.2H\%$ 。蓄水过程对大坝性状特别是面板变形具有显著影响。面板挠度和堆石拖曳作用引起的拉力是引起面板拉应力的主要原因。

(2) 面板坝性状主要受坝高，堆石强度，地基特性以及河谷形状等因素影响。对于基岩上的面板坝，堆石强度是影响大坝变形的关键因素，堆石强度为 M-MH 大坝的沉降和面板挠度均可能大于堆石强度为 VH 大坝的 $0.1H\%$ 。对于覆盖层上的大坝，地基压缩变形和堆石强度是影响大坝变形的决定性因素。大坝最大沉降和面板挠度均超过基岩上大坝的 $0.1H\%$ ，而且最大值位置下移量可以达到 $0.2H$ 。坝体和面板变形均随覆盖层相对厚度的增加而增加。当河谷形状因子小于 3 时，将引起明显拱效应。在堆石颗粒骨架结构作用下，渗流作用对面板坝变形影响较小。

参 考 文 献：

- [1] 郦能惠, 杨泽艳. 中国混凝土面板堆石坝的技术进步[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(8): 1361 – 1368. (LI Neng-hui, YANG Ze-yan. Technical advances in concrete face rockfill dam in China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(8): 1361 – 1368. (in Chinese))
- [2] 邓铭江. 严寒、高震、深覆盖层混凝土面板坝关键技术研究综述[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 985 – 996. (DENG Ming-jiang. Advances in key technology for concrete face dams with deep overburden layers under cold and seismic conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(6): 985 – 996. (in Chinese))
- [3] COOKE J B. Progress in rockfill dams[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**: 1381 – 1414.
- [4] CLEMENTS R P. Post-construction deformation of rockfill dams[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**(7): 821 – 840.
- [5] SHERARD J L, COOKE J B. Concrete-face rockfill dam: I assessment[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **113**: 1096 – 1112.
- [6] HUNTER G J. The pre- and post-failure deformation behaviour of soil slopes[D]. Sydney: University of New South Wales, 2003.
- [7] PINTO N L S, MARQUES F P. Estimating the maximum face deflection in CFRDs[J]. International Journal of Hydropower Dams, 1998, **5**: 28 – 31.
- [8] WON M S, KIM Y S. A case study on the post-construction deformation of concrete face rockfill dams[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, **45**: 845 – 852.
- [9] 郦能惠. 中国高混凝土面板堆石坝性状监测及启示[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(2): 165 – 173. (LI Neng-hui. Performance of high concrete face rockfill dams in China and its inspiration[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(2): 165 – 173. (in Chinese))
- [10] JIANG G, CAO K. Concrete face rockfill dams in China[C]// Proceedings of International Symp on High Earth-Rockfill Dams. Beijing, 1993: 25 – 37.
- [11] SEO M W, HA I S, KIM Y S, et al. Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**: 1070 – 1081.
- [12] FELL R, MACGREGOR P, STAPLEDON D, et al. Geotechnical engineering of dams[M]. London: Balkema/Taylor & Francis, 2005.
- [13] 温立峰, 柴军瑞, 王 晓. 深覆盖层上面板堆石坝应力变形特性研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(8): 2386 – 2394. (WEN Li-feng, CHAI Jun-rui, WANG Xiao. Stress-deformation behavior of a concrete-faced rockfill dam with a deep overburden foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(8): 2386 – 2394. (in Chinese))
- [14] FREITAS M S, CRUZ P T. Unpredicted cracks and repaires at face slab in CFRDs-repairing works and treatment[C]// Proceeding of the Workshop on High Dam Know-how. Yichang, 2007: 75 – 90.

DOI: 10.11779/CJGE201707019

边坡力的分布特征和稳定性分析

卢应发¹, 黄学斌², 刘德富¹

(1. 湖北工业大学土木学院, 湖北 武汉 430068; 2. 三峡库区地质灾害防治工作指挥部, 湖北 宜昌 443200)

摘要: 边坡在渐进破坏过程中, 力的分布和稳定性分析是值得研究的。针对推移式和牵引式边坡, 分别提出了 5 种破坏机理, 根据边坡现状特征, 提出了 5 种推移式边坡形式; 定义了破坏方向, 边坡渐进破坏的特征是处于峰值应力状态的地质材料, 遵循材料的破坏规律, 且一步一步向前移动, 一点一点发生破坏; 在破坏区, 沿滑面的下滑力大于摩阻力, 在临界状态, 材料所承受的应力达到最大值, 且矢量和等于零, 在稳定区和欠稳定区下滑力等于摩阻力; 在整个滑面, 其压力等于反力。对于条块分析, 边坡渐进破坏过程中, 发生剪破坏时, 临界状态存在力平衡, 发生拉破坏状态时, 存在力矩平衡; 两种破坏形式在临界状态均是应力达到材料的极限值, 且矢量和为零。提出了抗滑防护措施的刚性、柔性和刚柔性设计, 并指明了相应的设置位置; 定义了破坏率、破坏比、破坏面积比、力学破坏和工程破坏, 并以此评价边坡的破坏程度。分析了力在边坡渐进破坏过程中的规律, 提出了传统基于摩阻力和下滑力之比的稳定性系数定义是值得商榷的。并以实例证明主推力法(或主拉力法)、综合位移法、富余位移法和拉破坏法是可用于工程实践的。

关键词: 力的分布; 临界状态; 剪应力模型; 稳定性分析; 抗滑设计

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1321-09

作者简介: 卢应发(1964-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土力学及路基工程方面的教学和研究工作。

E-mail: lyf77@126.com

Distribution characteristics of force and stability analysis of slope

LU Ying-fa¹, HUANG Xue-bin², LIU De-fu¹

(1. School of Civil Engineering, Hubei University of Technology, Wuhan 430068, China; 2. Headquarters of Geological Hazard Prevention and Treatment in the Three Gorges Reservoir, Yichang 443200, China)

Abstract: It is worthy of researching the force distribution and stability analysis during the progressive failure process of slope. The five sorts mechanical failure mechanisms are proposed for the thrust-type and tract-type landslide respectively, the another five sorts existence modes of the thrust-type slope status on site also suggested, the forward direction of slope failure is defined. The characteristics of progressive failure of slope can be described as: the failure mode of slope obeys the geo-material rule under the peak stress state, the critical stress state moves forward step by step under the condition that the slope failure occurs. The sliding force is greater than that of frictional resistance along the sliding face in the destruction zone. The bearing stress of geo-material reaches the maximum and its vector sum is equal to zero on the critical state. The frictional resistance is the same as the sliding force quantitatively in the stable and less-stable zones along sliding face, the pressure is equal to the reaction quantitatively in the entire sliding face. There exist force and moment balances under the critical state during the progressive failure process, when the shear and tensile failure occur by using the slice block method. The bearing stresses occur under the limit stress state, and the stress vector sum is equal to zero under the critical state for the tensile and shear failure. The rigid, flexible and rigid-flexible design methods are proposed for the protective measures of slope, and their location is also suggested. The failure ratio, failure percentage, failure area percentage, mechanical failure and engineering failure are defined respectively, and they can be used to evaluate the stability of slope. The force distribution rules of sliding face is analyzed during the progressive failure of slope. The conventional definition of stability factor which is equal to that of the frictional force is divided by sliding force along sliding face. The case studies indicate the main thrust method (or main traction method), comprehensive displacement method, surplus displacement method and tensile failure method are feasible to evaluate the stability of slopes tensile failure method are feasible to

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41372363, 41641027, 50879044); 三峡后续工作地质灾害防治项目(0001212015CC60005))
收稿日期: 2016-03-28

evaluate the stability of slopes.

Key words: force distribution; critical state; shear stress model; stability analysis; protective measure design

0 引言

自然和人类工程活动创造了无数的边坡, 边坡灾害引起了无数的财产损失和夺去了众多生命, 众多学者对其进行了一百年多年的研究, 取得了一些成果, 提出了瑞典法、简化 Bishop 法、Janbu 法、传递系数法、Sarma 法、Fellenius 法、有限元强度折减法等^[1-6]十几种边坡极限平衡稳定性计算方法。

在传统边坡稳定分析中, 多数采用极限平衡条分法。对于给定滑面的边坡, 为了静定可解, 各种极限平衡条分法都对条块底边上法向力的作用点以及条块间推力的方向和作用线作了不同的假定, 影响方法的严密性。

随着数值分析的发展, 越来越多学者开始尝试各种不同计算方法。近来矢量和法被应用于边坡和高坝稳定性^[1-2]评价, 另有学者^[3-6]通过一定假设, 建立三维严格平衡方程, 提出了 4 个标准等。

上述分析均是基于极限平衡状态。文献[7~14]在现行岩土体力学特性划分为两种形式(I型和II型)基础上, 提出了岩土体力学行为可以划分为 I 型、II 型和 III 型的划分标准, 其中 II 型源于试验控制, I 型具有明显的峰值应力, 而 III 型现行试验难以确定其峰值应力。由于峰值应力随围压变化而变化, 进而提出了岩土体力学行为从 I 型变为 III 型时的过度状态围压称为临界围压, 这个围压可以作为高地应力判别标准。提出了一种新剪应力模型, 可以描述地质材料全过程行为, 该本构模型不仅可以描述岩土体地质材料 I 型, 也可以描述 III 型行为, 相关参数具有一定的物理力学意义。分析了岩土体力学特性, 提出了沿滑面可划分为不稳定区、临界状态、欠稳定区和稳定区的观点。分析了滑坡力的传递规律, 提出了边坡临界条块(或单元)力的特征: 边坡临界条块(或单元)在沿破坏面方向所承受的应力达到极限状态, 且矢量和等于零, 则该条块(或单元)处于临界状态; 在沿滑面发生拉破坏时, 垂直于滑动方向的拉应力与极限抗拉强度矢量和为 0 时, 则该条块(或单元)处于临界状态。提出了推移式和牵引式滑坡的破坏机制、类型及控制标准。研究了现行极限平衡状态滑坡稳定性系数计算方法, 证明了现行同一种极限平衡状态法计算稳定性系数值具有不同特征: 当滑坡条块取残余应力状态参数时稳定性系数最小, 当滑坡条块部分处于破坏后区和部分处于峰值应力前应力状态时, 其稳定性系数介于临界应力状态和全部残余应力状态之间, 当滑坡条块取

临界应力状态力学参数时稳定性系数最大。在机制分析的基础上, 认为现行边坡极限状态分析法只在残余应力状态下是适宜的, 且均属于经验法。在对边坡现状变形、应力分析的基础上, 结合边坡可能的破坏形式, 提出了综合下滑力-抗滑力法、主推力法(或主拉力法)、综合位移法、富余位移法和拉破坏法。指出了现行不平衡推力法不适宜于牵引式边坡稳定性分析, 提出了不平衡拉力法(经验法)。对于边坡潜在的破坏形式, 提出了破坏角转动法, 这种方法假设材料峰值应力满足莫尔库伦准则, 则破坏角为 $45^\circ + j/2$, 边坡由于临空面的存在, 主应力轴发生偏转, 从而决定潜在滑动面。并定义了边坡的破坏率、破坏比和主滑方向。针对有限单元, 认为强度折减法对摩阻力打折, 使计算应力场和位移场逻辑上不具有和实际现场进行比较的可能性, 另外计算所得稳定系数与极限平衡条分法结果不能进行比较。分析了引起边坡有限元计算往往不收敛的主要原因, 认为不收敛的结果是不可信的。鉴于滑面在破坏区的剪应力和位移两者不连续, 提出了有限元计算的滑面边界法, 滑面边界法有限元法计算结果可与传统极限平衡条分法加以比较。当滑面边界利用新剪应力模型时, 可以较准确地预测边坡渐进破坏时的力和位移。研究了边坡监测时间与位移的特征, 提出了时间与位移两种曲线形式, 稳定位移-时间曲线和不稳定位移-时间曲线。当位移-时间曲线为不稳定型时, 其曲线呈 S 型特征, 研究了滑面上每一点的位移与滑体高度的关系曲线, 在不同时刻呈现不同的抛物线曲线特征。并指出了滑坡发生拉破坏时, 位移值很小, 这给现场监测提出了挑战。推广了条块力-位移法, 使其能实施边坡力和位移的预测预报。

1 破坏过程分析

为了清楚地描述边坡的破坏过程, 制定坐标及破坏路线的关系是十分必要的。

1.1 破坏方向定义

边坡滑面的发展是有一定方向的, 定义坐标系如图 1 所示, 沿滑面点的切线方向与 X 轴方向的顺时针夹角为该滑点夹角, 图中 AB, EF 和 DC 的夹角分别为 a , b , q 。在峰值应力满足摩尔库伦准则条件下, 对于岩土体, 其剪切破坏时破坏角与最小主应力之间的夹角 j 为 $45^\circ + j/2$ 时, 岩土体呈现剪切破坏, 其它角度则表现为拉或拉剪破坏; 另外的破坏形式为沿边坡岩土体弱面发生剪、拉或拉剪破坏, 亦即边坡在

渐进破坏过程中往往呈现出3种破坏形式。

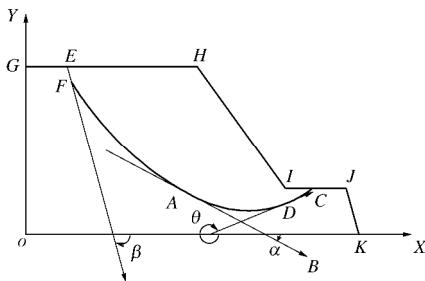


图1 滑面发展方向示意图

Fig. 1 Scheme of developing direction of sliding face

1.2 破坏特征

边坡滑面在渐进破坏过程中, 滑面上的每一点均遵循相应的力学破坏规律, 针对推移式和牵引式两种边坡破坏形式分析如下。

(1) 推移式边坡破坏特征

对于推移式边坡, 地质材料在一定条件下, 可以沿后缘(如图2中A点)直至前缘(如图2中C点)(或沿GQ软弱面)发生连续的剪切破坏, 在渐进破坏时, 其破坏点的应力处于峰值状态, 在该点的前面, 地质材料处于弹塑性或弹性状态, 在该点的后面处于破坏后区状态(如图3), 该破坏特征称为模式I, 即沿整个滑面处于剪切破坏状态。后缘出现拉或拉剪破坏(如图2中DB), 前缘则表现为剪切破坏(如图2中BC), 由于DB破坏面的出现, 其三角区ABD紧接着可能发生剪切破坏, 这种破坏形式在自然界较为普遍, 该破坏定义为模式II。边坡后缘发生剪破坏(如图2中ABE), 而前缘发生拉(或拉剪破坏)(如图2中EF), 该破坏模式频率较少, 但在黄土边坡中时有发生, 可以定义为模式III。第IV种破坏模式则为第II和第III结合模式, 表现为后缘发生拉(或拉剪)破坏, 中间为剪切破坏, 而前缘表现为拉(或拉剪)破坏, 如图2中DBEF。第V种模式相对层状具有节理分布的岩体而言, 推移式边坡沿着节理(或裂隙)面发生拉(或剪、拉剪)破坏, 其基本破坏模式为剪、拉、剪的循环破坏方式(如图2中GHIJL KLMP破坏路径)。5种破坏模式, 沿滑面可以划分为不稳定区、临界状态、欠稳定区和稳定区(如图3)。

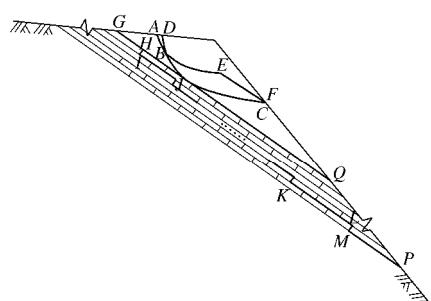


图2 推移式滑坡5种破坏模式示意图

Fig. 2 Five sorts of failure modes of trust-type landslide

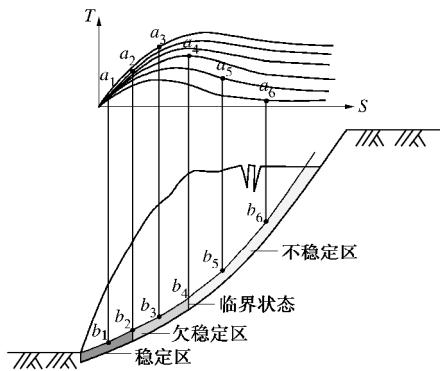


图3 推移式滑坡沿滑面的稳定性划分示意图($T-S$ 荷载与剪位移关系曲线)

Fig. 3 Stability classification along sliding face of thrust-type landslide

(2) 牵引式边坡破坏特征

对于牵引式边坡, 地质材料可以沿前缘(如图4中B点)直至后缘(如图4中A点)发生连续的剪切破坏, 在渐进破坏时, 其破坏点的应力处于峰值状态, 在破坏点的后面, 地质材料处于弹塑性或弹性状态, 在破坏点的前面处于破坏后区状态, 该破坏特征称为模式I, 即沿整个滑面处于剪切破坏状态。前缘出现剪破坏(如图4中CB), 后缘则表现为拉(或拉剪)破坏(如图4中DC), 由于DC破坏面的出现, 其三角区ACD可能紧接着发生剪切破坏, 这种破坏形式在自然界较为普遍, 该种破坏定义为模式II。第III种模式相对层状具有节理分布的岩体而言, 牵引式边坡沿着层间滑动, 由于岩体中存在贯穿的节理(或裂隙), 因而沿节理发生拉(或拉剪)破坏, 其基本破坏模式为剪、拉、剪的循环破坏方式(如图4中GHIJL KLMP破坏路径)。第IV种破坏模式则为第I, II, III 3种模式结合滑体的拉破坏模式(如图4中EF), 表现为前缘发生剪(或拉剪或剪、拉、剪等)破坏, 后缘滑体为拉破坏。第V种破坏模式则为第I, II, III 3种模式结合滑体的剪(或拉剪)破坏模式(如图4中ES或ET), 表现为前缘发生剪(或拉剪或剪、拉、剪等)破坏, 后缘滑体为剪(或拉剪)破坏。对于牵引式边坡的五种破坏模式, 相对临界状态而言, 大多数情况下前缘处于破坏后区状态, 后缘处于峰值应力前状态。

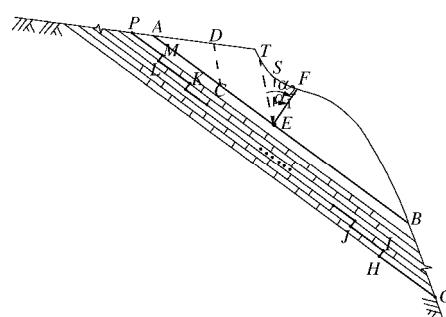


图4 牵引式滑坡5种破坏模式示意图

Fig. 4 Five sorts of failure modes of traction-type landslide

(3) 变形破坏特征

边坡主要由滑体、滑面和滑床组成, 一般而言, 滑面的抗剪、拉强度小, 滑体次之, 而滑床最大; 因此, 滑面首先发生破坏, 并带动滑体一起移动, 随着变形的发展, 相对应的滑面应力发生改变, 对滑面单点而言, 每点必将经历应力-应变的全过程特征, 即弹性、弹塑性、峰值应力、破坏后区和残余应力 5 种状态。由于变形和力的传递特征, 滑面将在不同的部位表现出弹性、弹塑性、峰值应力、破坏后区和残余应力 5 种状态特征。对于推移式边坡而言, 滑面上部往往是下滑力大于摩阻力, 且存在剩余下滑力, 下部往往是阻力起作用, 即存在剩余摩阻力; 对于实际边坡而言, 主要存在 V 种应力状态形式: 第 I 种形式为整个滑面的处于比例极限应力前状态 (亦即: 稳定斜坡); 第 II 种形式为整个滑面的部分处于峰值应力前状态 (亦即: 欠稳定斜坡); 第 III 种形式为整个滑面的部分处于峰值应力前状态、部分处于峰值应力状态、部分处于破坏后区状态和部分处于残余应力状态; 第 IV 种形式为整个滑面的处于破坏后区和残余应力状态, 第 V 种形式为整个滑面的处于残余应力状态 (见图 5)。对于第 I 种形式, 如果在边坡上没有附加工程活动, 对其进行加固意义不大; 对于第 II 种形式, 其临界状态往往为峰值应力状态, 看其重要性, 决定是否加固; 对于第 III、IV、V 种形式, 其临界状态所在的应力状态可能是, 也可以不是峰值应力状态, 或是其破坏后区某一应力状态, 这 3 种滑坡往往现场已经产生了较大的变形, 由于滑坡变形过程中, 其形状的改变, 几何特征有利于滑坡的稳定。但是对于第 II、III、IV、V 4 种形式的滑坡, 视其重要性, 实施加固是必要的。

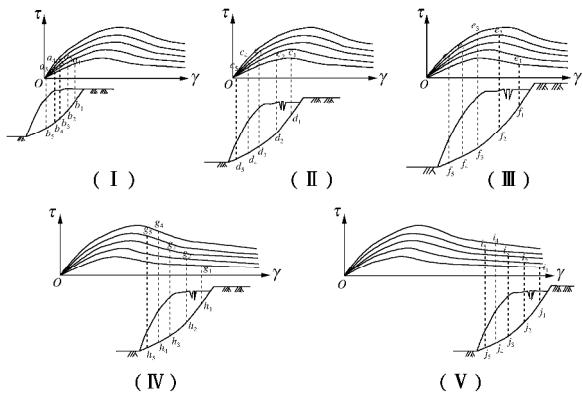


图 5 现场边坡的 5 种存在形态 (τ - γ 剪应力与剪应变关系曲线)

Fig. 5 Five sorts of existence modes of slopes

2 滑面力分布特征

在边坡破坏过程分析中, 已对不同的破坏方式进

行了说明, 本节主要介绍滑体、滑面和滑床的力分布特征, 现对推移式边坡为例加以介绍:

滑面以如图 6 单元加以表示, 在滑面单元的上面来自于滑体的下滑应力 (σ_{nj}^u , σ_n^u , σ_{nt}^u), 在滑面单元的下面来自于滑床的抗滑应力 (σ_{nj}^b , σ_n^b , σ_{nt}^b), 从这个应力分布可知, 对于推移式滑坡, 在滑面的后缘其下滑应力值是大于抗滑应力的, 在临界状态, 其下滑应力值是等于抗滑应力值, 且抗滑应力值达到了最大值, 在滑面的前缘, 其下滑应力值是等于抗滑应力值, 但抗滑应力值小于其临界状态值。

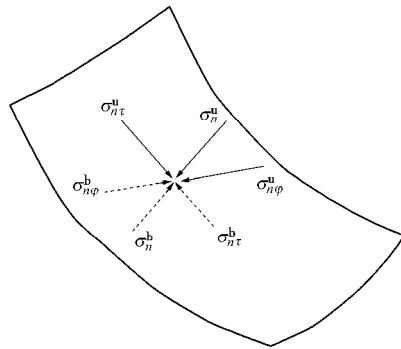


图 6 滑面单元示意图

Fig. 6 Scheme of sliding element

按图 6 的应力分析, 针对二维推移式滑坡滑面所承受来自滑体的下滑力 P 和压力 N_i , 滑面所承受来自滑床的摩阻力 F_i 和反压力 N_i^f 力分布如图 7, 从图中可以看出, 在临界状态点上部, 滑面下滑力大于摩阻力, 而反压力等于压力, 在临界状态点下部, 下滑力和压力分别等于摩阻力和反压力, 只是在临界状态点, 摩阻力达到了临界值。从力的分子可知, 整个滑体在渐进变形破坏过程中滑面不存在力平衡, 但存在滑面的下滑力值大于摩阻力值, 在滑面破坏后区, 沿滑面的位移值大于滑床的位移值, 但压力与反压力处处相等, 在临界状态点: 下滑力等于最大摩阻力。从有限元计算方法可知, 必须发展剪应力和剪位移都不连续的单元, 才能对滑面破坏后区进行数值模拟。

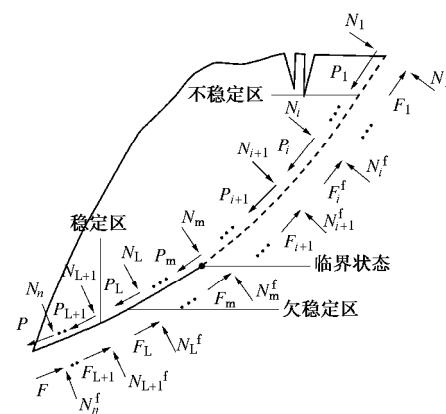


图 7 推移式滑坡沿整个滑面力分布特征

Fig. 7 Distribution characteristics of force along sliding face of thrust-type landslide

3 临界状态特征

从上述分析可知, 临界状态的稳定程度直接相关于边坡稳定, 而临界状态需要克服的力主要是来自于后缘至临界状态的剩余下滑力, 在数值计算时, 临界状态的决定以应力平衡加以确定。即临界状态必须满足:

$$\left. \begin{aligned} |\mathbf{s}_{nq}^u| &= |\mathbf{s}_{nq}^b|, \\ |\mathbf{s}_{nt}^u| &= |\mathbf{s}_{nt}^b|, \\ |\mathbf{s}_n^u| &= |\mathbf{s}_n^b|. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

在条分法的情况下, 在滑面处于剪切破坏时, 临界状态条块存在3个方向的力平衡:

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0, \\ \sum F_y &= 0, \\ \sum F_z &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

如果临界状态条块完全处于拉破坏时, 存在3个方面的力矩平衡:

$$\left. \begin{aligned} \sum M_{xy} &= 0, \\ \sum M_{yz} &= 0, \\ \sum M_{zx} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

根据现场情况, 临界状态平衡方程可能是方程(2)与方程(3)的组合形式, 如在XY平面处于力矩平衡, 而在YZ和ZX平面处于力平衡, 则有:

$$\left. \begin{aligned} XY \text{平面: } \sum M_{xy} &= 0, \\ YZ \text{平面: } \sum F_y &= 0, \sum F_z = 0, \\ ZX \text{平面: } \sum F_x &= 0, \sum F_z = 0. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

此时, 可能滑面临界状态的摩阻应力和拉应力必须取最大强度值。值得一提的是, 现行许多方法只考虑了压剪破坏, 而不能描述拉破坏特征, 如: 简化Bishop法、Janbu法、传递系数法、Sarma法、Morgenstern法。

从临界状态的力分析可知, 以式(1)~(4)完全可以解释: 现场滑坡治理工程实践中, 打一个抗滑楔子就可以阻止滑坡继续破坏。边坡防护工程设计的布设位置和安全系数的定义可以重新描述。

一直以来, 防护措施的布设位置是没有解决的问题, 本文提出如下3种布设方法。

方法一: 对于边坡在临界状态位置布设防护措施, 对于基坑以比例极限应力作为设计标准, 并施以一定的安全系数, 这种设计统称为刚性支护设计, 因为要求防护措施的变形很小。

方法二: 对于边坡以比例极限应力位置布设防护

措施, 对于基坑以峰值应力作为设计标准, 并施以一定的安全系数, 这种设计统称为柔性支护设计, 它要求防护措施的变形比刚性设计大。

方法三: 其它设计位置可以位于方法一与方法二之间, 称为刚柔性防护设计。在满足一定安全系数条件下, 在防护位置满足式(1)~(4), 可以确定防护工程所提供的力的大小和方向, 并能计算位移值大小。如果将防护措施设置于弹性区域内, 那是不经济的。

4 剪应力模型

为了研究边坡渐进破坏特征, 对新剪应力模型介绍是必须的。该模型为四参数方程:

$$t = Gg \left[1 + g^q / p \right]^x, \quad (5)$$

式中, t , g 分别为剪应力和剪应变, G 为依赖于法向应力的初始剪切模量, p , q , x 为依赖于法向应力的常系数, t , G 的单位为 MPa 或 kPa 或 Pa, p , q , x 为无单位参数。

对于具有软化特征的材料行为, 则有 $-1 < x \leq 0$ 和 $1 + qx \neq 0$ 。临界应变(临界应变定义为临界应力对应的应变) 满足如下关系式:

$$p + (1 + qx)g_{\text{peak}}^q = 0, \quad (6)$$

式中, g_{peak} 为临界应力对应的应变。

假设临界应力 t_{peak} 满足莫尔库仑准则(也可以满足其它相关准则):

$$t_{\text{peak}} = c + s_n \tan j, \quad (7)$$

式中, c 为黏聚力, s_n 为法向应力, c 和 s_n 的单位为 MPa 或 kPa 或 Pa, j 为滑面摩擦角。

临界应变可以假设仅相关于法向应力, 临界应变 g_{peak} 采用如下方程:

$$(g_{\text{peak}} / a_3)^2 + [(s_n - a_2) / a_1]^{z_N} = 1, \quad (8)$$

式中, a_1 , a_2 , a_3 , z_N 为常系数。 a_1 , a_2 单位为 MPa 或 kPa 或 Pa, a_3 , z_N 为无量纲系数。

$$\text{且: } G = G_0 + b_1 s_n + b_2 s_n^2, \quad (9)$$

式中, G_0 为法向应力 s_n 为零值的 G 值, b_1 , b_2 为常系数, 单位为无量纲和 1/MPa 或 1/kPa 或 1/Pa。

对于无量纲参数 x ,

$$x = x_0 / [1 + (x_0 / x_c - 1)(s_n / s_n^c)^V], \quad (10)$$

式中, x_0 为法向应力 s_n 为零值的 x 值, x_c 为 s_n 等于 s_n^c 时的 x 值, V 为常系数; 该方程可由不同的法向压力剪切试验曲线而获得。

模型参数的物理意义: 对于临界应变方程(8), a_2 为临界法向应力 ($a_2 = s_n^{\text{crit}}$), a_3 为当法向应力为临界法向应力 (a_2) 时, 岩土所具有的临界剪应变 ($a_3 = g_{\text{peak}}^{\text{crit}}$), a_1 : 相对于法向应力为零时的临界剪应变为: $a_3 \sqrt{1 - (a_2 / a_1)^2}$ (即: $g_{\text{peak}}^0 = a_3 \sqrt{1 - (a_2 / a_1)^2}$),

$a_1 > a_2$ 。 \mathbf{x} 物理意义为描述材料在不同法向应力作用下的软化程度。而系数 p, q 为联系峰值应力和应变的相互关系, 它们是过度参数。这个模型相对传统模型而言, 只是实施全过程试验, 各种参数可以试验决定, 且具有明确的物理意义。

5 稳定系数研究

5.1 几个术语定义

为了更进一步研究边坡的程度性, 对 5 个学术术语加以定义是很有必要的。

破坏率 f_r : 材料所承受的应力除以其极限强度, 当该值大于 1 时, 取值为 1。破坏比 f_p : 沿可能的破坏面, 破坏率与面积之积除以总面积。定义破坏面积比 f_s : 沿可能的破坏面, 破坏面积除以总面积。力学破坏: 沿可能的破坏面, 材料最后破坏区处于临界应力状态, 其余处于破坏后区应力状态, 这种破坏称为力学破坏。工程破坏: 沿可能的破坏面, 某处材料所处的状态 (如: 应力、应变等) 大于等于工程所要求的力学状态, 称为工程破坏。这些定义有利于概率论在边坡工程中的应用, 也有利于边坡渐进破坏潜在滑动面的决定。

现行边坡稳定系数定义为最大摩阻力除以下滑力, 以强度折减法计算稳定系数, 且被广大的科研工作者所接受, 为了说明该定义在边坡渐进破坏过程中的变化规律, 定义 3 个稳定系数如下:

现状稳定系数 F_{con} : 在边坡渐进破坏过程中, 沿滑面的破坏摩阻力矢量和除以某时刻下滑力矢量和, 称为该时刻的现状稳定系数, 当然分 X, Y, Z 和矢量和方向的稳定系数。

摩阻力变化系数 F_f : 在边坡渐进破坏过程中, 沿滑面的破坏摩阻力矢量和除以不同时刻摩阻力矢量和, 当然分 X, Y, Z 和矢量和方向的稳定系数。

综合下滑力——抗滑力稳定系数法 (F_{CSR})、主推力法稳定系数 F_{MTM} 、综合位移法 F_{CDM} 和富余位移法稳定系数 F_{SDM} 的定义见文献[7~14]。

5.2 稳定系数比较

为了提供渐进破坏变形过程中计算所得稳定系数与传统稳定系数的对比, 本文针对传统提出分段稳定系数计算法, 其计算方法是: 首先以传统的方法计算整个滑体的稳定系数, 再以传统的方法计算从后缘至临界状态 (对于推移式滑坡) 稳定系数 (即局部传统稳定系数), 将整体滑坡稳定系数减去局部传统稳定系数, 即为传统富余系数 (F_{sc}), 该传统富余稳定系数用于与渐进破坏主推力法加以比较。本文传统稳定系数计算方法采用不平衡推力法, 其基本公式如下:

第 i 条块, 正压力 N_i 为

$$N_i = W_i \cos a_i + P_{i-1} \sin(a_{i-1} - a_i) , \quad (11)$$

正应力 s_i^n 为

$$s_i^n = N_i / l_i , \quad (12)$$

临界摩阻应力 t_i^{crit} 为

$$t_i^{\text{crit}} = c_i + s_i^n \tan j_i , \quad (13)$$

摩阻力 T_i^{crit} 为

$$T_i^{\text{crit}} = c_i l_i + N_i \tan j_i , \quad (14)$$

抗滑力折减后的摩阻力 $T_{i,F}^{\text{crit}}$ 为

$$T_{i,F}^{\text{crit}} = T_i^{\text{crit}} / F , \quad (15)$$

下滑力 P_i^S (但是 $P_0 = 0$) 为

$$P_i^S = W_i \sin a_i + P_{i-1} \cos(a_{i-1} - a_i) , \quad (16)$$

剩余下滑力 P_i 为

$$P_i = P_i^S - T_{i,F}^{\text{crit}} . \quad (17)$$

式中 W_i 为第 i 块重量; l_i 为条块底边长度; a_i 为条块底边与水平夹角; c_i 为条块底边的凝聚力; j_i 为摩擦角; F 为稳定系数; s_i^n 为法向应力。

6 实 例

采用不平衡推力条分法, 条块数为 13, 其相应条块水平坐标和竖直坐标见图 (8), 滑面基本物理力学指标如下: $c = 30 \text{ kPa}$, $j = 16^\circ$, $G_0 = 3 \text{ MPa}$, $r_{i,c} = -0.5$, $r_{i,0} = -0.9999$, $s_i^{n,c} = 330 \text{ kPa}$, $V_i = 1.77$, $a_{i,1} = 450(\text{kPa})$, $a_{i,2} = 400(\text{kPa})$, $a_{i,3} = 0.0227$, $x_{N,i} = 2$, $b_i = 37.56$ 。

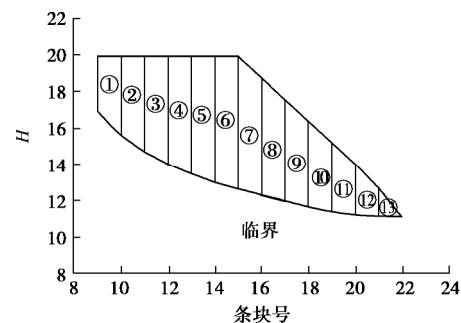


图 8 条块划分图

Fig. 8 Classification of slice block

利用文献[7~14]的假设, 即相连两条块破坏后区的剪应变满足 $g_{i-1} = g_i / \cos(a_{i-1} - a_i)$, 满足这个条件应该是最小变形假设。假设初始临界状态为第八条块, 首先利用传统不平衡推力法计算第 1~13 条块的稳定系数 F_{1-13} , 接着分别计算从第 1 至第 8、至第 9、至第 10、至第 11、至第 12 和 13 条块的传统局部稳定系数 ($F_{1-8}, F_{1-9}, F_{1-10}, F_{1-11}, F_{1-12}, F_{1-13}$), 再计算传统富余稳定系数 F_{sc} ($F_{\text{sc}}^{8-13}, F_{\text{sc}}^{9-13}, F_{\text{sc}}^{10-13}, F_{\text{sc}}^{11-13}, F_{\text{sc}}^{12-13}, F_{\text{sc}}^{13-13}$) (见表 1)。其渐进变形破坏计算为:

随着变形的增加, 临界条块逐渐由第8条块向第9直至第13条块, 相对应的破坏率(f_r) (见图9)、破坏比(f_p)和破坏面积比(f_s) (见图10)逐渐向1靠近, 表面其滑面整体即将发生破坏。另外, 现状稳定系数(F_{con})、摩阻力变化系数(F_f)、综合下滑力—抗滑力稳定系数法(F_{CSR})、主推力法稳定系数(F_{MTM})、综合位移法稳定系数(F_{CDM})、富余位移法稳定系数(F_{SDM}) (见表2)均可计算获得。

表1 传统整体、局部稳定系数和富余系数表

F_{1-13}	F_{1-8}	F_{1-9}	F_{1-10}	F_{1-11}	F_{1-12}	F_{1-13}
1.5434	1.2091	1.2556	1.2976	1.3889	1.4712	1.5434
F_{sc}	0.3343	0.2878	0.2458	0.1545	0.0722	0

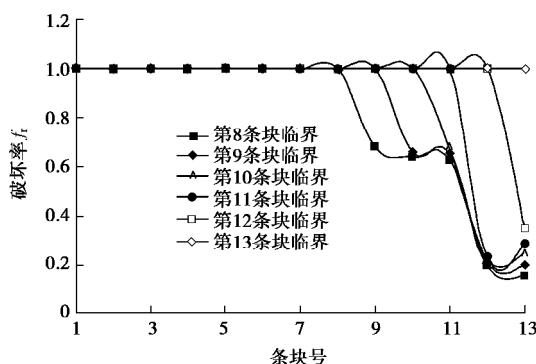


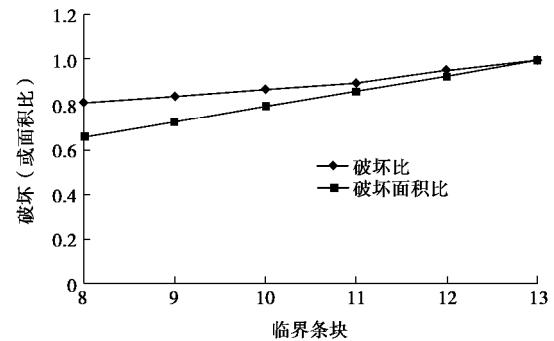
图9 破坏率随临界状态的演化曲线

Fig. 9 Curves of failure ratio and critical state

破坏率越来越接近1, 当最后一条块破坏率为1时, 该滑坡处于力学破坏状态。从破坏比和破坏面积比曲线的变化趋势可以看出, 两者趋势一致, 均是向滑面整体破坏方向发展, 但是, 破坏比考虑了力的影响, 因而值比破坏面积比大, 从两者可以看出, 滑面破坏在一点一点增大。

表2 临界条块从第8至13时, 现状稳定系数(F_{con})、摩阻力变化系数(F_f)和综合下滑力—抗滑力法(F_{CSR})、主推力法(F_{MTM})、综合位移法(F_{CDM})、富余位移法(F_{SDM})稳定系数演化表Table 2 Stability factors of present stable method (F_{con}), frictional resistance variation (F_f), comprehensive sliding-resistance method (F_{CSR}), main thrust method (F_{MTM}), comprehensive displacement method (F_{CDM}) and surplus displacement method (F_{SDM}) under the critical state change from the 8th to the 13th slice block

条块	F_{con}^x	F_{con}^y	F_{con}	F_f^x	F_f^y	F_f	F_{CSR}^x	F_{CSR}^y	F_{CSR}	F_{MTM}^x	F_{MTM}^y	F_{MTM}	F_{CDM}^x	F_{CDM}^y	F_{CDM}	F_{SDM}^x	F_{SDM}^y	F_{SDM}
8	0.8336	0.6572	0.7956	0.8529	0.8594	0.8538	0.1402	3.1847	0.7947	0.2025	0.0199	0.1512	1.2258	81.2258	81.2258	0.1870	0.0333	0.1393
9	0.7166	0.5749	0.6871	0.8866	0.8958	0.8879	0.1253	2.9042	0.7040	0.0995	0.0048	0.0752	1.1529	81.1529	81.1529	0.0920	0.0109	0.0690
10	0.6263	0.5113	0.6031	0.9170	0.9259	0.9187	0.1133	2.6783	0.6307	0.0519	0.0024	0.0391	1.0976	21.0976	21.0976	0.0415	0.0665	0.0308
11	0.5659	0.472	0.5473	0.9412	0.9537	0.9430	0.1051	2.5385	0.6579	0.0286	0.0014	0.0211	1.0620	91.0620	91.0620	0.0176	0.0032	0.0124
12	0.4869	0.4285	0.4763	0.9810	0.9874	0.9820	0.0942	2.3862	0.5078	0.0057	0.0011	0.0018	1.0170	71.0170	71.0170	0.0029	0.0011	0.0020
13	0.4555	0.4156	0.4487	1	1	1	0.0898	2.3433	0.4773	0	0	0	1	1	1	0	0	0

图10 破坏比(f_p)和破坏面积比(f_s)随临界状态的变化Fig. 10 Relationship among failure (f_p), failure area (f_s) percentage and critical state

从现状稳定系数(F_{con})的变化(见表2)可知, 沿整个滑面在渐进破坏过程中的任一时刻, 其下滑力和摩阻力值难以相等, 且在大多数情况下是下滑力大于摩阻力, 即 F_{con}^x 、 F_{con}^y 、 F_{con} 均小于1, 因而推动滑坡沿滑面向前发展。通过对摩阻力变化系数(F_f)在渐进变形破坏过程分析, 对于该类型的滑坡, 在不同时刻的沿滑面摩阻力小于滑坡破坏时沿滑面的摩阻力值, 因而表现出X、Y和综合方向的摩阻力变化系数由小变大(见表2), 同时也表明沿滑面渐进破坏过程中, 沿滑面摩阻力是变化的。对于综合下滑力和抗滑力法(F_{CSR}), 主要描述反压力对滑坡变形破坏的作用, 从表2可以看出, 沿滑面的综合下滑力难以与沿滑面的综合摩阻力和反压力相等, 亦即稳定系数难以等于1, 这个概念应用时可能会与传统科研工作者认为整个滑体处于临界状态时, 其稳定系数等于1印象相矛盾。

对于主推力法(F_{MTM})、综合位移法(F_{CDM})和富余位移法(F_{SDM}), 主要用于描述边坡在渐进变形

破坏过程中力和位移的变化规律, 其变化规律均是由大变小, 对于综合位移法, 其稳定系数等于 1 时, 主推力法和富余位移法的稳定系数等于 0 时, 则表示整个滑体处于临界状态, 物理意义明显, 概念正确, 容易应用于边坡设计。

为了与传统进行比较, 本文提出了传统整体稳定系数和局部稳定系数, 并将其差值作为富余稳定系数, 其计算结果见表 1, 比较表 2 中主推力法和表 1 结果, 两者变化趋势一致, 均是由大变小, 而量值上传统方法偏大。

7 结 论

本文在文献[7~14]研究的基础上, 对边坡渐进破坏进行了深入探讨, 得出了如下初步结论:

(1) 定义了边坡渐进破坏的前进方向, 从边坡渐进破坏的轨迹可以初步判定滑面处于何种力学破坏(剪破坏、拉破坏和拉剪破坏)状态。

(2) 对于推移式渐进变形破坏, 提出了整个滑面发生剪切破坏(模式 I), 后缘出现拉或拉剪破坏, 其余剪切破坏(模式 II), 后缘拉剪或拉破坏, 中部剪切破坏, 前缘拉(或拉剪)破坏(模式 III), 第 IV 种破坏模式则为第 II 和第 III 结合模式, 第 V 种模式为剪、拉、剪的循环破坏方式。

(3) 对于牵引式边坡, 提出了模式 I: 整个滑面发生剪切破坏。模式 II: 前缘出现剪破坏, 后缘则表现为拉(或拉剪)破坏。模式 III: 沿滑面发生剪、拉、剪的循环破坏方式。模式 IV: 该破坏模式为滑面以第 I、II、III 3 种模式结合滑体的拉破坏。模式 V: 该破坏模式为滑面以第 I、II、III 3 种模式结合滑体的剪(或拉剪)破坏。

(4) 提出了边坡现场实际存在的现 5 种形式: 第 I 种为整个滑面的处于比例极限应力前状态(简称: 稳定斜坡); 第 II 种为整个滑面处于弹性、弹塑性状态, 最大为峰值应力状态(简称: 欠稳定斜坡), 第 III 种为滑面的部分处于峰值应力前状态、部分处于峰值应力状态、部分处于破坏后区状态和部分处于残余应力状态; 第 IV 种为整个滑面的处于破坏后区和残余应力状态, 第 V 种为整个滑面的处于残余应力状态。

(5) 分析了边坡沿滑面的力分布特征, 指出对于推移式边坡在临界状态点上部, 下滑力大于摩阻力, 而反压力等于压力, 在临界状态点下部, 下滑力和压力分别等于摩阻力和反压力, 只是在临界状态点, 摩阻力达到了最大值。整个滑体在渐进变形破坏过程中不存在力平衡, 但存在下滑力值大于摩阻力值, 压力与反压力处处相等, 在临界状态点: 下滑力等于最大

摩阻力。分析了沿滑面的剪应力和剪应变变化特征, 对于破坏后区, 其两者均不连续, 这对数值计算提出了挑战。

(6) 提出临界状态的稳定程度直接相关于边坡稳定, 而临界状态在数值计算时, 具有应力平衡特征; 在条分法时, 临界状态条块分别满足力和力矩平衡方程。针对边坡防护工程设计提出相应的布设方法: 刚性设计、柔性设计和刚柔性设计。

(7) 定义了破坏率、破坏比、破坏面积比、力学破坏和工程破坏, 明确了一些概念, 有利于概率论在边坡工程中的应用。

(8) 提出了传统局部稳定系数和富余系数计算, 并将其稳定系数与渐进破坏加以比较。

(9) 论证了现行力的稳定性系数定义是值得商榷的, 如: 稳定性系数为极限摩阻力除以下滑力, 而极限摩阻力是随变形的变化而变化的, 适宜于单个单元(或条块)的稳定性评价, 但在边坡渐进破坏稳定性分析应用中主推力法、综合位移法、富余位移法和拉破坏法是可以用于工程实际的。

参 考 文 献:

- [1] GUO M W, GE X R, WANG S L. Slope stability analysis under seismic load by vector sum analysis method[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011, 3(3): 282~288.
- [2] LIU Yan-zhang, GE Xiu-run, LI Chun-guang, et al, Stability analysis of slope and dam foundation based on vector method safety factor[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10): 2130~2140.
- [3] ZHU Da-yong, QIAN Qi-hu, Rigorous and quasi-rigorous limit equilibrium solutions of 3D slope stability and application to engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(8): 1513~1528.
- [4] LI Ning, QIAN Qi-hu. Four criteria of stability analysis and assessment of high rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(9): 1754~1759.
- [5] ZHENG Hong. A rigorous three-dimensional limit equilibrium method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(8): 1529~1538.
- [6] ZHENG H, YANG Z L, SN G H. Extreme solutions to the limit equilibrium method subjected to physical admissibility[J]. Natural Hazards, 2013, 65(1): 79~96.
- [7] 卢应发, 路 韬, 周建军, 等. 一种新的节理模型及其在基桩分析中的应用[J]. 岩土力学, 2013, 34(4): 967~973. (LU

- Ying-fa, LU Tao, ZHOU Jian-jun, et al, A new joint constitutive model and its application to pile foundation analyses[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(4): 967 - 973. (in Chinese))
- [8] 卢应发, 石峻峰, 刘德富. 一种边坡稳定性计算的滑面边界法: 中国, ZL2014100250810[P]. 2014. (LU Ying-fa, SHI Jun-feng, LIU De-fu, A sliding face boundary method of stability analysis of slope: China, ZL2014100250810[P]. 2014. (in Chinese))
- [9] 卢应发, 刘德富, 石峻峰. 基于牵引式滑坡变形破坏机制的稳定性分析和预测预警方法: 中国, ZL201410025081.2[P]. 2014. (LU Ying-fa, LIU De-fu, SHI Jun-feng, Method of stability analysis and failure precast based on the deformation mechanism of traction-type landslide: China, ZL201410025081.2[P]. 2014. (in Chinese))
- [10] 卢应发, 邓国栋, 杨丽平, 等. 滑坡的关键块力学行为及力传递特征和不同应力状态的稳定系数研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33: 884 - 891. (LU Ying-fa, DENG Guo-dong, YANG Li-ping, et al. Study of mechanical behaviors of key block and characteristics of force transmit and stability coefficient of different state stress of landslides[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33: 884 - 891. (in Chinese))
- [11] 卢应发, 杨丽平, 华国辉. 一种新的节理本构模型及几种新的滑坡稳定系数计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 31(12): 433 - 454. (LU Ying-fa, YANG Li-ping, HUA Guo-hui. A new joint constitutive model and a few new methods of stability coefficient calculation of landslides[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 31(12): 433 - 454. (in Chinese))
- [12] 卢应发, 石峻峰, 刘德富. 基于边坡变形破坏机制的临界位移预测预警方法: 中国, ZL 201410014057.7[P]. 2014. (LU Ying-fa, SHI Jun-feng, LIU De-fu. A precast method of critical deformation of slope failure based on the deformation mechanism: China, No. ZL 201410014057.7[P]. 2014. (in Chinese))
- [13] LU Ying-fa. Deformation and failure mechanism of slope in three dimensions[J]. Journal of Rock Mechanics and Geo-technical Engineering, 2015, 7(2): 109 - 119. (in Chinese))
- [14] 卢应发, 黄学斌, 刘德富. 边坡稳定分析条块力-位移法及其应用[J]. 岩土力学, 2015, 36(10): 2780 - 2786. (LU Ying-fa, HUANG Xue-bin, LIU De-fu. Force-displacement method of slice block analysis of slope stability and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(10): 2780 - 2786. (in Chinese))

本期广告索引

- 封 2 南京嘉兆仪器设备有限公司
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 南瑞集团水利水电技术分公司
后插 1 济南普业机电技术有限公司
后插 2 重庆地质仪器厂

DOI: 10.11779/CJGE201707020

一种新型光纤光栅局部位移计在小应变测量中的应用

徐东升

(华中科技大学土木工程与力学学院, 湖北 武汉 430074)

摘要: 小应变下的土体模量的变化对基坑周围既有建筑物的变形和路基沉降分析具有重要意义。土体模量会随土体的应变呈非线性变化, 特别是应变范围为 $10^{-5} \sim 10^{-3}$, 土体模量随应变的增加显著降低。由于土体应变的变化范围广, 传统的单一测量仪器无法连续量测土体从微小应变到小应变的模量变化情况。通常测量土体小应变模量的方法有弯曲元和局部位移计方法。弯曲元方法能有效测量土体微小应变的模量, 但不能得到土体模量在小应变情况下变化规律, 因为弯曲元方法无法得到和控制土体的应变。设计了基于布拉格光纤光栅传感技术的局部位移计。通过设计和标定试验, 成功将布拉格光纤光栅局部位移计应用于改装的三轴试验仪器中。为进一步的对比分析, 在改进的三轴试验装置中安装了弯曲元试验系统。基于改装的三轴试验仪器, 进行了不同围压下的固结不排水试验, 得到了土体从微小应变到小应变下模量的变化曲线。试验结果验证了光纤光栅局部位移计能有效的测量土体在小应变情况下的模量非线性变化特征。

关键词: 光纤; 布拉格光栅; 局部位移计; 小应变; 弯曲元

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1330-06

作者简介: 徐东升(1985-), 男, 博士, 主要从事光纤传感器在岩土中应用方面的科研。E-mail: dsxu@hust.edu.cn。

New fiber Bragg grating sensor-based local displacement transducer for small strain measurements of soil specimens

XU Dong-sheng

(School of Civil Engineering and Mechanics, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China)

Abstract: The small strain stiffness changing with soil strains is significant for the performance analysis of the existing structures subjected to the nearby excavations and subgrade settlement analysis. The soil stiffness has a nonlinear relationship with the soil strains. Especially in the strain range of 10^{-5} to 10^{-3} , the soil stiffness dramatically decreases with the increasing soil strain. Due to the large ranges of soil strains, there is a lack of single transducer to measure the soil strains from very small strain to small strain. Two commonly used small strain measurement methods are the bender element method and the local displacement measurement method. The bender element method can obtain the soil stiffness at the very small strain level. However, it cannot obtain the relationship between the stiffness and the soil strain as it cannot control the soil strain during measurement. In this study, a new fiber Bragg grating (FBG) sensor-based local displacement transducer (LDT) is developed. After the design and calibration tests, the newly developed transducer is installed in a modified triaxial apparatus. In order to further verify the feasibility of the newly developed transducer, the bender element sensors are also incorporated in the modified apparatus. Three consolidation undrained compression tests are conducted. The test results indicate that the FBG-based LDT can be used to effectively measure the local small strains of soil specimens.

Key words: fiber; fiber Bragg grating sensor; local displacement transducer; small strain; bender element

0 引言

土体的小应变特性对铁路路基的沉降, 临近建筑物的开挖, 以及隧道施工引起的沉降都有很重要的影响。工程实测的数据也表明, 正常工作荷载作用下, 深基坑周围以及建筑物基础通常处于小应变范围 ($0.01\% \sim 0.1\%$)。Mair^[1]在1993年提出, 在应变小于 0.001% 时候, 土体的模量基本不变, 当应变大于 0.001% 时, 模量迅速减小, 其近似的变化曲线见图1。

目前, 传统三轴试验中通常是量测土体两端的变形后得出土体的应变, 但由于端部效应以及系统误差, 试验得到的土体刚度明显偏低^[1-2]。为了减少试验误差和提高测量的精度, 很多学者提出了不同的测试方法和技术, 例如弯曲元和共振柱 (用来测量土体的最大

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508215); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2017KFYXJJ138)

收稿日期: 2016-04-15

剪切模量), 局部应变测量技术 (local displacement transducers, LDT), 激光位移计, 微型倾角计和霍尔效应 (hall-effect) 传感器。在这些传感器中, 弯曲元和共振柱是根据剪切波的速率得到土体剪切模量的方法, 因此通过这种方法只能得到的土体的非常小应变模量^[3], 而且其试验不能控制应变大小和速率。

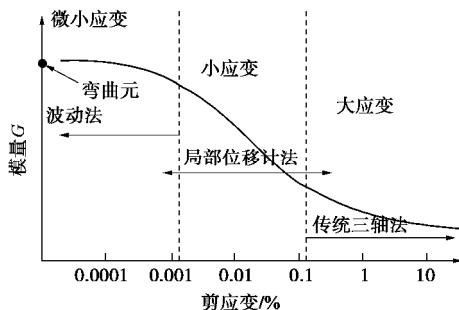


图 1 典型的土体模量随应变衰减曲线^[1]

Fig. 1 Typical modulus degradation measurements of soil stiffness in laboratory tests^[1]

已有的研究表明, 局部应变测量装置应用于三轴试验中能测到三轴试样应变范围在 0.001% ~ 1%^[4-7]。Goto^[8]等提出应用微型位移计测量局部应变, 随后 Dasari 等^[9]和 Yimsiri 等^[10]在这个基础上增加了应变计数量, 改进了局部应变装置的精度。但是其测量仍存在很多误差, 其误差主要来源于电磁和机械噪音, 电磁干扰, 以及传感器自身的重量带来的测量误差。

近年来, 随着光纤光栅技术的不断发展, 光纤光栅传感器可为岩土工程测试提供了一种新的途径。相对于传统的应变片或正弦式传感器, 光纤光栅传感器有很多独特的优势, 如较高精度和灵敏度, 体积小, 质量轻, 耐电磁干扰, 另外在水环境中没有短路的问题。本文尝试研究开发一种基于 FBG (Fiber Bragg Grating) 的局部位移计。在进行相关设计和标定试验后, 将这种 FBG 位移计应用于改进的传统三轴仪。从而为后续研究土体小应变提供一种更好的量测技术。

1 FBG 光栅传感原理

FBG 光纤传感器主要成分是 SiO_2 , 具有稳定的化学组成并且很容易的拉成光纤。典型的光纤结构如图 2 所示, 一般包括 4 层, 最内层是核心层, 用于光的传输; 紧包着核心层的是覆层, 直径大约是 $125 \mu\text{m}$; 第三层是缓冲层, 典型的直径是 $250 \mu\text{m}$; 第四层是保护层。由于光纤脆弱性, 所以它需要非常好的保护层, 本文中所用的光纤均有铠装保护。

在所有的光纤光栅传感器中, 应用最为广泛的是 FBG 传感器, 也称布拉格光栅传感器。FBG 光栅传感器最早由 Hill 等^[11]在 1978 年发现, 随后不断的改进且应用范围越来越广泛。本文中所采用的 FBG 传感器

是在通过掩膜的方法制作。制作 FBG 光栅传感器的步骤大致可分为 3 步: ①准备具有裸光纤 (通过载氢处理提高其感光性); ②写入布拉格光栅到裸光纤 (通过 phase mask 方法); ③退火处理并保护光栅。

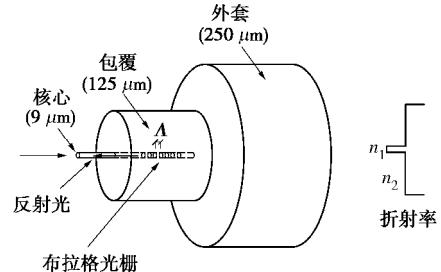


图 2 光纤光栅结构图

Fig. 2 Structural details of FBG sensor

FBG 传感器的测量原理见图。当一定带宽的激光穿过光栅时, 有一部分窄带的光被返回。返回的光会集中在一定的波长范围内, 这种返回的波会集中在一定的波长, 反射信号的波长称为布拉格波长,

$$I_B = 2n_{\text{eff}} L \quad (1)$$

式中, I_B 为布拉格波长, n_{eff} 为芯层的反射系数, L 为布拉格光栅的模量系数。

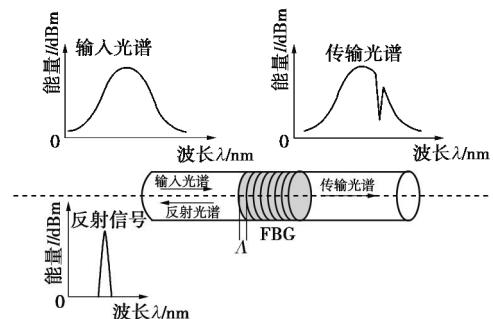


图 3 光纤光栅原理图^[12]

Fig. 3 Working principle of FBG sensor

材料参数 n_{eff} 和 L 会随着温度和应变而发生变化, 从而会导致波长的变化。布拉格波长的变化与温度和应变的关系如下:

$$\frac{\Delta I_B}{I_B} = [1 - p_e] \Delta e + (a + x) \Delta T \quad (2)$$

$$\approx 0.78 \Delta e + 6.7 \times 10^{-6} \Delta T \quad (2)$$

式中, p_e 是光纤的弹性系数, a 和 x 是温度效应的系数, ΔT 是温度变化。根据式 (2), 在补偿温度或者温度不变的情况下, 可以根据布拉格光栅波长的变化得到应变值。

2 试验仪器

在传统的三轴实验室的基础上, 本文进行了相关的改装, 其装置示意图如图 4 所示。主要改进部分包括两点: ①在传统三轴仪的基础上, 加入了弯曲元测试系统用来测试土样的最大剪切模量; ②加入了基于

FBG 传感器的局部位移测试装置, 用来测量土样在小应变下的力学特性。如图 4 所示, 改进后的三轴仪主要包括: 加载系统, 三轴压力腔, 供压系统, 弯曲元测试系统, FBG 光纤光栅测试系统以及传统三轴压力, 位移和体变测试系统。

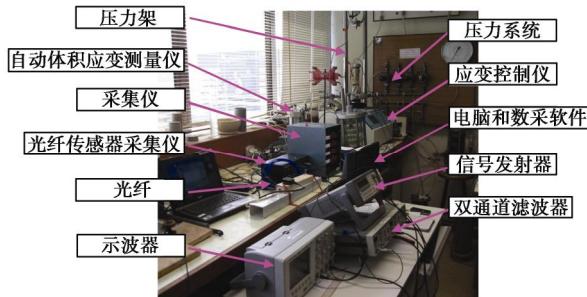


图 4 改进的三轴试验装置图

Fig. 4 Diagram of modified triaxial system

2.1 FBG 光纤光栅的局部位移测试系统

传统的局部位移计是基于电阻应变片或者小型电磁位移计, 已有的研究表明, 传统的局部位移计存在一定的局限性, 如电信号噪音, 电磁干扰, 短路等^[8]。采用光纤光栅传感器能够克服这些缺点。本文设计的基于布拉格光栅的局部位移计见图 5。本试验中使用的布拉格光栅传感器波长位于 1510~1590 nm。如图中所示, 布拉格光栅黏贴在一个很薄的弹簧片上。然后通过光纤线和光栅采集仪可以采集到布拉格光栅的波长信号, 通过式 (2) 可以求得应变值。布拉格光栅局部位移计采用了弹性梁的理论, 通过光栅测到梁的应变, 进而得到梁的变形。根据梁的理论, 其变形与布拉格光纤光栅传感器的应变的关系可表示如下:

$$e_0 = (\pi t/l) \sqrt{\Delta/l} \sin\{\pi x_0/l\} \quad (3)$$

式中, e_0 是 FBG 光栅测得到的应变值, t 和 l 分别是弹性梁的厚度和长度, x_0 是布拉格光栅在局部位移计上的位置。基于式 (3), 可以通过 FBG 传感器测得的应变计算得到土体的局部位移。

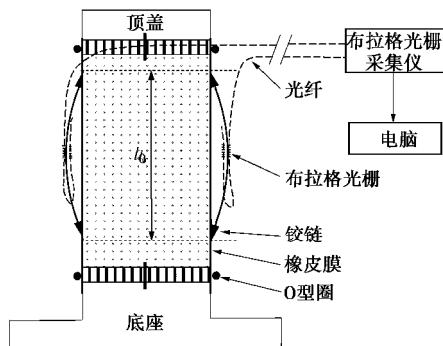


图 5 基于布拉格光栅的局部位移计示意图

Fig. 5 Schematic diagram of FBG-LDTs on a soil specimen in MTA

在将光纤光栅局部位移计安装于三轴试验仪之前, 还需对光栅局部位移计进行标定试验。标定试验

是将光栅局部位移计固定在一个光学平台上, 逐步施加微小位移, 通过位移计 (LVDT) 测量得到局部位移计的位移并与光纤光栅得到的结果进行对比分析。标定试验的结果见图 6。从图中可以看出, 布拉格光栅的波长与位移具有很强的二次函数的关系。式 (3) 也证明了这一点, 波长的二次方与局部位移计的位移成线性关系。多次循环加卸载的试验结果也证明了光栅局部位移计的稳定性和可重复性。

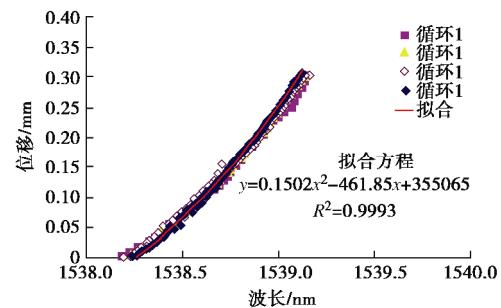


图 6 布拉格光纤光栅局部位移计标定试验结果

Fig. 6 Calibration results of fiber Bragg grating sensor-based LDT

2.2 弯曲元测试装置

为了更好的对比分析光纤光栅局部位移计的精度, 本文在原有的三轴仪基础上加入了弯曲元测试系统。弯曲元系统的原理图见图 7。从图中可以看出, 弯曲元系统包括两个弯曲元陶瓷片, 信号发射器, 信号放大器以及示波器。信号发射器可以发射不同频率, 不同波长以及不同形状的波形。本文采用的正弦波形。正弦波形的剪切波有发射器产生后通过土体到底土样另一端, 进而被接收器 (图中弯曲元 B) 接收。

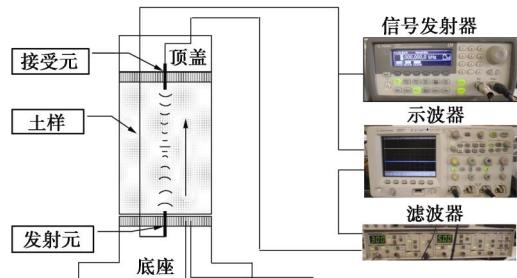


图 7 弯曲元原理图

Fig. 7 Working principle of bender element system

如图 8 所示, 两个弯曲元陶瓷片分别安置于三轴腔内的底座和顶盖, 其中一个用于发射信号, 另一个用于接收信号。两个弯曲元陶瓷片的尺寸均为长 12.7 mm, 宽 8 mm 和厚 0.66 mm。为了降低信号噪音和防止串扰现象, 本文在制作弯曲元过程中在其涂上一层导电银胶。通过连接的导线, 用于发射信号的弯曲元通过导线连接到信号发射器, 用于接收的弯曲元连接到信号放大器。信号发射器和信号放大器同时都连接到示波器。通过示波器, 可以同时得到发射的信号和接收的信号。进而可以求得剪切波速度。剪切波速与

土体剪切模量之间的关系为

$$G_{\text{mas}} = r \cdot v_s^2, \quad (3)$$

式中, r 是土样的密度, v_s 是剪切波速, $v_s = \Delta l / \Delta t$, Δl 是剪切波传输的距离, 也即两个弯曲元之间的距离, Δt 剪切波的传输时间。

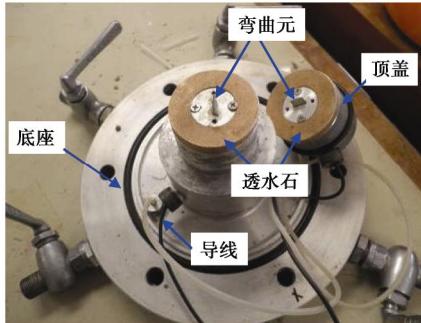


图 8 改进的安装弯曲元后的三轴底座和顶盖

Fig. 8 Photo of top cap and pedestal bottom with bender element sensors

3 试验土样及程序

3.1 试验土样

试验土样为全风化的花岗岩土 (CDG)。土的基本物理参数按照英国规范^[13-15]测得, 液限 $w_L=31\%$, 塑限 $w_p=21\%$, 塑性指数 $I_p=10$, 比重 $G_s=2.70$, 最大干密度 $=1.84 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, 最优含水率 $=13.5\%$ 。此外, 对土样的颗粒试验得到土样中 13% 的黏土, 34% 粉土, 49% 的砂和 4% 的颗粒。基于 USCS 分类法, 此类土归类为粉砂。

3.2 试验程序

试验从土样的制备开始, 制样大致分为土样预处理, 制备一定的含水率和压实制样 3 个步骤。

土样预处理包括将土样放在 104°C 烤箱内烘干。烘干后利用橡皮锤将大的颗粒分解成小颗粒, 利用橡皮锤的目的是防止颗粒破碎。用 2 mm 筛将小颗粒筛分, 并收集 2 mm 以下的颗粒混合好。将混合好的土样的放在烤箱中进一步干燥。在烤箱中干燥 3 d 后, 完全干燥的土样用于配备特定的含水率。本文是通过自然干燥的办法配备 13.4% 的含水率。首先将称量好的土样放置于一个容器中, 将大于 13.4% 的含水率所需要的蒸馏水混合在土样中, 土样将在 20°C 的恒温环境中充分与蒸馏水混合直到达到所需要的含水率。制备好的土样分 3 层压实在直径 50 mm , 高度 100 mm 的模具中。每一分层的密度控制在 1.75 mg/m^3 。

当土样制备好了后, 在土样的顶部和端部分别凿一个 2 mm 深的小孔用于弯曲元与土样更好的接触, 因此小孔位于顶部和底端的中央, 且尺寸与弯曲元的尺寸一致, 均为 8 mm 长, 0.66 mm 宽。制备好的土

样安置于三轴腔内, 并用橡皮膜包好, 并通过 O 型圈密封。安装好土样和弯曲元后, 开始固定光纤光栅局部位移计。两个局部位移计垂直平行的安装在土样的中部。安装好布拉格光栅局部位移计后, 将蒸馏水充满三轴腔内。待试样和所有的传感器安装完成后, 检测传感器的信号, 并记录下初始读数。

土体试样首先进行饱和, 在本试验中饱和处理时施加 45 kPa 的反压和 50 kPa 的围压。当 B 值达到 99% 以上时认为土体已经完全饱和。饱和完成后, 施加各向等压固结, 当固结度达到 95% 时认为固结完成。固结完成后开始剪切试验, 本试验中控制剪切速率为 0.005 mm/min 。

4 试验结果及讨论

本文试验目的是为了评估和验证光栅局部位移计在三轴试验中的有效性以及准确性。因此, 为了更好的验证分析, 本文进行了 3 组不同围压的固结不排水试验。每组试验中, 弯曲元的结果也同步记录了。下文首先分别讨论了弯曲元的结果和光栅局部位移计的结果, 然后进行了对比分析。

4.1 弯曲元试验结果分析

由前面的论述可知, 弯曲元试验得到的结果是在土体非常小应变的情况下, 因此一般认为弯曲元得到的剪切模量为土体的最大剪切模量。试验中为得到土体最大剪切模量, 在土体固结完成后, 开始剪切之前进行弯曲元试验。试验中使用的剪切波为正弦波, 发射波的频率为 3 kHz , 振幅为 $10V_{\text{pp}}$ 。这些参数在不同围压的试验中均保持一致。本文中使用的第一到达方法确定剪切波的速度^[10]。弯曲元的试验结果见图 9。

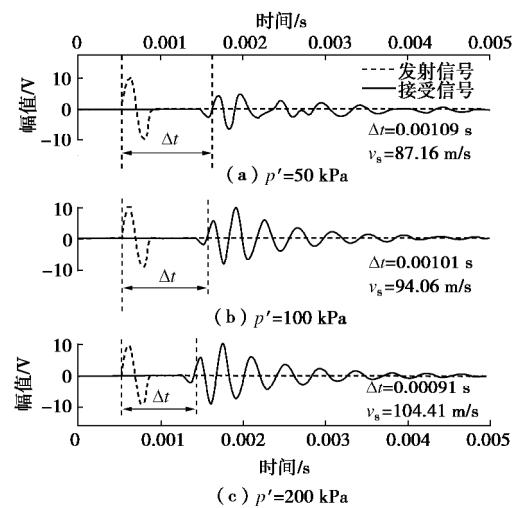


图 9 弯曲元在不同等压固结压力下的试验结果

Fig. 9 Transmitted and received signals by bender elements under different isotropic confining pressures

从结果可看出, 剪切波传输时间随着压力的增加

而减小, 由式(3)可知, 最大剪切模量也是随着围压的增加而增大。根据 Pennington 等^[16]和 Leong 等^[17]的研究可知, 弯曲元试验得到土体的最大剪切模量的极小应变水平在 $10^{-3}\% \sim 10^{-4}\%$, 因此利用光栅局部位移计可以测量在极小应变到微小应变的土体模量。

4.2 光栅局部位移计试验结果

光栅局部位移计的数据在剪切过程中通过光栅采集仪实时记录。试验中, 光栅局部位移计的读书和外部位移的数值都同时记录。本文三轴试验的结果主要通过广义剪应力 $q = s'_a - s'_r$ 和平均有效主应力 $p' = (s'_a + 2s'_r)/3$ 描述, 其中 s'_a 和 s'_r 分别为轴向和径向的有效应力。与广义剪应力和平均有效主应力对应的分别是剪应变 e_s 和体积应变 e_v , 分别定义为

$$e_s = \frac{2}{3}(e_a - e_r) \quad , \quad (4)$$

$$e_v = e_a + 2e_r \quad , \quad (5)$$

式中, e_a , e_r 分别为轴向应变和径向应变。将体积应变代到剪应变中, 可以得到

$$e_s = e_a - \frac{1}{3}e_v \quad . \quad (6)$$

对于固结不排水试验, 体应变为 0, 因此泊松比为 0.5。根据 $E = 2(1+n) \cdot G$ 可得,

$$G = \frac{1}{3} \frac{dq}{de_a} \quad . \quad (7)$$

根据试验结果, 剪应力与剪应变的结果见图 10。3 种不同围压 50, 100, 200 kPa 下, 光栅局部位移计和外面土体位移计的结果对比列入图 10 中。从图中结果可以看出, 光栅局部位移计所测得的轴向应变明显小于外部位移计所测得的结果。也就是说外部的位移计所测量的结果偏大。其偏大原因可能是由于端部效应和系统误差所引起^[4]。

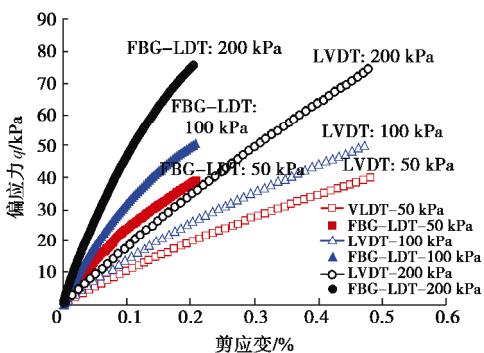


图 10 不同围压下局部位移计和外部位移计测量得到的应力应变曲线

Fig. 10 Comparison of stress-strain relationships between deviator stress and axial strain under different confining pressures measured using LVDT and FBG-LDT

为了更进一步研究在小应变情况下, 土体剪切模量随应变变化的曲线如图 11 所示。从图中可以看出,

在同一应变情况下, 模量随着围压的增加而增大。在相同的围压下, 土体剪切模量随着应变增大而减小。其变化曲线与 Mair 在 1993 年提出的曲线形状一样, 均为 S 型曲线。在应变小于 0.01% 阶段, 土体的剪切模量变化不是很明显。当应变大于 0.01% 时, 土体的剪切模量随着应变的增大而显著减小。在小应变阶段, 由局部位移计得到的模量值明显大于端部位移计所得到的模量值。但是当位移大于 0.1% 后, 局部位移计和端部位移计所得到的模量差别较小。

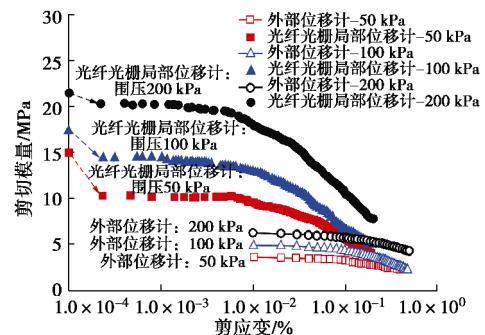


图 11 不同围压下局部位移计和外部位移计测量得到的剪切模量变化曲线

Fig. 11 Variation of shear modulus with shear strain under different confining pressures by external LVDT, internal FBG-LDT and bender elements

为了进一步对比分析, 弯曲元的试验结果也在图 11 中。图中所示, 假定弯曲元试验时的应变为最小应变(如 0.0001%), 弯曲元得到的数值均大于局部位移计和端部位移计所得到的模量, 但是其数值更接近于局部位移计所得到的结果。

为了更进一步验证利用光栅局部位移计所测得的小应变模量的变化曲线, 本文利用了均一化处理的方法对比分析了本文的试验结果和文献中所得到的结果。均一化方法采用了当前剪切模量除以初始的最大剪切模量。本文均一化处理后小应变模量的变化曲线以及对比文献中的曲线见图 12。从图中可以看出, 本文试验中得到的 G/G_0 曲线与文献[18]中黏土^[18]和粗

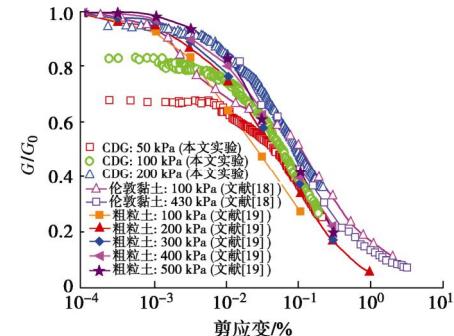


图 12 对比本文试验和文献中得到的均一化剪切模量变化曲线

Fig. 12 Comparison of normalized shear modulus degradation curves obtained from present study and literature results

粒土^[19]十分相似, 在极小应变阶段, 模量 G/G_0 应变变化不明显, 当应变 0.001% 后, 模量 G/G_0 随应变的增大而显著降低。对比发现, 弯曲元测试的结果与局部位移计结果有一定的不同, 这种不同在颗粒土中表现更为明显。本文中使用了光栅局部位移计, 两者的差距小于颗粒土中的结果, 并且随着围压的增大, 弯曲元的结果与光栅局部位移计的差距逐步减小。因此, 本文试验验证了光栅局部位移计是一个很好的手段用于测量土体的局部位移。

5 结论与建议

(1) 布拉格光纤光栅传感器具有体积小, 重量轻, 精度高, 抗电磁干扰等一系列优点, 因此, 开发设计的基于布拉格光纤光栅的局部位移能够很好的测量土体的局部小应变, 为土体力学参数的测试提供一种可选的方法。

(2) 由于基于光纤光栅的局部位移计克服了外部位移计存在的端部效应和系统误差, 因此局部位移计的试验结果能较真实的反应土体小应变情况下的模量变化, 可为岩土工程的设计和施工提供了更多的依据。

(3) 通过对基于光纤光栅的局部位移计, 弯曲元及外部位移计的结果可以得到, 本文的光纤光栅局部位移计所得到的土体模量在微小应变处更接近弯曲元所得到的最大剪切模量。归一化的模量 G/G_0 与应变的非线性变化曲线也与文献中的结果十分相似。试验结果进一步证明了基于光纤光栅的局部为一级能够有效测量土体的局部小应变, 可为土体测量提供更精确的结果, 其更多方面的应用值得更进一步的深入研究。

参考文献:

- MAIR R J. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering, 1993, **97**(1): 27 - 41.
- TATSUOKA F A, SHIBUYA S. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests[C]// Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Bangkok, 1991: 77 - 101.
- CLAYTON C R I. Stiffness at small strain: research and practice[J]. Géotechnique, 2011, **61**(1): 5 - 37.
- JARDINE R J, SYMES M J, BURLAND J B. The measurement of soil stiffness in triaxial apparatus[J]. Géotechnique, 1984, **34**(4): 323 - 340.
- BURLAND J B. Small is beautiful: the stiffness of soils at small strains[J]. Ninth Laurits Bjerrum Lecture, Canadian Geotechnical Journal, 1989, **26**(4): 499 - 516.
- HIRD C C, YUNG P C Y. The use of proximity transducers for local strain measurements in triaxial tests[J]. Geotechnical Testing Journal, 1989, **12**(4): 292 - 298.
- SCHOLEY G K, FROST J D, LO Presti D C F, et al. A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens[J]. Geotechnical Testing Journal, 1995, **18**(2): 137 - 156.
- GOTO S, TATSUOKA F, SHIBUYA S, et al. A simple gauge for local small strain measurement in the laboratory[J]. Soils and Foundations, 1991, **31**(1): 169 - 80.
- DASARI G R, BOLTON M D, NG C W W N. Small strain measurement using modified LDTs[R]. Cambridge: Cambridge University, 1995.
- YIMSIKI S, SOGA K, CHANDLER S G. Cantilever-type local deformation transducer for local axial strain measurement in triaxial test[J]. Geotechnical Testing Journal, 2005, **28**(5): 445 - 451.
- HILL K O, MELTZ G. Fiber bragg grating technology fundamentals and overview[J]. Journal of Lightwave Technology, 1997, **15**: 1263 - 1276.
- XU D S, YIN J H, CAO Z Z, et al. A new flexible FBG sensing beam for measuring dynamic lateral displacements of soil in a shaking table test[J]. Measurement, 2013, **46**(1): 200 - 209.
- BS 1377 British standard BS1377: Methods of test for soils for civil engineering purposes[S]. 1990.
- BS 1377-2 Methods of test for soils for civil engineering purpose: part 2 classification tests[S]. 1990.
- BS 5930 Code of practice for site investigations[S]. 1981.
- PENNINGTON D S, NASH D F T, LINGS M L. Anisotropy of G_0 shear stiffness in gault clay[J]. Géotechnique, 1997, **47**(3): 391 - 398.
- LEONG E C, YEO S H, RAHARDJO H. Measuring shear wave velocity using bender elements[J]. Geotechnical Testing Journal, 2005, **28**(5): 488 - 498.
- HIGHT D W, BENNELL J D, CHANA B, et al. Wave velocity and stiffness measurements of the crag and lower london tertiaries at sizewell[J]. Géotechnique, 1997, **47**(3): 451 - 474.
- ROLLINS K M, EVANS M D, DIEHL N B, et al. Shear modulus and damping relationships for gravels[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(5): 396 - 405.

DOI: 10.11779/CJGE201707021

高应变率下预制单节理岩石 SHPB 剪裂试验 能量耗散分析

李 森, 乔 兰, 李庆文

(北京科技大学土木与资源工程学院, 北京 100083)

摘要: 应用 SHPB 试验装置研究预制单节理岩石的能量耗散关系。使用 SHPB 试验系统, 对高径比为 0.5 的完整花岗岩试样及预制单节理花岗岩试样进行高应变率下的冲击剪裂试验。在相同驱动气压下, 改变加载方向与节理间的夹角, 完成高应变率相同入射能下的冲击剪裂试验。对 SHPB 系统中的入射能、反射能、透射能及试样吸收能的时程变化规律进行了分析; 从能量角度出发, 分析冲击荷载作用下单节理岩石的能量耗散规律及其各向异性特征。结果表明: 高应变率下, 完整花岗岩试样在冲击剪裂试验中的吸收能随平均应变率增加而增加, 表现出显著的应变率相关性; 预制单节理岩石与加载方向之间夹角对破坏模式的影响明显, 节理试样产生 3 种破坏模式: ①穿越节理面的剪裂破坏; ②沿节理岩石层面的滑移破坏; ③剪裂与滑移破坏共同作用下的破坏。在入射能基本相同, 入射时间较长时节理岩石试样吸收能较入射时间较短时的吸收能大。动态剪裂试验中, 节理试样的吸收能随节理角度变化 ($0^\circ \sim 90^\circ$) 近似呈 U 型。研究成果可为节理岩石动态力学性能研究提供参考。

关键词: SHPB; 冲击剪裂试验; 单节理岩石; 能量耗散; 各向异性

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1336-08

作者简介: 李 森(1988-), 男, 博士研究生, 主要从事岩石动力学方面的研究。E-mail: lomotoy@163.com。

Energy dissipation of rock specimens under high strain rate with single joint in SHPB tensile tests

LI Miao, QIAO Lan, LI Qing-wen

(School of Civil and Resource Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China)

Abstract: The energy dissipation in single jointed rocks under high strain rate is investigated by the split-Hopkinson pressure bar (SHPB) technique. The dynamic split tensile tests on both intact granite specimens and man-made single jointed granite specimens with a thickness-diameter ratio of 0.5 are carried out. The compressive analysis on the temporal responses of incident energy, reflection energy, transmission energy and absorbed energy stored in the rock specimens is performed. The anisotropy characteristics of energy dissipation of the jointed rock are discussed based on the analysis of energy distribution. The results show that the absorbed energy of rock specimens in SHPB tests increases with the increment of strain rate. The fracture modes of jointed granite with different angles are different from each other. There are three kinds of fracture modes: sliding failure along the joint, combination of splitting failure and slide failure, and splitting failure. When the incident energy stays constant, the absorbed energy with shorter incident time is less than that with longer incident time. The distribution of absorbed energy corresponding to the joint angle within range of $[0, 90^\circ]$ is found to be quite similar with the shape of letter "U", which further proves the anisotropic characteristics of the single jointed rock in the dynamic split tensile tests. The research results can provide references for the dynamic tensile mechanical properties of jointed rock.

Key words: SHPB; dynamic split tensile test; single jointed rock; energy dissipation; anisotropy

0 引言

岩体含有不同性质的结构面, 常表现为节理、层理、片理等。由于现场原位试验的困难性, 进行必要的实验室岩体模拟试验, 获得节理岩体的力学参数十分重要。隧道及地下工程等岩体的掘进开采多采用钻

爆法施工, 研究节理岩石在冲击荷载作用下的破坏形态及波形传播特性, 是爆破作业中亟待解决的问题。

众多学者进行了大量节理岩体的静力学试验, 在

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51474016, 51674013)

收稿日期: 2016-10-10

节理岩体强度理论、破坏机理等方面都作了许多有益的工作^[1-3]。然而, 对节理岩体在冲击荷载条件下的研究还十分匮乏。

李地元等^[4]基于 SHPB 试验, 对具有较弱层理效应的层状砂岩进行了动态拉压力学特性研究, 并研究了其吸能特性。赵毅鑫等^[5]对不同应变率、不同层理倾角下的煤样 SHPB 试验结果进行分析, 发现倾角对煤样的动态拉伸特性及破坏模式具有重要影响。刘红岩等^[6-7]、邓正定等^[8]采用相似材料模型试验对不同节理状态下的岩体动态强度及破坏模式进行了 SHPB 试验研究, 节理岩体动态破坏模式及强度与节理构造形态密切相关, 在此基础上提出了节理岩体单轴压缩动态损伤本构模型。

关于节理岩体的动态力学特性研究分为两方面: 一是不连续岩体, 一是不同材料连续层状岩体。研究主要集中于节理岩体内应力波传播特性研究^[9-11]。围绕节理类型、节理密度、节理自身力学特性以及不同波形特性的应力波对应力波传播规律及能量传递规律的影响分析。

翻阅相关资料^[12], 并未对节理岩体破坏情况下, 节理岩体的能量传播规律进行分析。

本文利用 SHPB 试验系统, 对节理本身进行控制, 制备具有相同节理密度(单节理)相同力学特性(同种填充材料), 对预制单节理岩样进行动态剪裂拉伸试验。在分析研究节理岩样破坏特性的基础上, 从能量的观点出发, 分析在相同入射能不同节理角度下, 动态剪裂拉伸试验过程中的能量耗散规律, 得到了一些有益的结论。

1 岩石冲击试验及结果

1.1 SHPB 系统原理

SHPB 系统简图如图 1 所示。为减小弥散效应, 拉长加载波的上升沿和滤除高频波对试验造成的影响, 在撞击杆与入射杆中间加入 1 cm×1 cm 黄铜片实现波形整形。通过入射杆和透射杆上的应变片, SDY2107B 型超动态应变仪超动态应变仪和计算机, 采集超动态应变波数据, 获得入射、反射和透射应变波。在 SHPB 试验中, 撞击杆以一定速度撞击输入杆, 由输入杆上的应变片测得在输入杆上产生的入射脉冲 e_i 。当输入脉冲到达岩石试样时, 岩样在该应力脉冲作用下发生变形, 并在输入杆中产生一个往回的反射脉冲 e_r , 由输入杆上的应变片测得, 在输出杆内产生一个向前的透射脉冲 e_t , 由输出杆上的应变片测得。

冲击剪裂试验的方法借鉴了静载巴西圆盘试验^[13], 利用 SHPB 装置进行圆盘冲击剪裂试验时, 加载方式

如图 1 所示^[14]。将试件两端应力的平均值视为试件内的应力^[5]。三波公式变为

$$S_s(t) = \frac{AE}{2\pi Dh} [e_i(t) + e_r(t) + e_t(t)], \quad (1)$$

$$\Delta e(t) = \frac{c_0}{D} [e_i(t) - e_r(t) - e_t(t)], \quad (2)$$

$$e_s(t) = \frac{c_0}{D} \int_0^t [e_i(t) - e_r(t) - e_t(t)] dt. \quad (3)$$

应用三波公式可以导出试样在对应某一加载率下的应力时间关系曲线。

式中, A 为入射杆、透射杆横截面面积, E 为入射杆及透射杆材料弹模, e_i , e_r 和 e_t 为输入杆和输出杆上测得的入射波、反射波和透射波信号; c_0 为弹性压缩波的波速; $e_i(t)$, $e_r(t)$, $e_t(t)$ 分别为试件中的入射、反射和透射应变脉冲; D , h 为试样的直径、厚度。

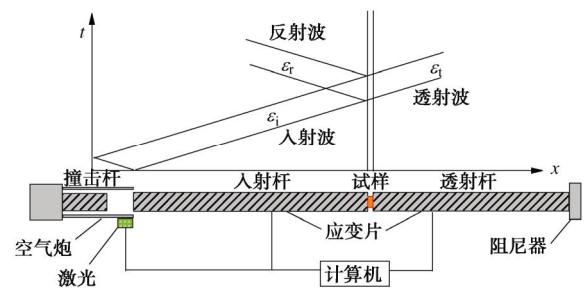


图 1 SHPB 冲击剪裂加载示意图

Fig. 1 Schematic of SHPB

1.2 SHPB 动态剪裂试验试样制备及试验设计

试验岩样取自西鞍山铁矿地区, 取样孔为 ZKB8, 岩芯直径 70 mm, 岩性为花岗岩, 埋深为 800~1000 m。部分岩芯经过钻取、切削、打磨等步骤加工为直径 50 mm, 高度 25 mm 的完整岩样(图 2 (a))。为保证制取节理试样的一致性, 首先将岩芯切割为对称的两半, 再使用调制的石膏将两半圆盘胶结黏合, 经过钻取、切削、打磨等步骤加工为模拟节理岩体的试验岩样(图 2 (b))。岩样圆柱面表面无大于 0.025 mm 划痕, 端面平整度小于 0.25 mm 和最大允许倾角小于 0.25°。

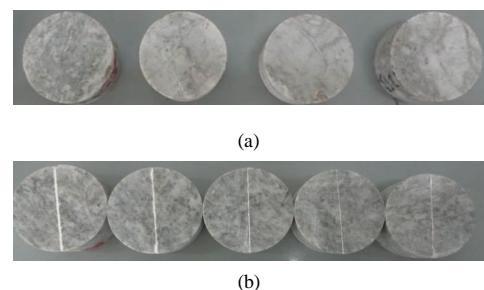


图 2 完整岩样及预制节理岩样

Fig. 2 Intact and jointed rock specimens

制作完成完整试样 18 块, 预制单节理试样 30 块。完整岩样分为 6 组, 每组 3 块。分别进行气压为 0.1, 0.2, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45 MPa 下的 SHPB 巴西圆盘试验。在完整岩样冲击试验基础上确定节理岩样均在 0.2 MPa 气压下进行 SHPB 冲击劈裂试验, 加载示意如图 3 所示。试验中, 岩样节理与加载方向夹角 θ 为 0° , 30° , 45° , 60° , 90° 。

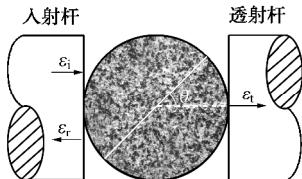


图 3 节理岩样 SHPB 冲击劈裂加载示意图

Fig. 3 Schematic of disk specimen for Brazil tests in a SHPB system

需要指出的是: 节理的初识刚度是影响能量传递的重要因素, 随着节理的初始刚度的增加, 节理的透射能量会增加^[15]。笔者选用石膏作为填充物, 研究含充填物的节理岩石中能量传递的规律研究。在控制岩样石膏体厚度相同且很小, 试样的初始刚度相同, 可作为单一变量研究问题。在研究含充填单节理的角度对能量吸收的影响时, 未将节理吸收能单独考虑。

2 试验过程中能量分析

SHPB 试验基于一维弹性应力波理论及均匀性假设, 应力波 $s(t)$ 所携带的能量由式子 (1) ~ (3) 得到^[16-17]从开始加载到卸载过程中入射波、反射波和透射波所携带的能量分别为 W_i , W_r , W_t , 试样破碎能耗为 W_a , 试样的吸收能为 W_{aa} 。

由于 SHPB 试验为动力学试验, 所以岩石试件不可避免的产生动能。岩石破坏后, 碎块飞出, 伴随着动能的转化。根据 Zhang 等^[18]的研究, 关于岩石试样 SHPB 试验碎块动能的花岗岩试样动态破坏过程的能量分析研究结果, 动能 W_k 占吸收能 W_a 比例:

$$\frac{W_k}{W_a} = \frac{(0.69v_0 + 0.22)}{100} \quad (4)$$

计算得到的值大部分在 10% 以内, 试件的动能在试件吸收的能量中只占很小一部分。在高速冲击荷载作用下, 断裂损伤能为岩石动态破坏过程中吸收能量的主要部分。因此冲击气压较大时, 可以忽略试样冲击后的动能^[18], 计算试样的破碎能耗 $W_a = W_{aa}$ 。

$$W = \frac{Ac}{E} \int_0^t s^2(t) dt = AEc \int_0^t e^2(t) dt \quad (5)$$

$$W_i = AEc \int_0^t e_i^2(t) dt \quad (6)$$

$$W_r = AEc \int_0^t e_r^2(t) dt \quad (7)$$

$$W_t = AEc \int_0^t e_t^2(t) dt \quad (8)$$

式中, A 为输入杆与输出杆的横截面面积, E 为输入杆与输出杆的弹性模量, c 为应力波在杆件中的传播速度。

由于弹性应力波动过程为一个等温过程, 与外部没有热交换, 且本文试验条件下试件两端部与压杆的摩擦作用可忽略^[19], 因此, 根据热力学第一定律, 岩样应力波动过程中能量满足:

$$W_a = W_i - W_r - W_t \quad (9)$$

3 试验结果与分析

3.1 完整岩样试验结果与分析

由 SHPB 冲击劈裂试验获得的时间波形曲线(图 4)及能量耗散计算公式, 可以得到完整试样试验中的入射能、反射能和透射能及试样吸收能。由式 (5) ~ (9) 计算得到典型的能量时间曲线如图 5 所示。

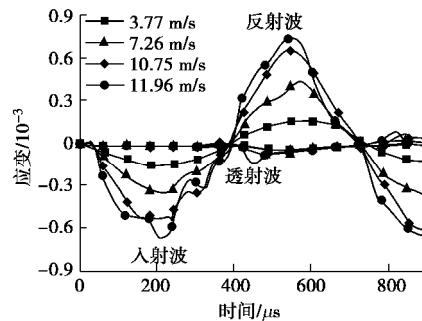


图 4 动态冲击应变时程曲线

Fig. 4 Strain waveforms of incident and transmitted bars

从图 5 可以看出, 在完整岩石试样 SHPB 冲击劈裂试验开始阶段, 入射能、反射能和吸收能均随时间增加而增加, 到达某一时刻后能量均几乎保持恒定; 透射能随时间增加变化不明显, 但仍呈缓慢上升趋势。由于试件的圆柱面与入射杆和反射杆的接触面很小, 反射能相较于透射能较大。当入射能到达入射杆与试件接触端面时, 大部分能量反射回入射杆; 而经过圆盘试样的能量, 大部分被试件吸收, 只有很小一部分传递到透射杆中形成透射能。

通过控制加载气压来获得不同加载率。取完整岩石试样冲击劈裂试验破坏的最低气压 (0.20 MPa) 为预制单节理岩石试样冲击试验的统一气压。

定义吸收能系数 (Energy absorption coefficient) 为 η ,

$$\eta = W_a / W_i \quad (10)$$

式中, W_a , W_i 分别为岩石破碎耗能和入射能。计算获

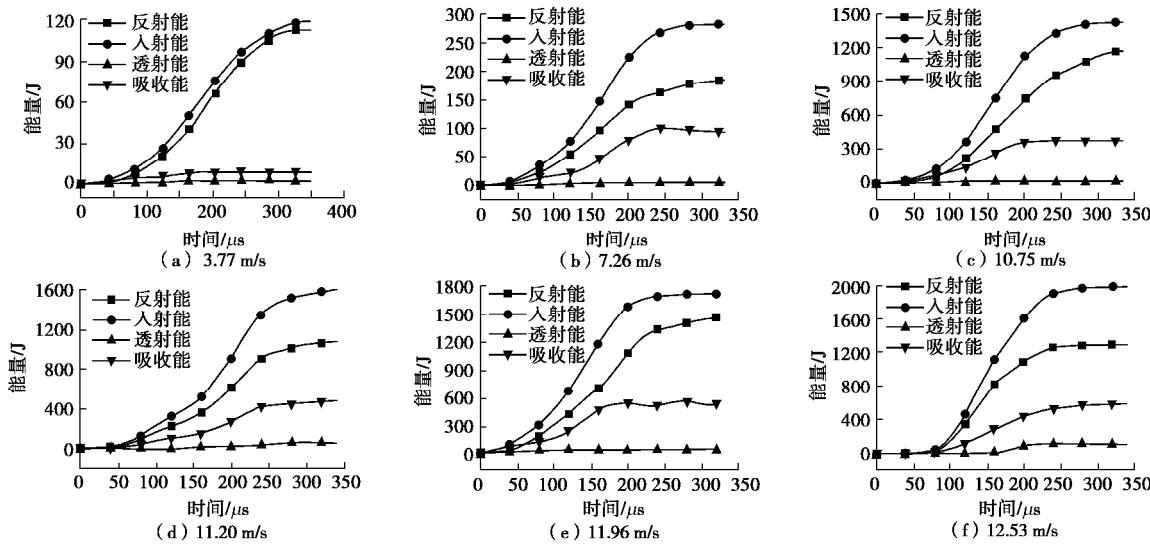


图 5 完整岩石不同冲击速度下的能量时程曲线

Fig. 5 Energy-time curves of sandstone specimens in SHPB tensile tests with different loading rates

得完整岩石在不同加载速率下的吸收能系数如表 1 所示。

不同加载气压下的完整试样试验表明(表 1): 试件的入射能及吸收能随加载气压的增大而增大; 试件的吸能系数呈现先增大再减小并趋于平稳的趋势。

表 1 不同冲击速度完整岩石入射能吸收能关系表^[20]Table 1 Relationship between incident and absorbed energies under different loading rates^[20]

加载气压/MPa	0.1	0.2	0.3	0.35	0.4	0.45
入射能/J	113	283	1401	1602	1794	1994
吸收能/J	9	101	405	477	527	587
η	0.08	0.36	0.28	0.30	0.29	0.29

分析完整试样宏观破坏裂纹及主破裂面的类型与应变率之间的关系。如图 5 所示, 完整试样随应变率的增加破坏模式并未改变, 仍为劈裂破坏。随着加载速率的增加, 试样与输入杆、输出杆接触部位的破裂程度也随之增加, 岩石试样在冲击荷载下破坏更加破碎。随着加载速率的增加, 圆盘试样仍满足中心开裂, 然而由于加载速率增大, 试样与杆件接触部位产生部分压裂破坏, 且破坏范围随加载速率的增大而增大。

随加载速率的增大, 观测到试验中试样破坏范围越大(图 6), 表明岩石破坏所需的耗散能量增大; 随着加载速率的不断升高, 入射能增大, 而透射能及反射能也随之增大, 以此确定的吸能系数并不一定随加载速率的增高而增大。

表 1 显示, 在加载气压为 0.3~0.45 MPa 范围时, 能量吸收率稳定在 0.28~0.3 之间。吸能系数呈现先增大后减小并在一定范围内保持基本恒定的趋势。



图 6 完整岩石破坏模式

Fig. 6 Failure modes of intact rock samples

笔者认为, 在极低加载速率下, 岩石试件不发生破坏, 此时试件吸能系数趋近于 0, 随着加载速率的增大, 岩石产生破坏, 吸能系数逐渐增大; 当入射能增大到一定程度后, 试件的吸收能增加比例小于透射能与反射能之和, 试件吸能系数逐渐减小; 吸能系数在一定加载速率范围内几乎保持恒定, 这是由于该加载速率范围内吸收能增加比例与入射能增加比例几乎相同。当加载速率进一步提高时, 温度等相关影响因素作用变大, 相关原理需要进一步探究。

3.2 节理岩样试验结果与分析

花岗岩结构致密, 试验过程中, 采用高速摄像仪进行了连续拍照记录, 记录了完整岩样及节理试样的破坏模式(图 7)。试验获得的各节理角度下岩样的破坏情况如图 8 所示。将高速摄影拍摄图片与图 8 中预制节理岩石的破坏模式对比发现: 尽管岩体受到冲击气压几乎相等, 但由于夹角 q 不一样, 其破坏的特征, 破坏的方式也不相同。

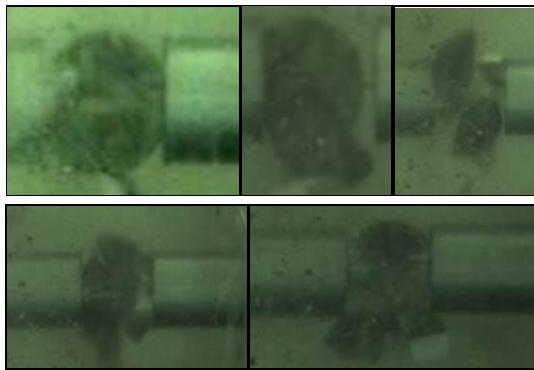


图 7 高速摄影下节理岩石破坏模式

Fig. 7 Failures mode of single jointed rock samples with high speed camera

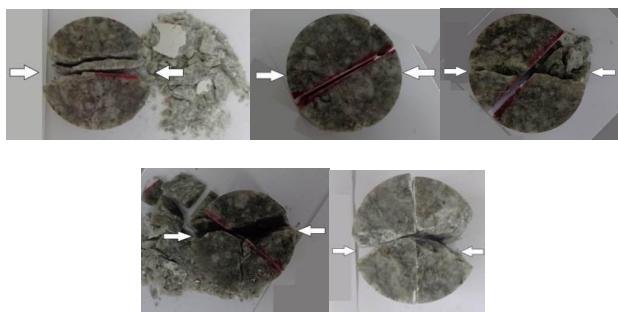


图 8 节理角度 0° ， 30° ， 45° ， 60° ， 90° 岩石破坏模式
Fig. 8 Failure modes of single jointed rock samples with different joint angles

节理岩石的破坏形式与夹角 q 有关 (图 7, 8)，节理角度为 0° 时，法向 (铅直向) 为拉应力，试件的破坏最有可能呈现沿节理法向拉裂，岩石试样的强度主要取决于节理的黏结强度，预制节理拉伸强度很

小，沿节理的法向拉裂破坏的吸收能较小。由图 8 可知，节理角度为 0° 时，试样同时产生平行于节理的劈裂破坏，使得试样的能量吸收率变大 (表 2)。在冲击破坏过程中，花岗岩材料特性也发挥了一定作用，岩样的力学特性由节理及花岗岩材料本身的特性共同决定。节理岩石在夹角为 45° ， 60° 时，节理岩石的力学特性由花岗岩本身材料特性及黏接面特性共同决定，表现为劈裂破坏与顺节理面剪切破坏相组合的模式；节理角度为 30° 时，节理面的破坏极其光滑，沿节理面错开，未产生劈裂破坏形态，节理岩石试样力学特性由石膏与岩石之间的连接剪切破坏决定，岩石表现为沿节理面的滑动破坏。节理角度为 90° 时，材料的力学特性仅由花岗岩材料本身的特性决定，破坏表现为劈裂破坏，与完整岩样破坏模式相似。

表 2 节理角度与能量关系表

Table 2 Relationship between joint angle and energy

节理角度/($^\circ$)	完整	0	30	45	60	90
入射能/J	283	299	289	282	295	294
吸收能/J	101	79	51	59	78	102
η	0.36	0.26	0.18	0.21	0.26	0.35

节理角度为 0° ， 90° 时，试样与杆件接触的部位产生了压裂破坏，破坏范围较大，满足中心起裂的巴西圆盘试验假设；岩石在夹角为 30° ， 45° ， 60° 时，试样与杆件接触的部位几乎未产生压裂破坏，不满足中心起裂的巴西圆盘试验假设。

根据式 (5) ~ (9) 及试验获得的应变时程曲线，计算获得各个节理角度下，岩石试样的 SHPB 冲击劈裂试验能量变化时程曲线如图 9 所示。

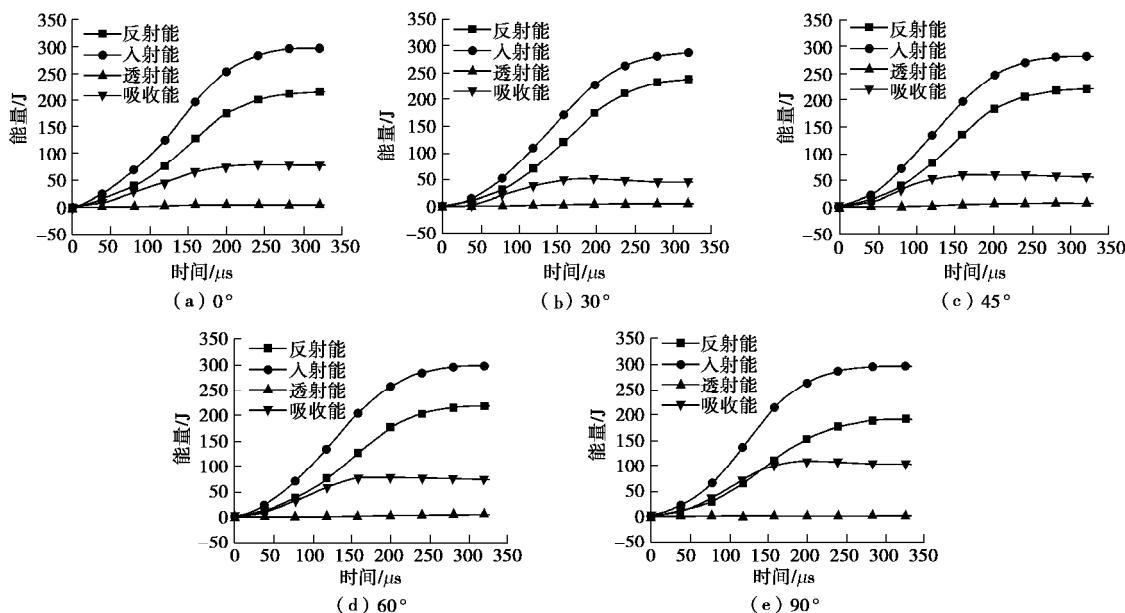


图 9 不同节理角度下能量时程曲线

Fig. 9 Energy-time curves of jointed specimens with different angles in SHPB tensile tests (striker bar of 400 mm)

在开始阶段, 入射能随时间逐渐升高, 能量随时间增长较慢, 到达一定时间 (75 μs) 后, 入射能急剧上升, 入射能达到一定量值后, 保持平稳; 反射能与入射能有相似的变化规律; 透射能在试验中随时间变化不大, 基本保持平稳。计算获得的吸收能, 从 0 时刻开始即平稳增长, 最终达到一定量值后保持恒定。

由式 (10) 计算得到的各节理角度下的吸收能系数如表 2 所示。

结合岩石试样的破坏形态分析, 表 2 说明: 岩石在节理角度为 0° 时能量吸收率较大, 但小于完整岩石的能量吸收率, 此时, 试样既产生节理处的拉裂破坏又产生非节理处的剪裂破坏, 由于节理强度较弱, 拉裂破坏产生的能量消耗较小, 沿节理的法向拉裂破坏的吸收能较完整试样能量吸收率较小; 在节理角度为 30° 时能量吸收率最小, 由于此时产生的是沿节理面的剪切滑移破坏, 节理强度较弱, 破坏产生的能量消耗较小, 此时试样能量吸收率最小; 在节理角度为 45° , 60° 时能量吸收率居中, 此时试样既产生沿节理的滑移破坏又产生部分剪裂破坏, 由于节理强度较小, 剪裂破坏不充分, 该节理角度下, 能量吸收率居中; 在节理角度为 90° 时能量吸收率最大, 此时岩石剪裂破坏, 与完整岩石试样破坏类型相似, 因此该节理角度下岩样的能量吸收率接近完整岩石的能量吸收率。能量吸收率随节理角度的变化曲线近似呈 U型(图 12)。

为研究波形中入射时间对能量吸收的影响。增加一组在输入能量相同情况下, 不同入射时间对能量吸收影响试验。

根据 SHPB 系统原理, 当子弹被空气炮加速后以一定的速度撞击入射杆后, 在子弹和入射杆的接触面上产生一维压缩应力波以相同的速度向两边传播。一维压缩应力波传播至子弹自由面时反射成为拉伸应力波, 当此拉伸应力波传播至子弹和入射杆的接触面时, 子弹与入射杆分离, 与此同时, 入射杆中即产生一个波长为 2 倍子弹长度的矩形压缩脉冲(入射波), 此压缩脉冲的大小与子弹的速度成正比, 当子弹的长度和撞击速度变化时, 入射杆中便会产生不同波长和大小的矩形压缩脉冲。为实现不同入射时间相同入射能量的输入条件, 可通过改变子弹长度实现入射时间的减小。

为实现不同入射时间相同入射能量的输入条件, 通过增大或减小子弹长度实现入射时间的增大或减小(图 10)。

补充试验中, 将子弹长度由 400 mm 变为 250 mm。

对完整岩石试验表明, 子弹长度 250 mm, 加载气压为 0.25 MPa 时, 输入能量约为 295 J。在此情况下研究不同入射时间下, 对能量吸收规律的影响(节理岩石试样在不同入射时间下破坏模式相同, 在此不作赘述)。

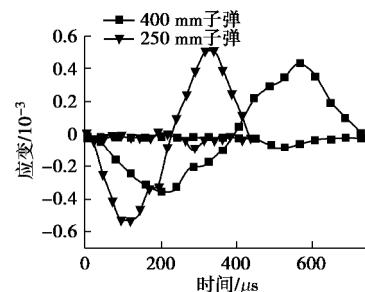


图 10 不同子弹长度动态冲击应变时程曲线示意图

Fig. 10 Strain waveforms of incident and transmitted bars with different lengths of striker bar

根据式 (5) ~ (9) 及试验获得的应变时程曲线, 子弹长度为 250 mm 时, 计算获得各个节理角度下, 岩石试样的 SHPB 冲击剪裂试验能量变化时程曲线如图 11 所示。

与子弹长度为 400 mm 相比, 能量时程变化曲线趋势相近。在开始阶段, 入射能随时间逐渐升高, 能量随时间增长较慢, 到达一定时间 (45 μs) 后, 入射能急剧上升, 入射能达到一定量值后, 保持平稳; 反射能与入射能有相似的变化规律; 透射能在试验中随时间变化不大, 基本保持平稳。计算获得的吸收能, 从 0 时刻开始平稳增长, 最终达到一定量值后同样保持恒定。

子弹长度为 250 mm 时, 计算获得各节理角度下的吸收能系数如表 3 所示。由表 3、图 12 可知, 冲击荷载作用下, 节理岩石的能量吸收率随节理角度变化而改变。能量吸收率随节理角度的变化曲线与子弹长度为 400 mm 时相似, 近似呈 U型。

表 3 子弹长度 250 mm 时节理角度及能量关系表

Table 3 Relationship between joint angle and energy (striker bar of 250 mm)

节理角度/($^\circ$)	完整	0	30	45	60	90
入射能/J	289	312	297	295	302	277
吸收能/J	91	78	51	54	72	80
η	0.31	0.25	0.16	0.18	0.24	0.29

由于加载时间变小, 岩石试样变形破坏的时间变短, 试样没有充分的时间产生破坏, 破坏程度相对变小, 试样吸收能相对较小。即当入射时间变小时, 试样的能量吸收率相对变小。

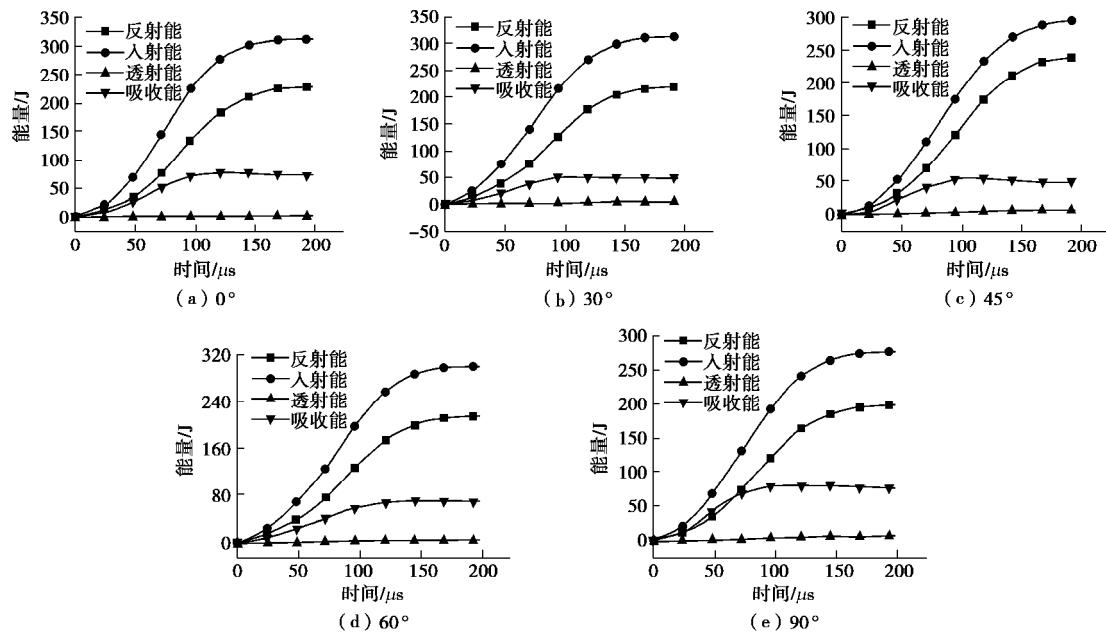


图 11 子弹长 250 mm 时不同节理角度下能量时程曲线

Fig. 11 Energy-time curves of jointed specimens with different angles in SHPB tensile tests (striker bar of 250 mm)

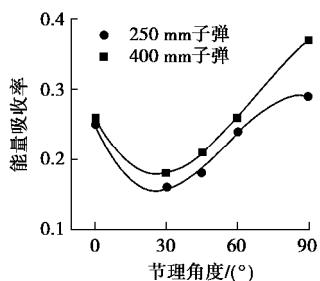


图 12 不同节理角度下能量吸收率变化曲线

Fig. 12 Energy absorption coefficients with different joint angles

4 结论与建议

通过对完整花岗岩试验及预制单节理花岗岩试样的 SHPB 冲击劈裂试验, 分析了节理岩样在高应变率冲击荷载作用下的破坏模式, 从能量角度出发, 通过分析完整岩石试样及单节理岩石试样的试验数据, 得到以下结论:

(1) 节理岩石在高应变率冲击荷载作用下, 节理面倾角的改变使预制单节理试样主要产生 3 种类型的破坏模式: ①穿越节理面的劈裂破坏 (0° , 90°); ②沿节理岩石层面的滑移破坏 (30°); ③劈裂与滑移破坏共同作用下的破坏 (45° , 60°)。预制节理岩石倾角对破坏模式的影响非常明显。

(2) 节理岩石在高应变率冲击荷载作用下, 当入射能基本相同入射时间相同的时, 节理岩石的吸收能随节理角度的增加 ($0^\circ \sim 90^\circ$) 而改变, 表现出单节理岩石的各向异性。单节理岩石的吸收能系数随节理角度的增加而呈 U 型变化。

(3) 节理岩石在高应变率冲击荷载作用下, 入射能基本相同的情况下, 入射时间较大时岩石试样吸收能较入射时间较小时节理岩石的吸收能大。随节理角度的增加 ($0^\circ \sim 90^\circ$), 不同入射时间下, 单节理岩石的吸收能系数随节理角度的增加仍呈 U 型变化。

值得指出的是, 由于本文使用的是预制充填单节理岩石试样研究节理倾角对岩石破坏模式及波形特性进行分析。未对不同节理类型岩体及自然条件下具有层状结构的岩体进行研究, 使得研究结果有一定的局限性。在后续试验及研究中需要进一步研究。

参考文献:

- [1] JAEGER J C. Shear failure of anisotropic rock[J]. Geological Magazine, 1960, 97(1): 65 - 72.
- [2] WOROTNICKI G. CSIRO triaxial stress measurement cell[C]// Rock Testing and Site Characterization. Oxford, 1993: 329 - 334.
- [3] TALESNICK M L, RINGEL M. Completing the hollow cylinder methodology for testing of transversely isotropic rocks: torsion testing[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(5): 627 - 639.
- [4] 李地元, 邱加冬, 李夕兵. 冲击载荷作用下层状砂岩动态拉压力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(10): 2091 - 2097. (LI Di-yuan, QIU Jia-dong, LI Xi-bing. Experimental study on dynamic tensile and compressive properties of bedding sandstone under impact loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015,

- 34(10): 2091 - 2097. (in Chinese))
- [5] 赵毅鑫, 肖汉, 黄亚琼. 霍普金森杆冲击加载煤样巴西圆盘剪裂试验研究[J]. 煤炭学报, 2014, 39(2): 286 - 291. (ZHAO Yi-xin, XIAO Han, HUANG Ya-qiong. Dynamic split tensile test of Brazilian disc of coal with split Hopkinson pressure bar loading[J]. Journal of China Coal Society. 2014, 39(2): 286 - 291. (in Chinese))
- [6] 刘红岩, 黄好诗, 李楷兵, 等. 预制节理岩体试件强度及破坏模式的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 34(5): 1368 - 1374. (LIU Hong-yan, HUANG Yu-shi, LI Kai-bing et al. Test study of strength and failure mode of pre-existing jointed rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 34(5): 1368 - 1374. (in Chinese))
- [7] 刘红岩, 王新生, 张力民, 等. 非贯通节理岩体单轴压缩动态损伤本构模型[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(3): 426 - 436. (LIU Hong-yan, WANG Xin-sheng, ZHANG Li-min et al. A dynamic damage constitutive model for rock mass with non-persistent joints under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(3): 426 - 436. (in Chinese))
- [8] 邓正定, 王桢, 刘红岩. 基于复合损伤的节理岩体动态本构模型研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(5): 1368 - 1374. (DENG Zheng-ding, WANG Zhen, LIU Hong-yan. Dynamic constitutive model of jointed rock mass based on the theory of composite damage[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(5): 1368 - 1374. (in Chinese))
- [9] LI J C, LI H B, ZHAO J. An improved equivalent viscoelastic medium method for wave propagation across layered rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, 73: 62 - 69.
- [10] ZHAO G F. Modeling stress wave propagation in rocks by distinct lattice spring model[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2014, 6(4): 348 - 355.
- [11] 饶宇, 赵根, 吴新霞, 等. 应力波入射黏弹性节理的传播特性研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(12): 2237 - 2245. (RAO Yu, ZHAO Gen, WU Xin-xia, et al. Propagation characteristics of stress waves across viscoelastic joints[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(12): 2237 - 2245. (in Chinese))
- [12] WU B B, WEI Y, XIA K W. An experimental study of dynamic tensile failure of rocks subjected to hydrostatic confinement[J]. Rock Mechanics Rock Engineering, 2016, 49(10): 3855 - 3864.
- [13] 宫凤强, 李夕兵, ZHAO J. 巴西圆盘剪裂试验中拉伸模量的解析算法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(5): 881 - 891. (GONG Feng-qiang, LI Xi-bing, ZHAO J. Analytical algorithm to estimate tensile modulus in brazilian disk splitting tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5): 881 - 891. (in Chinese))
- [14] 李夕兵. 岩石动力学基础与应用[M], 北京:科学出版社, 2014. (LI Xi-bing. Rock dynamics fundamentals and applications[M]. Beijing: Science Press, 2014. (in Chinese))
- [15] 刘婷婷, 李建春, 李海波, 等. 应力波通过非线性平行节理的能量分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(8): 1610 - 1617. (LIU Ting-ting, LI Jian-chun, LI Hai-bo, et al. Tao Jun-lin. Energy analysis of stress wave propagation across parallel nonlinear joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(8): 1610 - 1617. (in Chinese))
- [16] KOLSKY. An investigation of the mechanical properties of materials at very high rates of loading[J]. Proceedings of the Physical Society (Section B), 1949, 62(11): 676 - 700.
- [17] LUNBERG B. A split Hopkinson bar study of energy absorption in dynamic rock fragmentation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, 1976, 13(6): 187 - 197.
- [18] ZHANG Z X, KOU S Q, JIANG L G, et al. Effects of loading rate on rock fracture: fracture characteristics and energy partitioning[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, 37(5): 745 - 762.
- [19] 陶俊林. SHPB 试验技术若干问题研究[D]. 锦阳: 中国工程物理研究院, 2005. (TAO Jun-lin. An investigation on some issues of SHPB technique[D]. Mianyang: China Academy of Engineering Physics 2005. (in Chinese))
- [20] 谢和平, 彭瑞东, 鞠杨, 等. 岩石破坏的能量分析初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(15): 2603 - 2608. (XIE He-ping, PENG Rui-dong, JU Yang, et al. On energy analysis of rock failure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(15): 2603 - 2608. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707022

沉积相和深度对第四纪土动剪切模量和阻尼比的影响

陈国兴^{1, 2}, 卜屹凡^{1, 2}, 周正龙^{1, 2}, 张书菡^{1, 2}, 许汉刚^{3, 2}

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏 南京 210009;

3. 江苏省地震局, 江苏 南京 210014)

摘要: 依据苏州第四纪地层特点, 使用GCTS循环三轴试验仪对取自典型钻孔剖面100 m以浅的40个原状土样进行了剪应变 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 量级的动剪切模量和阻尼比试验, 研究了土的沉积环境、深度和土类对土体的规范化动剪切模量比 G/G_{\max} 和阻尼比 λ 的影响。当剪应变 $g < 10^{-4}$ 时, G/G_{\max} 折减很小, 土体处于非线性弹性状态。沉积相、土层深度和土类对苏州第四纪地层土的 G/G_{\max} , I 与 g 关系曲线的影响有明显差异。相同沉积相的同类土, 土层深度越深, G/G_{\max} 随 g 增长而衰退越慢, I 越小; 深度相近的同类土, 滨海相土比河泛相土具有更为明显的非线性, 而滨海相土的 I 略高于河泛相土。沉积相相同、深度相近时, 粉砂、粉质黏土、黏土的 G/G_{\max} 随 g 增长而衰退的速率依次减慢; 应变水平相同时, 粉砂的 I 最小, 粉质黏土的次之, 黏土的最大。

关键词: 第四纪地层; 动剪切模量比; 阻尼比; 沉积相; 土层深度; 土类

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4848(2017)07-1344-07

作者简介: 陈国兴(1963-), 男, 浙江新昌人, 博士, 教授, 主要从事土动力学与岩土地震工程研究。E-mail: gxc6307@163.com。

Influence of sedimentary facies and depth on normalized dynamic shear modulus and damping ratio of quaternary soils

CHEN Guo-xing^{1, 2}, BU Yi-fan^{1, 2}, ZHOU Zheng-long^{1, 2}, ZHANG Shu-han^{1, 2}, XU Han-gang^{3, 2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Civil Engineering and Earthquake Disaster Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China; 3. Earthquake Administration of Jiangsu Province, Nanjing 210014, China)

Abstract: To contribute to a better fundamental understanding of the deformation behavior for Suzhou quaternary sedimentary soils, using GCTS cylinder apparatus cyclic loading testing system, a total of 40 cyclic triaxial tests are performed on various kinds of undisturbed soils at depth less than 100 m corresponding to a wide strain range in the order of 10^{-5} to 10^{-2} . It is revealed that the variation characteristics of the normalized dynamic shear modulus (G/G_{\max}) and damping ratio (λ) with the increasing shear strain (γ) are strongly influenced by the sedimentary facies, depths and types of soils. The reduction of G/G_{\max} with the increasing values of γ when $\gamma < 10^{-4}$ is small, and the soils show nonlinear elasticity. Under the identical conditions, the test results demonstrate that the increasing depth shifts the values of G/G_{\max} and the relationship between λ and γ . Moreover, the sediments of flooded plain facies are more linear and have slightly smaller values of λ with the increasing values of γ than the sediments of littoral facies. Under the same sedimentary facies and similar depth, the reduction rates of G/G_{\max} with the increasing values of γ for silty sand, silty clay and clay have a descending order, and the values of λ under the same γ for silty sand, silty clay and clay increase successively.

Key words: quaternary sedimentary soil; normalized dynamic shear modulus; damping ratio; sedimentary facies; soil depth; soil type

0 引言

大量震害调查、统计资料表明, 人身伤亡和经济损失主要由建(构)筑物等工程结构的破坏、倒塌所引起的, 而工程结构的破坏、倒塌主要由强地震作用直接或所引起的低级破坏间接造成的。土质条件对震害影响很大, 例如1967年加拉加斯地震中, 该市土

层厚度自南至北由0变化到300 m, 室内房屋高度由平房变化到十四层或更高的楼房, 而倒塌最多的是建造在160~300 m土层上的房屋。又如在1985年墨西

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378258, 51438004); 国家科技重大专项(2013ZX06002001-9)

收稿日期: 2016-03-25

哥地震中, 墨西哥城尽管远离震中, 但市内高层建筑严重破坏, 全部倒塌的房屋达 400 多栋, 是远震时深厚软土层上高层建筑严重破坏的典型实例。

苏州位于下扬子断块内, 下扬子断块西北以淮阴—响水断裂、郯城—庐江断裂带为界, 与徐淮断块、鲁苏断褶带、秦岭—大别山断褶带相接, 东南以江山—绍兴断裂为界与华南断褶系相邻^[1-4]。

土的动剪切模量比和阻尼比是重大工程场地地震效应分析不可缺少的基础性资料, 也是土层地震反应分析结果是否合理、可信的前提条件。过去许多学者对不同地区土的动剪切模量比和阻尼比进行了试验研究^[5-10], 分析了土的类型、结构特性、围压、循环加载模式等因素对动剪切模量和阻尼比的影响; 但是对于同一钻孔的完整第四纪地层中沉积相的影响却很少有研究^[11]。陈国兴等曾使用共振柱或动三轴试验仪对苏南地区沉积土的动剪切模量比和阻尼比与动剪应变的关系进行了试验研究^[11-14], 但是由于试验仪器的限制, 常规的共振柱仪只能进行剪应变 $g = 5 \times 10^{-6} \sim 3 \times 10^{-4}$ 范围的试验, 常规的动三轴试验仪只能 $g = 1 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-2}$ 范围的试验, 两者只有很小的应变区间是重叠的, 其试验结果也很难衔接成一条拟合曲线, 因此很难对剪切模量、阻尼比进行宽应变范围的研究。近期, 南京工业大学引进美国 GCTS 循环试验仪, 该仪器使用先进传感器, 可对 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 量级的应变范围进行高精度控制, 为宽应变范围的剪切模量和阻尼比试验研究创造了条件。本文对苏州典型钻孔第四纪地层土的深度、沉积相及土类对动剪切模量比和阻尼比的影响进行了详细的试验研究, 期望为重大工程场地地震效应分析提供可信的基础性资料。

1 试验仪器, 土样与方法

1.1 试验仪器

采用的试验设备为 GCTS 公司研制的 HCA-300 循环加载试验仪, 如图 1 所示。HCA-300 的围压和反压可达 3 MPa, 最大轴向动态负荷 5 kN, 最大加载频率 20 Hz, 孔压传感器量程为 ± 3 MPa, 轴向位移传感器量程为 ± 7 mm, HCA-300 可实现应力/应变控制的轴向动态加载, 在试样底部施加反压, 试样顶部测量孔压和轴向位移。轴向力, 轴向位移和压力测试精度小于 0.25%FS (满量程)。

1.2 苏州第四纪地层与试验试样

苏州东部第四纪松散沉积物厚达 200 余米, 因受多次海侵影响, 为一套层序清楚的黏性土与砂层相互叠置的沉积物, 其岩性和物理力学性质等受沉积动力、海面变化及古气候、古环境等因素的影响, 各沉积层的三维空间分布非常复杂。通过对苏州穿越第四系的

钻孔进行详细的地层编录, 在同位素测年和磁性地层剖面基础上, 综合考虑岩石地层的划分, 并与邻区第四纪地层对比, 对苏州地区第四纪地层进行初步划分, 以期为活动断层评价提供地层年代学信息。



图 1 HCA-300 循环加载试验仪

Fig. 1 GCTS hollow cylinder apparatus cyclic loading testing system

采用 C14 测年、细颗粒石英 OSL 测年和石英颗粒 ESR 测年对第四纪沉积物样品的绝对年龄进行了测定; 同时, 进行了古地磁和磁化率的测试。图 2 为典型钻孔地质特征柱状图。试验所用试样为原状样, 该钻孔 178 m 以浅的土层均为第四纪沉积土层, 属第四纪湖沼相、河口—海湾相、滨海相、河口三角洲相、

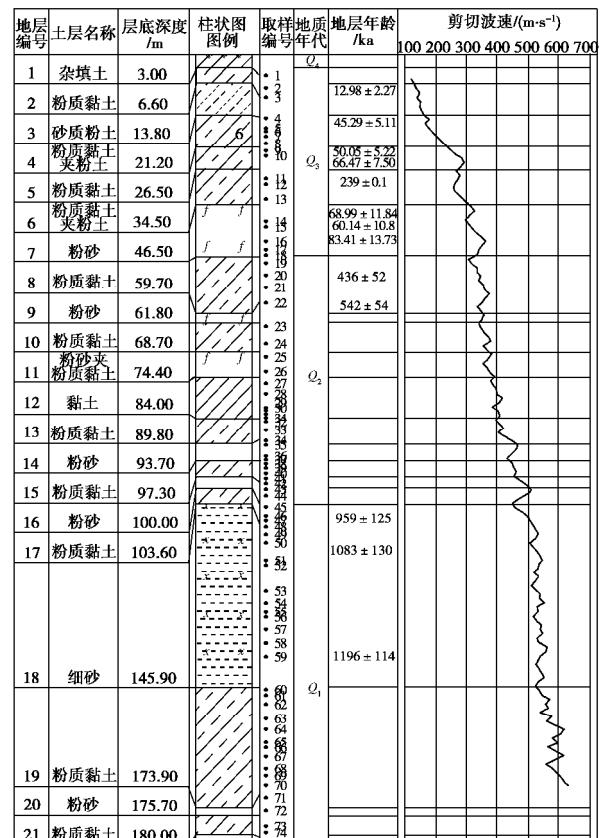


图 2 苏州研究区工程钻孔柱状图

Fig. 2 Drilling histogram of Suzhou area

表 1 土的分类与土样物理参数
Table 1 Soil classification and physical and mechanical properties of specimens

土样 编号	沉积环境	土类	取样深度 /m	试验围压 s'_{3c} /kPa	含水率 w/%	密度 $\rho/(g\cdot cm^{-3})$	比重 G	孔隙比 e	塑性指数 I_p
1A1sc			3.0~4.7	13	24.8	1.95	2.73	0.75	16.8
2A2sc			4.7~6.1	31	25.1	1.96	2.73	0.74	16.9
3B1ss	河口— 海湾相	砂质粉土	10.0~12.0	41	29.1	1.92	2.70	0.82	9.7
4C1sc			13.8~15.0	80	31.4	1.89	2.72	0.89	13.3
5C2sc			16.0~18.0	100	25.3	1.95	2.71	0.83	12.1
6C3scs	滨海相	粉质黏土	18.3~19.0	120	24.7	2.01	2.72	0.69	11.6
7C4scs		夹粉土	20.0~21.2	127	28.3	1.93	2.71	0.74	11.5
8A3sc			21.2~22.0	141	24.6	1.96	2.73	0.74	14.7
9A4sc			24.0~25.0	147	23.0	1.99	2.73	0.69	14.1
10A5scs	河泛相		26.5~28.1	167	30.4	1.87	2.73	0.90	14.7
11A6scs		粉质黏土	30.0~31.0	187	28.9	1.89	2.73	0.86	16.2
12A7scs		夹粉土	34.0~34.5	207	32.1	1.89	2.73	0.91	16.4
13B2s			34.5~36.0	230	29.5	1.89	2.69	0.84	
14B3s			38.2~39.1	240	36.0	1.84	2.73	1.02	
15B4s		粉砂	42.0~43.0	261	32.3	1.82	2.73	0.92	
16B5s			43.4~45.0	287	29.8	1.87	2.69	0.87	
17B6s	河口— 海湾相		46.0~46.5	300	30.4	1.87	2.69	0.97	
18B7sc			46.5~48.0	310	36.0	1.85	2.72	1.00	13.4
19B8sc			54.0~55.0	320	32.5	1.88	2.73	0.92	14.3
20B9sc			58.0~59.7	367	36.7	1.81	2.74	1.07	17.7
21B10s		粉砂	59.7~61.0	331	29.7	1.82	2.72	0.84	
22D1sc			61.8~63.0	407	27.7	1.97	2.73	0.77	14.3
23D2sc			66.0~67.0	420	25.9	1.96	2.72	0.75	12.3
24D3scs	冲积相		68.7~70.2	447	29.8	1.92	2.72	0.84	11.7
25D4scs			73.0~74.4	468	22.9	2.02	2.69	0.64	11.2
26C5c			74.4~76.0	496	28.3	1.94	2.73	0.81	16.5
27C6c			76.0~78.0	507	28.9	1.95	2.74	0.95	18.3
28C7c		黏土	78.0~79.5	520	32.9	1.81	2.73	1.00	16.5
29C8c	滨海相		79.5~81.0	530	35.9	1.84	2.75	1.03	20.2
30C9c			82.0~84.0	540	28.3	2.03	2.75	0.71	19.3
31C10sc			84.0~85.0	560	22.7	2.01	2.73	0.67	15.2
32C11sc			87.5~88.1	567	20.2	2.05	2.72	0.59	13.0
33E1s			89.8~91.0	587	20.5	2.01	2.69	0.61	
34E2s		粉砂	91.0~93.0	607	21.3	2.00	2.69	0.87	
35E3s			93.0~93.7	620	19.5	1.98	2.70	0.93	
36E4sc			93.7~94.2	625	21.1	2.02	2.72	0.63	11.5
37E5sc			94.2~95.0	628	19.3	2.03	2.73	0.60	16.9
38E6sc	河床相		95.0~96.3	633	20.5	2.03	2.72	0.61	12.8
39E7sc			96.3~97.3	642	20.1	2.01	2.73	0.63	11.2
40E8s			97.3~99.0	649	21.2	1.90	2.68	0.75	
41E9s		粉砂	99.0~99.4	660	26.3	1.95	2.69	0.74	
42E10s			99.4~100.0	663	25.5	1.98	2.68	0.80	

湖相、河床相、冲积相松散沉积物, 主要由黏性土、粉性土及砂土组成。对该钻孔 100 m 以浅的 42 个土样进行土体分类, 并测定试样的含水率 w 、密度 ρ 、

孔隙比 e 和塑性指数 I_p , 试样各物理属性指标如表 1 所示。

1.3 试验方法

将原状土样制备成高度为 100 mm, 直径为 50 mm 的实心圆柱样, 对试样进行等压排水固结, 根据试样所取深度, 对试样施加与之对应的有效初始固结围压 s'_{3c} , 待固结完成后, 对试样进行分级轴向循环加载, 采用应变控制, 加载波形为正弦波, 频率为 1 Hz, 每级施加 5 周循环荷载^[15-16], 待超孔隙水压力 Δu 消散后进行下一级加载, 直至试样破坏停止试验。

2 试验结果与分析

2.1 动剪切模量比与阻尼比曲线

动剪切模量比、阻尼比与剪应变关系曲线是描述强地震动作用下土动力特性的两个关键参数。计算动剪切模量、阻尼比和剪应变的方法详见文献[9, 15], 本文不再赘述。文献[11~13]表明, 采用式(1)、(2)能较好地拟合江苏地区新近沉积土的动剪切模量比 G/G_{\max} 和阻尼比 λ 与剪应变幅值 g 之间的关系:

$$G/G_{\max} = 1 - \left[\frac{(g/g_0)^{2B}}{1 + (g/g_0)^{2B}} \right]^A, \quad (1)$$

$$I = I_{\min} + I_0(1 - G/G_{\max})^{\beta}, \quad (2)$$

式中, G_{\max} 为土体动应变幅值 g 趋于 0 时对应的剪切模量值, A , B , g_0 为与土性有关的拟合参数; I_{\min} 为反映土固有属性的小应变阻尼比, I_0 , β 为阻尼比曲线的形状系数, 与土性质有关的拟合参数。

2.2 土层深度对动剪切模量比、阻尼比的影响

依据表 1 中各土样的深度和沉积环境, 选取河泛相和滨海相粉质黏土、河口—海湾相和河床相粉砂进行循环三轴试验, 试验给出的 G/G_{\max} , I 与 g 的关系曲线如图 3 所示。可以看出, G/G_{\max} 随 g 的增大而减小, 当 $g < 1 \times 10^{-4}$ 时, G/G_{\max} 随 g 增长而衰减较为平缓; 当 $g > 1 \times 10^{-4}$ 时, G/G_{\max} 随 g 增长而快速衰减。 I 随 g 的增大而增大, 在 $g > 2 \times 10^{-4}$ 时 I 随 g 的增大而快速增大。

比较沉积相相同、深度不同的同类土试验结果可知, 深度对 G/G_{\max} 和 I 的影响较为明显, 土层深度增大, G/G_{\max} 曲线向上移动, I 曲线向下移动, 即土层越深, 土的动力非线性特性越弱、阻尼比越小。

2.3 沉积相对土体动剪切模量比、阻尼比曲线的影响

土层深度相近的河泛相和滨海相粉质黏土、粉质黏土夹粉砂的 G/G_{\max} 和 I 与 g 关系的比较, 如图 4 所示。沉积相对土的 G/G_{\max} 和 I 的影响较为明显, 土层深度相近时, 滨海相土的 G/G_{\max} 低于河泛相土的 G/G_{\max} , 其 I 则略高于河泛相土的 I 。从表 1 中可知, 滨海相与河泛相的物理性能基本相同, 而滨海相土的塑性指数 I_P 稍小于河泛相土的 I_P 。陈国兴等^[19]关于 $G/G_{\max} - g$ 和 $I - g$ 曲线特性的总结表明, 随着 I_P 的

增大, G/G_{\max} 曲线随 g 增长的折减变缓, I 曲线随 g 增长的增长变陡, 即土体更具有线性特性, 其耗能特性降低。因此, 可推测河泛相和滨海相土的 G/G_{\max} 和 I 曲线随 g 增长的差异, 主要是由于不同沉积相土的塑性指数不同而产生的影响。

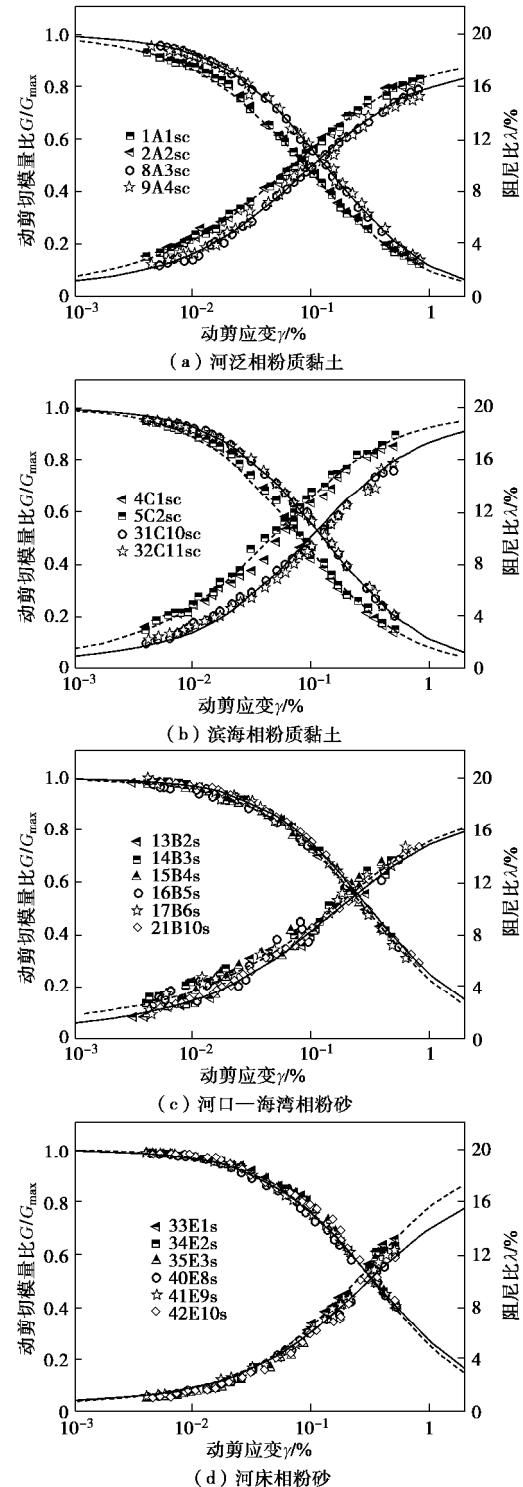


图 3 土层深度对相同沉积相土的 $G/G_{\max} - g$ 和 $I - g$ 关系曲线的影响

Fig. 3 Influences of soil depth on $G/G_{\max} - g$ and $I - g$ curves under same sedimentary facies

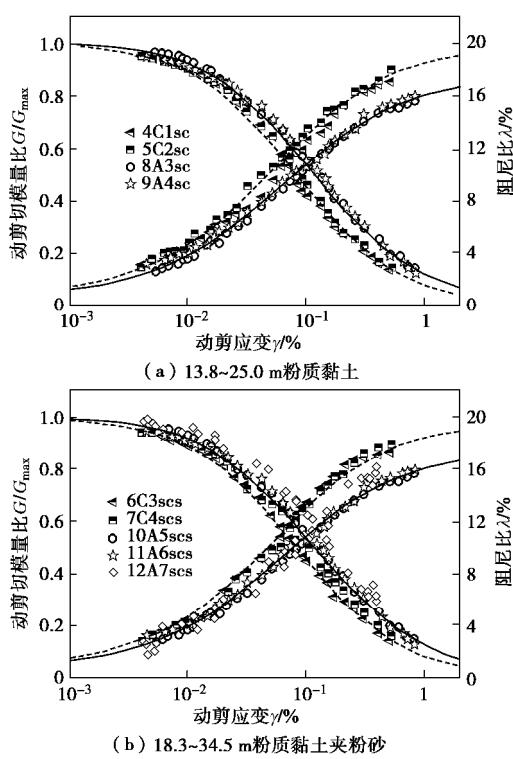
图4 不同沉积相土的 G/G_{\max} - g 和 I - g 关系曲线

Fig. 4 Influences of site soil sedimentary facies on G/G_{\max} - g and I - g curves

2.4 土类对动剪切模量比、阻尼比曲线的影响

深度基本相同的河口—海湾相粉砂和粉质黏土、滨海相粉质黏土和黏土, 以及河床相的粉砂和粉质黏土的 G/G_{\max} 和 I 与 g 关系的比较, 如图 5 所示。沉积相相同、土层深度基本相同时, 粉砂的 G/G_{\max} 较粉质黏土的大, 前者随剪应变增长的曲线更为平缓, 且粉砂的 I 较粉质黏土的小, 粉砂比粉质黏土表现出为更显著的线性特性; 类似地, 粉质黏土的 G/G_{\max} 较黏土的稍大, 前者随剪应变增长的曲线稍微平缓, 且粉质黏土的 λ 较黏土的小, 粉质黏土比黏土表现出为更显著的线性特性。由此可以推测, 土的黏性矿物含量越高, 其 G/G_{\max} 随应变增长而折减的速率越大, I 也越大, 表现出更明显的非线性和耗能特性。

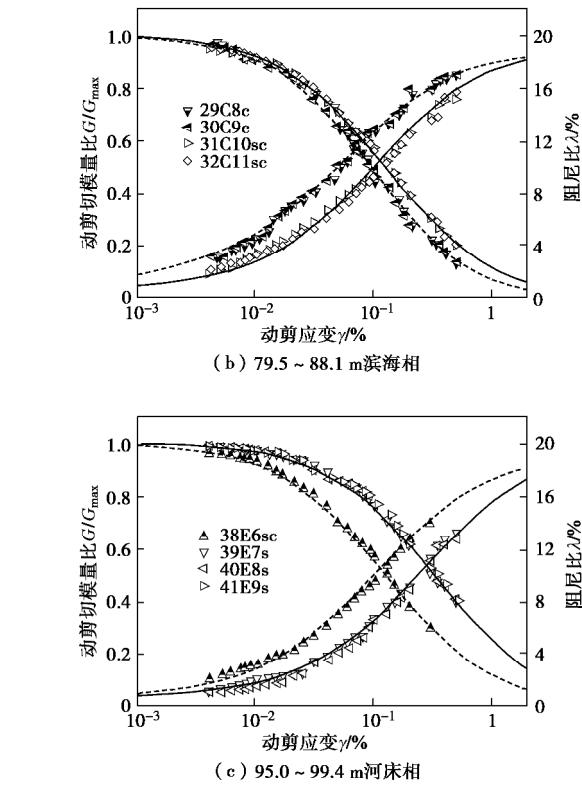
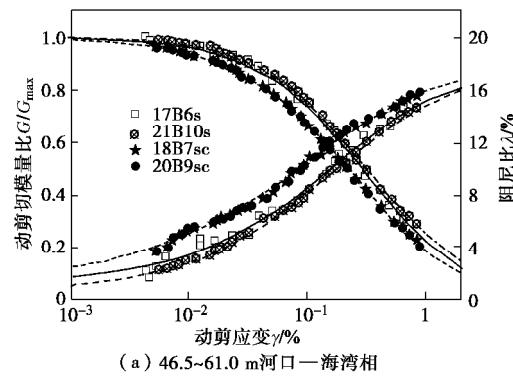
图5 相同沉积环境下土的类型对 G/G_{\max} - g 和 I - g 关系曲线的影响

Fig. 5 Influences of soil types on G/G_{\max} - g and I - g curves under same sedimentary facies

2.5 苏州场地土的动模量阻尼比推荐值

综上, 对苏州第四纪沉积土而言, 沉积相、土层深度与土的类型对苏州第四纪各类土动剪切模量比和阻尼比与剪应变的关系曲线具有显著的影响。考虑工程应用的方便性, 对相同沉积相、同一层土多个土样的 G/G_{\max} - g 和 I - g 关系曲线的试验结果, 取其均值作为其代表值。表 2 给出了苏州第四纪地层 100 m 以浅的不同沉积相、不同深度各类土的 G/G_{\max} - g 和 I - g 关系的代表值。

3 结 论

试验研究了苏州第四纪地层土动剪切模量比和阻尼比随剪应变增长的变化特性, 主要结论如下:

(1) 动剪切模量比 G/G_{\max} 随剪应变 g 的增大而减小, 当 $g < 1 \times 10^{-4}$ 时, G/G_{\max} 折减幅度不大, 曲线较为平缓, 土体处于非线性弹性状态; 而当 $g > 1 \times 10^{-4}$ 时, G/G_{\max} 折减幅度加快, 曲线衰减变陡。阻尼比 λ 随着剪应变 g 的增大而增大, 当剪应变 $g < 1 \times 10^{-4}$ 时, I 较小且增长较为缓慢; 当 $g > 1 \times 10^{-4}$ 时, I 随 g 增大而增长的速率较快, $g = 1\%$ 时, 各类土的 I 值约为 15%~19%。

(2) 土层深度对苏州土层的 G/G_{\max} 和阻尼比 I

表2 苏州第四纪地层土的 G/G_{\max} - g 和 I - g 曲线代表值
Table 2 Typical values of G/G_{\max} - g and I - g curves for Suzhou quaternary sedimentary soils

土层深度 /m	沉积 环境	土类	参数	动剪应变幅值 g /%						
				0.001	0.005	0.01	0.05	0.1	0.5	1
3.0~6.6	河泛相	粉质黏土	G/G_{\max}	0.9774	0.9212	0.8679	0.6221	0.4695	0.1660	0.0936
			I /%	1.50	3.01	4.21	8.83	11.32	15.87	16.90
6.6~13.8	河口—海湾相	砂质粉土	G/G_{\max}	0.993	0.958	0.913	0.637	0.282	0.128	0.066
			I /%	1.474	3.292	4.833	10.759	16.036	17.975	18.728
13.8~18.0	滨海相	粉质黏土	G/G_{\max}	0.9874	0.9410	0.8890	0.6180	0.4477	0.1398	0.0752
			I /%	1.46	3.19	4.64	10.23	13.07	17.61	18.49
18.0~21.2		粉质黏土 夹粉土	G/G_{\max}	0.991	0.948	0.896	0.616	0.446	0.145	0.081
			I /%	1.056	2.531	3.915	9.556	12.424	16.996	17.919
21.2~26.5	河泛相	粉质黏土	G/G_{\max}	0.9921	0.9621	0.9274	0.7209	0.5643	0.2063	0.1151
			I /%	1.12	2.22	3.19	7.37	9.89	14.84	15.98
26.5~34.5		粉质黏土 夹粉土	G/G_{\max}	0.99306	0.96062	0.92063	0.68942	0.53009	0.19957	0.11679
			I /%	1.24	2.63	3.82	8.44	10.86	15.12	16.08
34.5~46.5		粉砂	G/G_{\max}	0.9951	0.9787	0.9602	0.8419	0.7330	0.3615	0.2204
			I /%	1.75	2.76	3.53	6.62	8.62	13.63	15.18
46.5~59.7	河口—海湾相	粉质黏土	G/G_{\max}	0.9889	0.9615	0.9345	0.7881	0.6687	0.3070	0.1818
			I /%	2.51	4.11	5.14	8.61	10.53	14.78	15.99
59.7~61.8		粉砂	G/G_{\max}	0.9974	0.9855	0.9701	0.8579	0.7496	0.3841	0.2447
			I /%	1.14	2.08	2.85	6.11	8.21	13.32	14.90
61.8~68.7	冲击相	粉质黏土	G/G_{\max}	0.9970	0.9829	0.9645	0.8342	0.7148	0.3484	0.2195
			I /%	0.65	1.02	1.44	4.01	6.13	12.09	14.08
68.7~74.4		粉砂夹粉 质黏土	G/G_{\max}	0.9982	0.9884	0.9747	0.8639	0.7507	0.3659	0.2253
			I /%	0.67	0.94	1.28	3.57	5.67	12.12	14.34
74.4~84	滨海相	黏土	G/G_{\max}	0.9895	0.9528	0.9112	0.6660	0.4858	0.1323	0.0637
			I /%	1.75	3.47	4.80	9.92	12.68	17.15	17.92
84~89.8		粉质黏土	G/G_{\max}	0.9917	0.9605	0.9244	0.7120	0.5535	0.1992	0.1107
			I /%	0.91	1.80	2.69	7.07	9.97	15.91	17.32
89.8~93.7		粉砂	G/G_{\max}	0.9968	0.9842	0.9691	0.8642	0.7617	0.3914	0.2435
			I /%	0.75	1.21	1.67	4.26	6.42	13.17	15.63
93.7~97.3	河床相	粉质黏土	G/G_{\max}	0.9966	0.9843	0.9698	0.8707	0.7722	0.3982	0.2436
			I /%	0.68	0.99	1.31	3.24	4.98	11.02	13.37
97.3~100.0		粉砂	G/G_{\max}	0.9956	0.9806	0.9636	0.8552	0.7555	0.4064	0.2633
			I /%	0.78	1.26	1.72	4.11	6.00	11.80	13.97

有明显影响。对相同沉积相的同类土, 土层深度越深, G/G_{\max} 越大, 阻尼比 I 越小, 土体呈现出更为线性的特性。

(3) 沉积相对苏州土层的 G/G_{\max} 和 I 有明显影响。对于深度基本相同的同类土, 滨海相土的 G/G_{\max} 略低于河泛相土的 G/G_{\max} , 而滨海相土的 I 略高于河泛相土的 I 。推测沉积相对土的 G/G_{\max} 和 I 的影响主要是由于不同沉积相土的塑性指数不同而产生的。

(4) 土类对苏州土层的 G/G_{\max} 和 I 有明显影响。沉积相相同、土层深度基本相同时, 粉砂的 G/G_{\max} 最大, 粉质黏土的次之, 黏土的最小; 阻尼比则与此相反。也即, 随剪应变的增长, 粉砂、粉质黏土、黏土表现出的非线性特性依次增强。

(5) 为工程应用方便, 给出了苏州第四纪地层 100 m 以浅各类土动剪切模量比和阻尼比的代表值。

参考文献:

[1] 彭艳菊, 孟小红, 吕悦军, 等. 我国近海地震活动特征及其与地球物理场的关系[J]. 地球物理学进展, 2008, 23(5):

1377~1388. (PENG Yan-ju, MENG Xiao-hong, LIU Yue-jun, et al. The seismicity of China offshore seas and its relationship with geophysical fields[J]. Progress in Geophysics, 2008, 23(5): 1377~1388. (in Chinese))

[2] 李善邦. 中国地震目录[M]. 北京: 科学出版社, 1960. (LI Shan-bang. Catalog of earthquake in China[M]. Beijing: Science Press, 1960. (in Chinese))

[3] 中央地震工作小组办公室. 中国地震目录[M]. 北京: 地震出版社, 1971. (Earthquake Working Group Office, Central Government of the People's Republic of China. Catalog of earthquake in China[M]. Beijing: Seismological Press, 1971. (in Chinese))

[4] 高维明, 郑朗荪, 李家灵, 等. 1668 年郯城 8.5 级地震的震构造[J]. 中国地质, 1998, 4(3): 9~15. (GAO Wei-ming, ZHENG Lang-sun, LI Jia-ling, et al. Seismogenic structure of the 1668 Tancheng Ms8.5 earthquake[J]. Seismology and Geology, 1998, 4(3): 9~15. (in Chinese))

[5] 王权民, 李刚, 陈正汉, 等. 厦门砂土的动力特性研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(10): 1628~1632. (WANG Quan-min, LI

- Gang, CHEN Zheng-han, et al. Research on dynamic characteristics of sands in Xiamen city[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, **26**(10): 1628 - 1632.
- [6] 吕悦军, 唐荣余, 沙海军. 渤海海底土类动剪切模量比和阻尼比试验研究[J]. *防灾减灾工程学报*, 2003, **23**(2): 35 - 42. (LÜ Yue-jun, TANG Rong-yu, SHA Hai-jun. Experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of the soils of bohaisseafloor[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2003, **23**(2): 35 - 42. (in Chinese))
- [7] 王志杰, 骆亚生, 王瑞瑞, 等. 不同地区原状黄土动剪切模量与阻尼比试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2010, **32**(9): 1464 - 1469. (WANG Zhi-jie, LUO Ya-sheng, WANG Rui-rui, et al. Experimental study on dynamic shear modulus and damping ratio of undisturbed loess in different regions[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(9): 1464 - 1469. (in Chinese))
- [8] 尚守平, 卢华喜, 任慧, 等. 粉质黏土动剪切模量的试验对比研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(3): 410 - 414. (SHANG Shou-ping, LU Hua-xi, REN Hui, et al. Comparative study on dynamic shear modulus of silty clay[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(3): 410 - 414. (in Chinese))
- [9] 孙田, 陈国兴, 周恩全, 等. 深层海床粉质黏土动剪切模量和阻尼比试验研究[J]. *土木工程学报*, 2012, **25**(增刊 1): 9 - 14. (SUN Tian, CHEN Guo-xing, ZHOU En-quan, et al. Experimental research in the dynamic shear modulus and the damping ratio of deep-seabed marine silty clay[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, **25**(S1): 9 - 14. (in Chinese))
- [10] 袁晓铭, 孙锐, 孙静, 等. 常规土类动剪切模量比和阻尼比试验研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2000, **20**(4): 133 - 139. (YUAN Xiao-ming, SUN Rui, SUN Jing, et al. Laboratory experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping of soils[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2000, **20**(4): 133 - 199. (in Chinese))
- [11] 战吉艳, 陈国兴, 杨伟林, 等. 苏州第四纪沉积土动剪切模量比和阻尼比试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(3): 559 - 566. (ZHAN Ji-yan, CHEN Guo-xing, YANG Wei-lin, et al. Experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of Suzhou quaternary sedimentary soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(3): 559 - 566. (in Chinese))
- [12] 王炳辉, 陈国兴, 胡庆兴. 南京细砂动剪切模量和阻尼比的试验研究[J]. *世界地震工程*, 2010, **26**(3): 7 - 15. (WANG Bing-hui, CHEN Guo-xing, HU Qing-xing. Experiment of dynamic shear modulus and damping of Nanjing fine sand[J]. *World Earthquake Engineering*, 2010, **26**(3): 7 - 15. (in Chinese))
- [13] 陈国兴, 刘雪珠, 朱定华, 等. 南京新近沉积土动剪切模量比与阻尼比的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(8): 1023 - 1027. (CHEN Guo-xing, LIU Xue-zhu, ZHU Ding-hua, et al. Experimental studies on dynamic soils in Nanjing[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(8): 1023 - 1027. (in Chinese))
- [14] CHEN Guo-xing, CHEN Ji-hua, LIU Xue-zhu, et al. Experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of recently deposited soils in the lower reaches of the Yangtze River[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2005, **25**(1): 49 - 57.
- [15] CHEN Guo-xing, ZHOU Zheng-long, PAN Hua, et al. The influence of undrained cyclic loading patterns and consolidation states on the deformation features of saturated fine sand over a wide strain range[J]. *Engineering Geology*, 2016, **204**: 77 - 93.
- [16] Japanese Geotechnical Society. Method for cyclic triaxial test for deformation properties of geomaterials (JSF: T 542—1994), Tsuchito-Kiso Jpn Geotech Soc, 1994, **42**(7): 98 - 108 (in Japanese))
- [17] KONDNER R L. Hyperbolic stress strain response: cohesive soils[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE*, 1963, **89**(1): 115 - 143.
- [18] KONDNER R L, ZELASKO J S. A hyperbolic stress-strain formulation of sands[C]// *Proceedings of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazilian Association of Soil Mechanics. Silo Paulo, 1963: 289 - 324.
- [19] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土的动模量和阻尼比的经验估计[J]. *地震工程与工程振动*, 1995(1): 73 - 84. (CHEN Guo-xing, XIE Jun-fei, ZHANG Ke-xu. The empirical evaluation of soil modulus and damping ratio for dynamic analysis[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1995(1): 73 - 84. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201707023

基于单轴剪切破坏的岩石 M-C 准则参数反演分析

杨仁树^{1, 2}, 陈 骏^{*1}, 方士正¹, 侯丽冬^{1, 3}, 陈帅志¹

(1. 中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083; 2. 中国矿业大学(北京)深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 北京 100083; 3. 青岛龙昊置业有限公司, 山东 青岛 266000)

摘要: 基于岩石单轴压缩试验中出现的不同剪切破坏形式, 应用极限分析法推导出岩石单轴抗压强度与黏聚力及内摩擦角的关系式。结合矿区岩石单轴、三轴试验结果, 验证以岩石 M-C 准则参数计算单轴抗压强度关系式的正确性, 据此关系式获得的结果与试验结果差值在 6%~10% 之间。采用实例进行岩石黏聚力和内摩擦角的反演分析, 以岩石实际单轴剪切破坏形式和试验结果为依据, 两两结合联立计算得到岩石的黏聚力和内摩擦角。实例表明: 基于单轴剪切破坏形式和单轴抗压强度值计算岩石黏聚力和内摩擦角的方法准确, 具有实用价值, 该关系式也揭示了岩石试样破坏类型与岩石力学参数间的内在关系。

关键词: 岩石力学; 单轴抗压强度; 黏聚力; 内摩擦角; 剪切破坏

中图分类号: TU45 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)07-1351-06

作者简介: 杨仁树(1963-), 男, 安徽和县人, 教授, 博士, 主要从事爆炸动力学、矿井建设等方面的教学和科研工作。E-mail: yrs@cumtb.edu.cn。

Inversion analysis of M-C criterion parameters of rock based on uniaxial shearing failure

YANG Ren-shu^{1, 2}, CHEN Jun¹, FANG Shi-zheng¹, HOU Li-dong^{1, 3}, CHEN Shuai-zhi¹

(1. School of Mechanics and Architecture Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China; 2. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China;
3. Qingdao LongHao Properties Limited, Qingdao 266000, China)

Abstract: Based on different shear failure modes in rock uniaxial compression tests, the relationship among the uniaxial compressive strength, cohesion and internal friction angle is deduced by using the limit analysis method. According to the uniaxial and triaxial test results of rock, the correctness of the formula for calculating the uniaxial compressive strength based on the M-C criterion parameters is verified. The difference between the results obtained from the formula and the experimental ones is between 6% and 10%. The cohesive force and internal friction angle of rock are calculated by combining the actual uniaxial shear failure modes of rock and the test results. The results show that the proposed method for calculating the cohesion and internal friction angle based on the mode of uniaxial shear failure and the value of uniaxial compressive strength is accurate and practical. The formula also reveals the internal relationship between failure modes of rock and parameters of rock mechanics.

Key words: rock mechanics; uniaxial compressive strength; cohesion; internal friction angle; shear failure

0 引言

Mohr-Coulomb 强度理论在岩石力学中获得了最广泛的应用。M-C 准则可简单描述为: 如果岩石内部某个面上的正应力和剪应力分别为 s 和 t , 且满足:

$$t = C + ms = c + \tan j \cdot s \quad (1)$$

则该面将发生破裂。式中 c 和 j 分别代表岩石的黏聚力和内摩擦角, 其值可以通过不同围压下岩石试样的强度值拟合得到, 同时 Coulomb 准则给出了岩石破裂角 q 的计算式 $q = \pi/4 + j/2$ 。岩石强度试验中试样多为

剪切破坏形式, 强度与围压大致成线性关系, 且 M-C 准则形式简单应用方便, 因而岩石剪切参数黏聚力 c 和内摩擦角 j 在力学分析中起了重要作用^[1-2]。

受岩石材料复杂微结构的影响, 岩石力学试验结

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51134025); 国家重点研发计划项目(2016YFC0600903); 高等学校学科创新引智计划“111 计划”(B14006)

收稿日期: 2016-10-06

*通讯作者 (E-mail: gj0354@126.com)

果的离散性往往很大。目前获得岩石黏聚力 c 和内摩擦角 j 的方法主要是岩石试样的室内三轴试验。使用该方法应该注意的是 M-C 准则属于剪切破坏理论, 求解 c , j 时应当先检查试验后的样品破坏形式是否为剪破坏。试样在外荷载作用下的变形、破坏过程的离散性通常导致需要多组试验结果进行统计分析, 得到满足工程要求的参数会花费一定的精力和经费。但是基于剪切破坏形式的 M-C 准则已经解答了完整岩石何时破坏, 如何破坏的问题。通过筛选岩石试样的破坏结果, 研究破坏现象与更多参数间的关联性, 由已获得参数计算更多参数不失为一种简单高效的办法^[3-4]。

1 岩石单轴压缩破坏形式分析

岩石试样的破坏形式是岩石破坏机理最直观的表现和重要特征。完整岩石的静态单轴压缩强度是指导工程岩体稳定分析和工程设计的最基本力学参数。大量的室内岩石试样单轴压缩试验出现的破坏类型, 经过归一类比, 可以大致分为 5 个类型^[5]: A 类是以张为主的脆性弹射破坏; B 类是脆性张剪破坏; C 类是楔劈式脆性破坏; D 类是以张为主兼有挤压柔性破坏; E 类是软岩中的柔性张破坏和剪破坏。根据尤明庆等^[6]、黄达等^[7]关于岩石单轴破坏形式的研究, 以剪切破坏形式为主的单轴压缩试验结果可以分为如图 1 所示的 3 种形式。

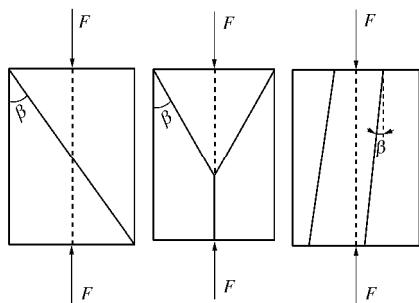


图 1 以剪切破坏形式为主的单轴压缩试验结果

Fig. 1 Results of uniaxial compressive tests based on shear failure modes

(1) 岩样破坏为贯穿两端的主剪切破裂面。端面附近有少量局部拉剪裂纹。岩样的最终破坏是沿已有裂隙的方向扩展剪断。

(2) 岩样呈楔劈破坏形式。一侧端面为明显的圆锥破裂面, 剩余部分在锥状楔体作用下劈开。随岩样内摩擦角不同, 破裂面与水平面夹角不同。试样出现两端同时为圆锥破裂面的情况较少。

(3) 沿轴向的张拉劈裂破坏。在单轴试验的初始阶段, 岩样中只有压应力和剪应力, 并不存在拉应力, 岩样最初的破坏是剪切破坏。在剪胀作用下, 岩石内部产生垂直于轴向加载方向的拉应力。岩石的抗

拉强度远远小于抗压强度, 张拉破坏随着剪切面的延伸沿轴向扩展。因此沿轴向的张拉劈裂破坏也认为是剪切滑移的宏观表现^[8]。

本文通过分析单轴压缩试验中以剪切破坏为主的 3 种岩石破坏形式及抗压强度, 建立单轴试验结果与 M-C 准则参数黏聚力 c 和内摩擦角 j 之间的理论公式。通过获得的参数公式结合多个矿区实际的岩石基本力学参数结果进行反演分析。

2 建立剪切破坏主导的单轴压缩力学模型

岩石强度是指岩石抵抗外力破坏的能力。对于完整岩体, 其强度受岩石和微小结构面强度的控制。当岩石试样保持完整时, 其强度大致等于岩石强度, 如果岩石试样发生破坏或有潜在破坏可能时, 其潜在破裂面上的应力处于极限平衡状态。

如果从外荷载对岩石试样做功的角度出发, 岩石试样在外荷载下发生剪切变形, 只有当外荷载对岩石做的功不小于岩石内部发生剪切变形消耗的功时, 这种破坏才会发生。意味着, 在单轴压缩试验中如果岩石发生剪切变形破坏时, 作用在岩石上的外荷载 F 做的功大于岩石的内部能量耗损 W , 则岩石无法承受该外荷载 F 。那么在理想塑性的假设情况下, 该外荷载 F 应不小于岩石的抗压强度。

陈惠发^[9]于 1975 年发展了以建立虚功方程为核心的极限分析法。其中极限分析上限定理是以一种理想的方式建立材料应力 - 应变关系, 在一个假设的, 且满足速度边界条件及应变与速度相容条件的变形模式中, 基于小变形假设和虚功原理建立外功率等于所消耗的内功率的等式方程, 并通过计算而得到的荷载作为该种破坏形式下的极限荷载上限值, 并且此荷载不会小于实际破坏荷载。

当进行岩石强度试验时, 所选用的试样必须是完整试样而不包含节理裂隙。国际岩石力学学会 (ISRM) 对岩石强度试验所使用的试样的形状、尺寸、加载率和湿度等均制定了标准。如岩石单轴抗压强度 s_c 计算公式为

$$s_c = \frac{P}{A} \quad , \quad (2)$$

式中, P 为达到破坏时的最大轴向压力, A 为试样的横截面积。

以下, 针对图 1 中以剪切破坏主导的单轴压缩试验结果, 对 $R=50 \text{ mm}$ 、 $h=100 \text{ mm}$ 的标准圆柱试样进行分析。首先对于岩石材料的塑性剪切层的能量耗损率 D , 根据陈惠发^[9]已有的推导过程, 简单复述如下:

假设剪切层的剪应变率 $\dot{\gamma} = du/t$ 是均匀的, 正应变率 $\dot{\epsilon} = dv/t$ 。单位体积的能量耗损率为 $t g - s \dot{\gamma}$ (取压缩为正) 该剪切层的体积在数值上等于 t , 得到

$$D = (t g - s \dot{\gamma}) \cdot t = tdu - s dv , \quad (3)$$

或

$$D = du(t - s \tan j) . \quad (4)$$

由于塑性层满足库仑屈服准则 (1), 故而

$$D = cdu , \quad (5)$$

该方程表明: 岩石剪切破坏面的单位面积能量耗损率是黏聚力 c 与剪切面的切向速度的简单乘积, 即与层厚 t 无关。

(1) 当岩样破坏为贯穿两端的主剪切破裂面。在三维空间中破裂面为长轴 $a = \sqrt{R^2 + h^2}$ 、短轴 $b = R$ 的椭圆形剪切面。由 Coulomb 强度准则可知, 在发生剪切变形时, 剪胀作用要求当剪切面切向速度变化为 du , 界面间的分离速度 $dv = du \tan j$, $j \neq 0$ 一定存在。试样破坏的虚速度关系如图 2 (a) 所示。

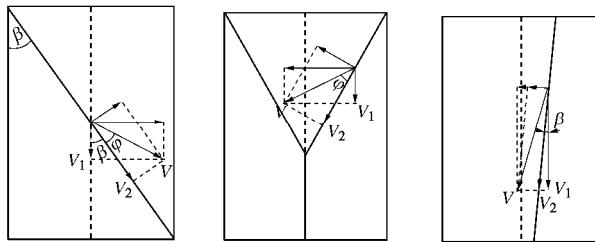


图 2 3 种破坏形式下的速度关系图

Fig. 2 Velocity profiles of three failure modes

椭圆形破裂面面积:

$$S = \frac{1}{4} \pi ab = \frac{1}{4} \pi R \sqrt{R^2 + h^2} . \quad (6)$$

(2) 当试样破坏为圆锥剪切面和张拉裂缝, 理想条件下岩石破裂面与主应力方向夹角 $b = \pi/4 - j/2$ 。三维空间中圆锥剪切面底面半径为 $R/2$, 母线长 $l = 0.5R \tan(\pi/4 + j/2)$ 。试样破坏的虚速度关系如图 2 (b) 所示。

圆锥破裂面面积:

$$S = \frac{1}{4} \pi R^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2}\right) . \quad (7)$$

(3) 当试样破坏为沿轴向的张拉破坏, 在静态加载条件下, 破裂面极少与加载方向完全平行, 一般与加载方向偏斜在 10° 以内, 在计算沿轴向张拉破坏的破裂面面积时本文稍作简化, 认为当仅有一条贯穿裂纹时, 三维空间中该破裂面为 $a = h$, $b = R$ 的矩形面, 且与加载方向夹角等于 10° 。试样破坏的虚速度关系如图 2 (c) 所示。

沿轴向张拉破裂面面积:

$$S = ab = hR . \quad (8)$$

最终在剪切破坏主导的不同破裂形式下, 建立外

荷载做功率与岩样内部能量损耗率相等的虚功方程。

外荷载对岩样的功率等于外荷载值与沿荷载方向的速度分量:

$$P = Fv \cos(j + b) . \quad (9)$$

岩石的内部能量损耗率由式 (5) 代入岩石破坏面面积可得:

$$P' = cSv \cos j . \quad (10)$$

令外荷载做功率等于内部能量损耗率可得:

$$F = \frac{cS \cos j}{\cos(j + b)} . \quad (11)$$

联立式 (2)、(11) 可得:

$$S_c = \frac{cS \cos j}{A \cos(j + b)} . \quad (12)$$

3 基于 M-C 准则参数计算岩石强度的实例

此前的方法中, 苏承东等^[10]通过对同一试样逐级提高围压的方法, 得到不同围压下试样的强度, 依次回归得到 Coulomb 强度曲线; 张年学等^[11]的近似方法可用三轴数据计算单块样的抗压与抗拉强度, 以及用三轴试验单试样计算 c , j 值^[4]。毕竟三轴试验耗时、复杂, 本文采用一组单轴试验通过判断试样的破坏形式即可计算试样的 c , j 值, 这将大大减轻工作量。首先, 采用多组单、三轴试验结果正演计算这种方法的准确度。

验证试样取自张集煤矿西二 1 煤采区 14131 首采工作面, 1 煤顶板为巨厚层状砂岩, 厚度为 $17.53 \sim 44.72$ m, 平均 27.9 m, 属于巨厚坚硬顶板。分别在 14131 工作面轨道顺槽 H23 点后 2.4 m 处 (#1 钻孔) 和后 16.7 m 处 (#2 钻孔), 以及 H22 点前 41 m 处 (#4 钻孔) 和前 26 m (#5 钻孔) 处 4 个地点各施工一个顶板取芯钻孔。表 1 所示是 4 种岩石 7 组试样的单轴抗压强度 S_c 、黏聚力 c 及内摩擦角 j 的试验结果和由 c , j 值计算得到的岩石单轴强度值汇总表。

由表 1 中 7 组试样计算结果看, 采用区分岩石剪切破坏形式的以功率形式表达的岩石力学参数的关系式, 获得的结果与试验直接得到的结果非常接近。通过横向对比表明: 当以单剪切面力学模型计算时, 试样单轴抗压强度略大于试验结果, 两者差值基本在 10% 附近; 当以圆锥剪切面力学模型计算时, 试样的计算结果略小于试验结果, 两者差值同样处于 10% 的水平; 当以轴向张拉破坏模型计算时, 部分试样的计算结果差值在 10% 水平, 部分试样的结果则相差较大, 这是因为文中的计算是统一以一条轴向贯穿破裂面为标准, 实际的试样破坏并不完全只有一条贯穿面, 故两者差距较大。

对每组试样的纵向对比可以发现:对于同一组岩样的抗压强度,总能找到相应的破裂面及计算方式与实际对应:①当试样大多数为图3中单剪切面破坏时,如表1中S4~S7,岩石单轴抗压强度试验值与单剪切面计算值差值在6%以内,而另两种计算方法产生的差值则相对较大。②当试样大多数为图4中锥面破坏时,如表1中S1~S2,岩样强度试验结果与锥面计算结果差值在6%以内,另外两种则相差10%和35%。③当试样呈图5中轴向张拉破坏, S3组的计算结果相对准确。



图3 岩样的标准单剪切面破坏形式

Fig. 3 Standard modes of single shear failure of rock specimens



图4 岩样的标准圆锥面破坏形式

Fig. 4 Standard conical failure modes of rock specimens

表1 单、三轴试验结果与本文计算结果的比较

Table 1 Comparison between experimental and calculated results

岩石种类	力学参数试验结果					本文计算结果			
	c	$j /(^{\circ})$	s_c	s_{c1}	$D_1 /%$	s_{c2}	$D_2 /%$	s_{c3}	$D_3 /%$
#1钻孔	细砂岩S1	18.75	48.60	99.12	108.25	9.20	92.83	-6.30	60.63
	细砂岩(含泥质包体)S2	19.47	47.13	92.84	105.47	13.60	92.32	-0.50	62.18
	泥质粉砂岩S3	19.30	14.00	48.65	55.12	13.30	38.93	-20.00	52.23
#2钻孔	细砂岩S4	31.96	27.72	101.44	108.36	6.80	90.55	-10.70	91.13
	泥质粉砂岩S5	9.80	28.66	31.62	33.71	6.60	28.43	-10.10	28.06
	中粗砂岩S6	11.72	44.71	56.48	58.00	2.60	51.86	-8.20	36.73
#5钻孔	细砂岩S7	26.52	37.59	107.18	107.18	0.50	96.69	-9.70	79.0

注: $*D_1$, D_2 , D_3 为计算值与试验值的差值 Δs_{c1} , Δs_{c2} , Δs_{c3} 与试验值 s_c 的百分比。



图5 岩样的标准轴向张拉破坏形式

Fig. 5 Standard modes of axial tensile failure of rock specimens

对于取自同一钻孔,彼此连续的岩样,其单轴破坏方式是相似的,通过单轴试验实现对岩石M-C准则参数的预测,由于岩石试样破裂面的不规则以及其他一些试验中不可控的因素,在合理差值范围内的试验结果,对于岩土工程的实际应用应可以满足要求。

4 M-C 准则参数反演分析的实例

在单轴、三轴试验结果已知情况下,前文对单轴剪切破坏形式主导下的岩石黏聚力 c 和内摩擦角 j 以及岩石单轴抗压强度间建立了关系式。如果仅有单轴试验过程和结果的话,要获得岩石的黏聚力 c 和内摩擦角 j 可通过反演分析得到。因此,为验证反演计算公式的准确性,在实验室对贾郭煤矿钻孔岩芯进行了岩石单轴抗压强度试验。本次试验的岩芯取自山西省沁源县贾郭煤矿不同层位钻孔,包含了#1煤层至#9、#10、#11煤层不同层位的煤、岩,采深大致从-50~-300 m。

按照《工程岩体试验方法标准GB/T50266—99》的要求,在实验室将本批共6箱岩芯加工成了50 mm×100 mm的圆柱形标准试样共62个,包含了泥岩、细

表 2 中粒砂岩 M-C 准则参数反演结果

Table 2 Inversion results of M-C criterion parameters of medium grain sandstone

破坏形式	R /m	h /m	S _c /MPa	①+②		②+③		①+③	
				c /MPa	j /(°)	c /MPa	j /(°)	c /MPa	j /(°)
①			95.8			—	—	—	—
②	0.05	0.1	71.5	32.09	18.02	30.80	19.68	—	—
③			85	—	—			30.51	22.19

粒砂岩、中粒砂岩、粉砂岩、石灰岩以及含铝泥岩6种不同岩性样品。采用长春生产的TAW-2000微机控制电液伺服岩石三轴试验机, 在常温下进行试验, 加载方式为轴向位移控制加载, 加载速率 $f 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 试件 0.07 mm/min 。由于篇幅所限本文以[#]5底板中粒砂岩为典型进行计算。

对单轴压缩破坏试样分类并结合获得的单轴压缩结果(见表2)进行分析, [#]5底板中粒砂岩的破坏涵盖了以剪切破坏为主的3种形式, 如图6所示。为获得中粒砂岩 c , j 值, 需对3种破坏形式中任意两种进行联立计算。结合MATLAB数值软件进行计算, 所得结果见表2所示。



(a) 单剪切面破坏形式 (b)锥面破坏形式 (c)轴向张拉破坏形式

图 6 中粒砂岩单轴压缩破坏结果

Fig. 6 Results of uniaxial compression failure of medium grain sandstone

由表可见, 中粒砂岩的黏聚力在 $30\sim32 \text{ MPa}$ 之间, 内摩擦角在 $18^\circ\sim22^\circ$ 范围内。采用不同破坏形式计算得到的岩石剪切参数变化不大, 说明只要与岩样真实的破坏形式对应, 采用式(12)获得的岩石黏聚力和内摩擦角是准确可靠的。在进行岩石剪切参数反演分析时, 除个别试样破坏形式不可靠需剔除外, 其余试样几乎都可以用作计算, 单轴试样越多越能确定岩石 c , j 的准确值。表1, 2的计算结果可以证明用前文所述的基于剪切破坏形式计算岩石M-C准则参数的方法是可信的。

(1) 当发生图6(a)所示单剪面破坏时, 试样的单轴抗压强度计算公式为

$$S_c = \frac{cS \cos j}{A \cos(j + b)} = \frac{\frac{1}{4}\pi R^2 \cos(j + 26.56^\circ)}{\frac{1}{4}\pi R^2 \cos(j + 26.56^\circ)} = \frac{\sqrt{5}c \cos j}{\cos(j + 26.56^\circ)} \quad (13)$$

(2) 当发生图6(b)所示锥面破坏时, 试样的单轴抗压强度计算公式为

$$S_c = \frac{cS \cos j}{A \cos(j + b)} = \frac{\frac{1}{4}\pi R^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2}\right) \cos j}{\frac{1}{4}\pi R^2 \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2}\right)} = \frac{c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2}\right) \cos j}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2}\right)} \quad (14)$$

(3) 当发生图6(c)所示张拉破坏时, 试样的单轴抗压强度计算公式为

$$S_c = \frac{cS \cos j}{A \cos(j + b)} = \frac{cRh \cos j}{\frac{1}{4}\pi R^2 \cos(j + 10^\circ)} = \frac{8c \cos j}{\pi \cos(j + 10^\circ)} \quad (15)$$

5 结语

黏聚力和内摩擦角是最常见的岩石力学参数, 并且通过岩石的三轴压缩试验可以获得。诸多的研究证明岩石的力学性质与变形破坏行为之间有着内在的联系。本文基于岩石单轴剪切破坏形式建立了岩石黏聚力与内摩擦角和单轴抗压强度之间的关系式。通过区分岩石单轴剪切破坏形式, 考虑岩石在发生剪切破坏时外荷载对岩石做功一定不小于岩石内部发生的能量损耗, 得到了以速率形式表达的岩石功率平衡的关系式(式(12))。在已知岩石单轴抗压强度的条件下, 对岩石黏聚力 c 和内摩擦角 j 进行反演分析。在多组岩石试样的验证下, 证实采用上述公式计算得到的参数值与三轴试验实测的结果差值在 10% 以内, 说明在岩石单轴剪切破坏形式主导下的岩石M-C准则参数的计算方法是正确的, 也说明岩石更多参数间的内在关系值得进一步研究。

参考文献:

- [1] 席道瑛, 徐松林. 岩石物理学基础[M]. 合肥: 中国科学技术大学出版社, 2012. (XI Dao-ying, XU Song-lin. Foundations of rock physics[M]. Hefei: Press of University of Science and Technology of China, 2012. (in Chinese))
- [2] 尤明庆. 完整岩石的强度和强度准则[J]. 复旦学报(自然科学版), 2013, 52(5): 569 – 582. (YOU Ming-qing. Strength and strength criteria for intact rocks[J]. Journal of Fudan University (Natural Science), 2013, 52(5): 569 – 582. (in Chinese))
- [3] 蔡美峰. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (CAI Mei-feng. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [4] 张年学, 盛祝平, 李 晓, 等. 岩石泊松比与内摩擦角的关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(增刊 1): 2599 – 2609. (ZHANG Nian-xue, SHENG Zhu-ping, LI Xiao, et al. Study of relationship between Poisson's ratio and angle of internal friction for rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(S1): 2599 – 2609. (in Chinese))
- [5] 郭 志. 实用岩体力学[M]. 北京: 地震出版社, 1996. (GUO Zhi. Rock mass mechanics[M]. Beijing: Seismological Press, 1996. (in Chinese))
- [6] 尤明庆, 华安增. 岩石试样单轴压缩的破坏形式与承载能力的降低[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(3): 292 – 296. (YOU Ming-qing, HUA An-zeng. Fracture of rock specimen and decrement of bearing capacity in uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, 17(3): 292 – 296. (in Chinese))
- [7] 黄 达, 黄润秋, 张永兴. 粗晶大理岩单轴压缩力学特性的静态加载速率效应及能量机制试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(2): 245 – 255. (HUANG Da, HUANG Run-qiu, ZHANG Yong-xing. Experimental investigations on static loading rate effects on mechanical properties and energy mechanism of coarse crystal grain marble under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(2): 245 – 255. (in Chinese))
- [8] 尤明庆. 岩石试样的强度及变形破坏过程[M]. 北京: 地质出版社, 2000. (YOU Ming-qing. Strength and failure process of rock specimen[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2000. (in Chinese))
- [9] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [10] 苏承东, 尤明庆. 单一试样确定大理岩和砂岩强度参数的方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(18): 3055 – 3058. (SU Cheng-dong, YOU Ming-qing. Determination method of strength parameters for sandstone and marble with one specimen[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(18): 3055 – 3058. (in Chinese))
- [11] 张年学, 李守定, 李 晓. 用岩块抗剪强度估算抗压与抗拉强度的方法[C]// 第 3 届全国岩土工与工程学术大会会议. 成都: 四川科学技术出版社, 2009. (ZHANG Nian-xue, LI Shou-ding, LI Xiao. New method for estimating compressive and tensile strengths using the shear strength of a rock block[C]// Proceedings of the 3rd National Conference of Geo-Engineering. Chengdu: Sichun Science and Technology Press, 2009. (in Chinese))



济南普业

Jinan PuYe Electrical and
Mechanical Technology Co.,Ltd.

品质成就价值 服务成就品牌

岩土/岩石工程类产品

岩石试验机系列
土工试验机系列
岩石制样设备
大型构件试验机系列
非标类岩石试验机定制



济南普业机电技术有限公司
Jinan PuYe Electrical and Mechanical Technology Co.,Ltd.

地址：济南市槐荫区新沙工业园新沙工业园新四街13号
电话：0531-85961536 85982978
传真：0531-85960671
邮箱：jnpuye@163.com
网址：www.17w18.com
www.testmc.net www.jnpuye.com



DZD-8多功能全波形直流电法仪



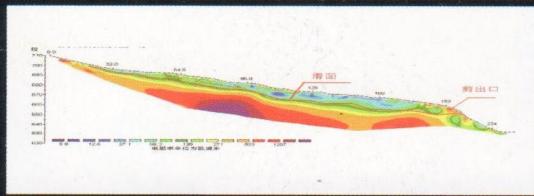
JKX-4钻孔全孔壁成像系统

主要用途：

观察钻孔中地质体的特征及细微构造，划分岩性，检测裂隙，可视化检查管桩、管道内的异常和缺陷。

主要特点：

高清---探管光照强度连续可调，高清还原全孔壁信息，无百叶窗或延时现象；
高速---测试速度达到10m/min；高可靠---基于综合测井系统的防水密封技术；
线缆长度：150---800米可选。



DUK-4超级高密度电法测量系统

主要用途：

岩溶、考古、人防工程勘察；堤防隐患、采空区、滑坡等地质灾害勘察；公路、铁路、桥梁、构筑物地基场等地评价；地下水位探测及水资源勘查。

主要特点：

全球首创的电位电流全波形采集技术，可实时监控外界游离电干扰，全面提升原始数据质量；自由选择分布式或集中式进行高密度2D/3D模式下的自然电位/视电阻率/视极化率测量。



JGSB-1轻便工程测井系统

主要用途

水利水电、铁路、公路、市政、电力、交通、城建勘测等行业浅、中深度水文地质、工程地质综合数字测井。

可测参数

声波、自然电位、普通电阻率、三侧向电阻率、流体电阻率、极化率、井温、井径、井斜、流量、自然伽马、密度、磁化率、磁三分量等参数。

特点及功能

轻便-绞车采用Φ 4.0三芯铠装电缆；电源方便-可使用直流12V或交流220V/50HZ作工作电源。



DZQ12/24/48 高分辨率地震（面波）仪

可开展反射、折射、面波勘探，以及地震映象、地脉动、震动测量，还可开展桩基检测、剪切波速测试，广泛应用于基岩、覆盖层、风化带调查，空洞、溶洞勘查，建筑物及桩基无损检测，爆破振动安全监测，岩体弹性力学参数测试，场地常时微动测量。



地址：重庆市沙坪坝区先锋街2号

销售热线：

023-65291554 89863540

技术服务：

023-89863101 89863541 89863772

传真：023-65291557

公司网址：www.cgif.com.cn

邮箱：cdy@cgif.com.cn

理正互联网+建设云平台 发布会

北京·2017.9.6



会议咨询热线
座机 010-68002688
郭盛 13581751263
齐刚 13641322781
杨城 13911620664

会议邀请函 ▲

理正边坡综合治理软件 有限元版

依托理正边坡综合治理软件已有边坡模型和治理模型，采用非线性有限单元技术对模型对象进行弹塑性分析，以及采用强度折减方法进行边坡稳定性分析。可以分析出边坡位移、应力应变及支护构件内力，并进行可视化查看。是传统规范方法的有效补充，同时也是国内较先具备P-BIM功能的边坡设计软件。

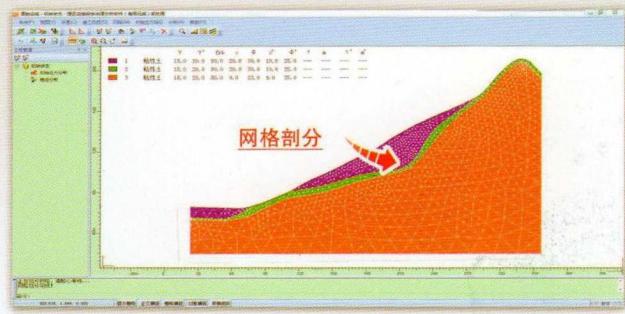
采用强度折减法进行整体稳定性分析，可以直接分析出可能滑动面及安全系数，方便与传统条分法相互印证，避免遗漏不利滑动面。



采用弹塑性分析方法，可以分析边坡在开挖、回填、支护等施工过程中应力位移变化过程和稳定性，可以分析支护结构的内力、位移。



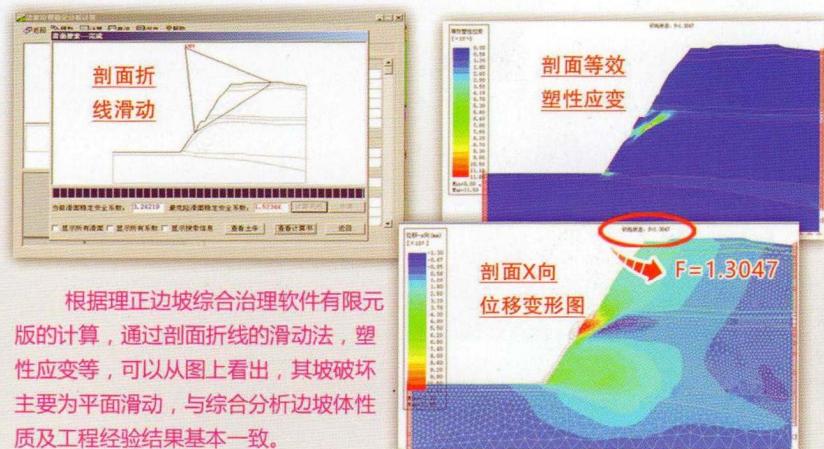
可以考虑降水、下雨等水位线变化对边坡的影响，也可分析多排桩联合支护等复杂情况下各构件的内力位移。



非均匀剖分

实例：浙江某山区边坡工程

这个工程的特点是地质条件比较复杂，有多个地质夹层。根据现状调查，边坡地段土层及强风化厚度均较小，其滑动面为圆弧面的可能性不大，边坡体岩性种类较多，且物理力学性质差异较大，综合分析边坡体性质及工程经验，该边坡破坏主要为平面滑动，其中包括最不利结构面以及岩层内之间的滑动。

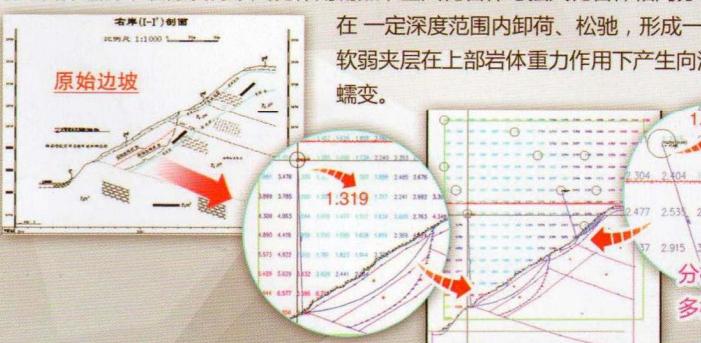


根据理正边坡综合治理软件有限元版的计算，通过剖面折线的滑动法，塑性应变等，可以从图上看出，其坡破坏主要为平面滑动，与综合分析边坡体性质及工程经验结果基本一致。

实例：云南地区某高边坡工程

该工程为某坝址枢纽区右岸边坡。边坡高约100m，宽200m。受断裂构造影响，边坡内岩体破碎，裂隙发育，风化作用剧烈，全风化岩体与强风化岩体相间分布。边坡岩体

在一定深度范围内卸荷、松弛，形成一个软弱夹层该软弱夹层在上部岩体重力作用下产生向河流方向上的蠕变。



针对该边坡的分析往往会出现多极值的结果。



边坡有限元软件可以直接分析出最不利结果。





水利水电技术分公司
WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGY COMPANY

专注于安全监测事业 齐全的产品与服务

自1973年开始一直专业从事工程安全监测技术研究、仪器设备研制和相关技术咨询服务，获20余项专利、2项软件著作权，生产的产品涵盖了工程安全监测各个领域并已在国内外300多个大中型工程应用。

- 差动电阻式安全监测仪器系列
- 振弦式安全监测仪器系列
- 电容式安全监测仪器系列
- 土石坝安全监测仪器系列
- 电位器式安全监测仪器系列
- DAMS - IV型智能分布式工程安全监测系统
- DSIMS系列大坝安全信息管理网络系统软件
- 真空激光准直测量系统
- 多种类型渗流、渗压、渗漏监测仪器系列
- CCD坐标仪、伺服加速度式测斜仪系列

地址：南京市江宁区诚信大道19号
电话：025-81085810
网址：<http://www.sgepri.sgcc.com.cn>

邮编：211106
传真：025-81085888