

ISSN 1000 - 4548  
CODEN YGXUEB

# 岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 42 卷      第 3 期 (总 348 期)  
Vol.42          No.3 (Total 348)

3

2020

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



03>

9 771000454209



# 深基坑设计软件 DEEP EXCAVATION

DeepEX 来自美国，是一款集成了大量国际岩土和结构设计经验的深基坑设计软件，可以进行深基坑工程的岩土和结构设计，包含多种类型的围护结构及其各种截面组合，诸如排桩、板桩、地连墙等，同时还可以对土钉墙、预应力锚杆支护的边坡进行稳定性分析和设计。

DeepEX 软件中实现了多国结构和岩土设计规范，目前在美国、新加坡、澳大利亚、印度、俄罗斯、乌克兰、土耳其、马来西亚等多国普遍使用，在全球有多达 1200 家以上的正式用户，成为工程师们在深基坑设计时最多使用的软件工具。

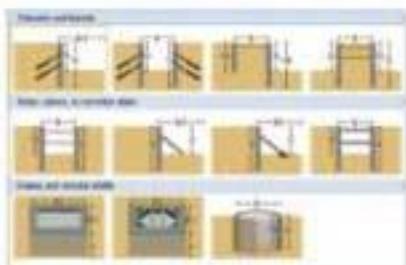
DeepEX 中文版中包含了中国基坑设计规范的内容，将软件的强大功能与中国规范相结合，既可对国内项目进行优化设计，又可直接用于国外项目设计。

## DeepEX 工程应用



## DeepEX 功能特点

- 多种形式的基坑支护方案

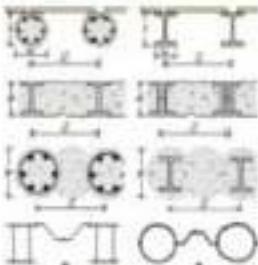


- 边坡稳定与土钉墙设计：楔形体分析方法

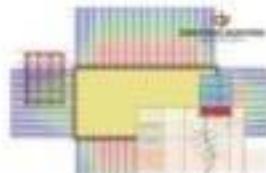


- 多国设计规范：AISC, AASHTO, ACI 318-08, ASD 9th, LRFD, AS 3600, BS, BS 5950-2000, EC2, EC3, EC7, EC8, DIN, DM08 等

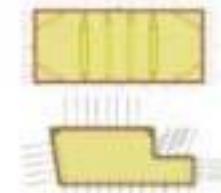
- 多种围护结构类型



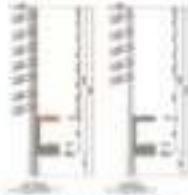
- 基坑邻近建筑物风险评估



- 多种支撑类型
- 三维荷载分析
- 支撑体系的结构分析



- 导出 DXF 设计图纸



北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古城南路 34 号世纪大厦 408  
电话：010-68054606 技术热线：010-68054609-209  
传真：010-68054606-8 产品咨询：010-21141371  
网址：[www.jxdcc.com](http://www.jxdcc.com) 邮箱支持：[support@jxdcc.com](mailto:support@jxdcc.com)  
邮箱：[www@jxdcc.com](mailto:www@jxdcc.com) / [www.jxdcc.com/](http://www.jxdcc.com/)



www.jxdcc.com

# 《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	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42卷第3期(总348) 2020年3月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, No. 3 (Total No. 348) Published in Mar. 2020

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](mailto: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](http://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](mailto: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](http://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](http://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和工程实践成果等。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](http://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](mailto: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、标准等）：[参考文献序号] 主要责任者. 题名：其他题名信息[文献类型标识/文献载体标识]. 其他责任者. 版本项. 出版地：出版者，出版年：引文页码[引用日期]. 获取和访问路径. 数字对象唯一标识符。

b) 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[文献类型标识/文献载体标识]. 析出文献其他责任者//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[引用日期]. 获取和访问路径. 数字对象唯一标识符。

c) 连续出版物（期刊、报纸等）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[文献类型标识/文献载体标识]. 连续出版物题名：其他题名信息，年，卷(期)：起止页码[引用日期]. 获得和访问路径. 数字对象唯一标识符。

d) 专利：[参考文献序号] 专利申请者或所有者. 专利题名：专利号[文献类型标识/文献载体标识]. 公告日期或公开日期[引用日期]. 获得和访问路径. 数字对象唯一标识符。

e) 电子资源：[参考文献序号] 主要责任者. 题名：其他题名信息[文献类型标识/文献载体标识]. 出版地：出版者，出版年：引文页码（更新或修改日期）[引用日期]. 获得和访问路径. 数字对象唯一标识符。

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，不加缩写点。

注：①文献类型标识：M—普通图书，C—会议录，G—汇编，N—报纸，J—期刊，D—学位论文，R—报告，S—标准，P—专利，DB—数据库，CP—计算机程序，EB—电子公告，A—档案，CM—舆图，DS—数据集，Z—其他。②文献载体标识：MT—磁带，DK—磁盘，CD—光盘，OL—联机网络。③a),b),c),d) 4项中文献属于原始电子资源的著录“文献载体标识、引用日期、获取和访问路径”项，文献属于二次电子资源的不著录；e) 项电子资源指除a),b),c),d) 4项中包含的文献类型以外的电子资源；“数字对象唯一标识符”依照原文献如实著录，“获取和访问路径”项中已包含的省略。

## 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](mailto:ge@nhri.cn)，网址：[www.cgejournal.com](http://www.cgejournal.com)。

(2019年12月修订)

## 目 次

## 论 文

- 高地震烈度区深厚覆盖砂层液化研究 ..... 蔡正银, 吴诗阳, 武颖利, 张世殊 (405)  
裂隙岩体含水层六价铬污染的修复 ..... 刘松玉, 刘宜昭, 赵洁丽, 张文伟, 刘威, 范日东 (413)  
局部锚杆失效对桩锚基坑支护体系的影响及其机理研究 ..... 郑刚, 雷亚伟, 程雪松, 李溪源, 王若展 (421)  
白鹤滩水电站错动带非线性渗透参数的原位试验确定 ..... 周志芳, 李思佳, 王哲, 郭巧娜, 石安池, 陈朦, 沈琪 (430)  
用 Bayes 法及后验分布极限确定土力学参数 ..... 阮永芬, 魏德永, 杨均, 高骏, 刘克文, 彭栓栓 (438)  
降雨对软土基坑支护结构影响实测及机理研究 ..... 刘畅, 季凡凡, 郑刚, 刘涛, 刘永超 (447)  
基于微震与电磁辐射联合监测的多元岩爆预警方法研究 ..... 周春华, 李云安, 尹健民, 汪洋, 周朝, 郭喜峰 (457)  
常偏应力剪切条件下砂土失稳模式的离散元模拟 ..... 刘洋, 樊猛, 晏洲毅 (467)  
上部结构-土-隧道相互作用体系振动台试验模型土的设计与试验研究 ..... 谢军, 包淑贤, 胡英飞, 倪雅静, 李延涛 (476)  
地震动强度参数与地铁车站结构动力响应指标分析 ..... 钟紫蓝, 申轶尧, 颖立斌, 张成明, 赵密, 杜修力 (486)  
岩石类材料动态强度准则 ..... 胡晶, 姚仰平, 张雪东, 魏迎奇, 张紫涛, 陈祖煜 (495)  
昔格达地层隧道局部浸湿失稳特征及突变预测研究 ..... 周平, 王志杰, 侯伟名, 周飞聪, 杜彦良, 冯冀蒙, 徐海岩 (503)  
剪胀型土剪胀特性的大数据深度挖掘与模型研究 ..... 杨骏堂, 刘元雪, 郑颖人, 何少其 (513)  
张开度影响的水平裂隙类岩试件破断试验与分析 ..... 曾佳君, 张志军, 张栩栩, 蒲成志 (523)  
武汉古河道承压水井流理论及在基坑降水中应用 ..... 吕斌泉, 冯晓腊, 熊宗海 (533)  
基于矿物晶体模型非均质岩石单轴压缩力学特性研究 ..... 刘黎旺, 李海波, 李晓锋, 张国凯, 武仁杰 (542)  
群孔微差爆破的地表振动波形预测及其效应分析 ..... 刘小鸣, 陈士海 (551)

## 短 文

- 粗粒料颗粒破碎变化规律大型三轴试验研究 ..... 刘萌成, 孟峰, 王洋洋 (561)  
黏性土中裙式吸力基础沉贯与注水拔出试验研究 ..... 李大勇, 王栋林, 张雨坤, 高玉峰 (568)  
白鹤滩右岸地下厂房顶拱深层变形机理分析 ..... 孟国涛, 何世海, 陈建林, 吴家耀, 陈平志, 段兴平 (576)  
薄膜压力传感器(FSR)曲面土压力测量研究 ..... 刘开源, 许成顺, 贾科敏, 张小玲 (584)  
初始主应力方向角对饱和珊瑚砂液化特性影响的试验 ..... 马维嘉, 陈国兴, 秦悠, 吴琪 (592)

## 简 讯

- 第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 ..... (437)  
标准摘录: 出版物上数字用法(GB/T 15835—2011)选用阿拉伯数字情形 ..... (485)  
标准摘录: 出版物上数字用法(GB/T 15835—2011)选用汉字数字情形 ..... (502)  
标准摘录: 出版物上数字用法(GB/T 15835—2011)选用阿拉伯数字与汉字数字均可情形 ..... (560)  
《岩土工程学报》征订启事 ..... (575)  
本期广告索引 ..... (600)  
《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

Liquefaction of deep overburden layers in zones with high earthquake intensity .....	CAI Zheng-yin, WU Shi-yang, WU Ying-li, ZHANG Shi-shu (405)
Remediation of fractured rock aquifers contaminated by hexavalent chromium .....	LIU Song-yu, LIU Yi-zhao, ZHAO Jie-li, ZHANG Wen-wei, LIU Wei, FAN Ri-dong (413)
Influences and mechanisms of anchor failure on anchored pile retaining system of deep excavations .....	ZHENG Gang, LEI Ya-wei, CHENG Xue-song, LI Xi-yuan, WANG Ruo-zhan (421)
Determination of nonlinear permeability parameters for shear zones in Baihetan Hydropower Station by in-situ tests .....	ZHOU Zhi-fang, LI Si-jia, WANG Zhe, GUO Qiao-na, SHI An-chi, CHEN Meng, SHEN Qi (430)
Determination of soil mechanics parameters based on Bayes method and posterior distribution limit .....	RUAN Yong-fen, WEI De-yong, YANG Jun, GAO Jun, LIU Ke-wen, PENG Shuan-shuan (438)
Measurement and mechanism of influences of rainfall on supporting structures of foundation pits in soft soils .....	LIU Chang, JI Fan-fan, ZHENG Gang, LIU Tao, LIU Yong-chao (447)
Multivariate early warning method for rockbursts based on comprehensive microseismic and electromagnetic radiation monitoring .....	ZHOU Chun-hua, LI Yun-an, YIN Jian-min, WANG Yang, ZHOU Chao, GUO Xi-feng (457)
DEM simulation of instability mode in sand under constant shear drained conditions .....	LIU Yang, FAN Meng, YAN Zhou-yi (467)
Design and experimental research on model soils used for shaking table tests of superstructure-soil-tunnel interaction system .....	XIE Jun, BAO Shu-xian, HU Ying-fei, NI Ya-jing, LI Yan-tao (476)
Ground motion intensity measures and dynamic response indexes of metro station structures .....	ZHONG Zi-lan, SHEN Yi-yao, ZHEN Li-bin, ZHANG Cheng-ming, ZHAO Mi, DU Xiu-li (486)
Dynamic strength criterion for rock-like materials .....	HU Jing, YAO Yang-ping, ZHANG Xue-dong, WEI Ying-qi, ZHANG Zi-tao, CHEN Zu-yu (495)
Local slaking instability characteristics and catastrophic prediction of deep tunnels in Xigeda strata .....	ZHOU Ping, WANG Zhi-jie, HOU Wei-ming, ZHOU Fei-cong, DU Yan-liang, FENG Ji-meng, XU Hai-yan (503)
Deep mining of big data and model tests on dilatancy characteristics of dilatant soils .....	YANG Jun-tang, LIU Yuan-xue, ZHENG Ying-ren, HE Shao-qi (513)
Fracture test and analysis of horizontal fissure rock-like specimens influenced by apertures .....	ZENG Jia-jun, ZHANG Zhi-jun, ZHANG Xu-xu, PU Cheng-zhi (523)
Theory of artesian well flow in ancient river in Wuhan and its application in foundation pit dewatering .....	LÜ Bin-quan, FENG Xiao-la, XIONG Zong-hai (533)
Research on mechanical properties of heterogeneous rocks using grain-based model under uniaxial compression .....	LIU Li-wang, LI Hai-bo, LI Xiao-feng, ZHANG Guo-kai, WU Ren-jie (542)
Prediction and effect analysis of surface vibration waveform for group hole delay blasting .....	LIU Xiao-ming, CHEN Shi-hai (551)
<b>NOTES</b>	
Evolution of particle crushing of coarse-grained materials in large-scale triaxial tests .....	LIU Meng-cheng, MENG Feng, WANG Yang-yang (561)
Model tests on penetration and extraction of modified suction caissons in clay .....	LI Da-yong, WANG Dong-lin, ZHANG Yu-kun, GAO Yu-feng (568)
Mechanism of deep deformation of roof arch of underground powerhouse at right bank of Baihetan Hydropower Station .....	MENG Guo-tao, HE Shi-hai, CHEN Jian-lin, WU Jia-yao, CHEN Ping-zhi, DUAN Xin-ping (576)
Measurement of earth pressures on curved surface of thin film pressure sensor .....	LIU Kai-yuan, XU Cheng-shun, JIA Ke-min, ZHANG Xiao-ling (584)
Experimental studies on effects of initial major stress direction angles on liquefaction characteristics of saturated coral sand .....	MA Wei-jia, CHEN Guo-xing, QIN You, WU Qi (592)
<b>NEWS</b> .....	(437, 485, 502, 560, 575, 600)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I )
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II )

DOI: 10.11779/CJGE202003001

# 高地震烈度区深厚覆盖砂层液化研究

蔡正银<sup>1</sup>, 吴诗阳<sup>1</sup>, 武颖利<sup>1</sup>, 张世殊<sup>2</sup>

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 成都勘察设计院有限公司, 四川 成都 610027)

**摘要:** 砂土的振动液化受很多因素的影响, 埋深(应力状态)就是一个非常重要的影响因素。为了研究深埋砂层地基的动力反应和液化规律, 进行了离心机振动台试验。针对离心机振动台无法模拟深厚土层的问题, 设计了模拟上覆土层荷载的加载气囊, 通过控制气囊压力, 可以模拟不同埋深砂层地基的地震反应情况, 从而满足了深埋地基应力相似条件。试验共设置了4种工况, 分别对应两种埋深和两种振动频率。研究揭示了不同埋深条件下砂土地基中的加速度反应规律和超静孔隙水压力反应规律, 探讨了振动频率对深埋砂土地基振动特性的影响, 为深埋砂土地基地震液化判别提供了较好的研究手段。

**关键词:** 深厚覆盖层; 离心振动台试验; 砂土地基; 加速度; 超静孔压

**中图分类号:** TU433      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)03-0405-08

**作者简介:** 蔡正银(1965—), 男, 教授级高级工程师, 从事土的基本性质与土工测试、土的本构理论、构筑物与地基基础离心模拟技术方面的研究工作。E-mail: [zycai@nhri.com](mailto:zycai@nhri.com)。

## Liquefaction of deep overburden layers in zones with high earthquake intensity

CAI Zheng-yin<sup>1</sup>, WU Shi-yang<sup>1</sup>, WU Ying-li<sup>1</sup>, ZHANG Shi-shu<sup>2</sup>

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610027, China)

**Abstract:** The vibrating liquefaction of sandy soils is subjected to various factors, among which, the embedment depth (stress state) is a very important factor. The centrifugal shaking table tests are carried out to investigate the dynamic response and liquefaction rules of deep sand layers. For the problem that the deep soil layers cannot be simulated by the centrifugal shaking table, a loading air bag to simulate loads of overburden layers is designed. By controlling the pressure in the air bag, the seismic response situations of sandy layers with different embedment depths can be simulated. Accordingly, the stress similarity conditions of deep foundations are satisfied. Four kinds of test conditions are arranged, which respectively correspond two kinds of embedment depths and two kinds of vibrating frequencies. The response rules of acceleration and excess pore water pressure in the sand foundation with various embedment depths are released, and the influences of the vibrating frequency on the vibrating characteristics of deep sand foundations are discussed. It may provide a satisfactory way for judging the seismic liquefaction of deep sand foundations.

**Key words:** deep overburden layer; centrifugal shaking table test; sand foundation; acceleration; excess pore water pressure

## 0 引言

砂土液化是指在外荷载(特别是地震动荷载)作用下, 地基土层内的孔隙水压力急剧增加, 有效应力相应地减小, 当孔隙水压力等于上覆土压力时, 砂土不再具有抗剪强度, 从而引起土体破坏。地震液化严重影响水工建筑物的安全, 特别是在我国西南部地震高发区, 地质条件复杂, 地震烈度高, 对于存在深厚覆盖层的砂土地基, 其地震液化的认识还很模糊。从现有的规范来看, 上覆土层超过一定的厚度就无法使用, 因此开展高地震烈度区深厚覆盖砂层地震液化评判方法研究具有非常重要的工程应用前景和理论价

值。

对于砂土动力特性和振动液化的研究, 往往采用动三轴仪、空心圆柱扭剪仪、共振柱仪等进行室内试验。但这些试验只能研究土体单元特性, 不能反映地基的整体情况。振动台的发展, 让大尺寸试验成为可能, 但常规振动台无法模拟深厚土层的应力状态, 很难反应真实的情况。

离心机振动台模型试验能克服地面振动台试验的缺点, 在n倍重力加速度下, 可以真实地再现与原

型相等或相近的应力水平，并可使模型与原型的应变相等、变形相似、破坏机制相同，是研究地震问题较为有效的方法。早在 20 世纪 40 年代，前苏联就率先在离心机上开展了动力离心模型试验。之后，美国、英国、日本也进行了类似的动力离心模型试验研究。到 20 世纪 80 年代，用离心机模拟地震问题开始在世界范围内逐渐开展起来<sup>[1]</sup>。Victor 等<sup>[2]</sup>通过 11 组动力离心模型试验，研究了水平砂土地基和极缓砂土边坡的液化和水平流滑问题，研究指出峰值加速度与频率决定了土层的液化深度和侧向位移，低频率比高频率更易导致变形。Ahmed 等<sup>[3]</sup>利用层状模型箱研究了饱和密实砂层的地震反应，指出当剪应变低于 0.2% 时，土层割线模量减少而阻尼增加。当剪应变超过 0.2% 时，土层出现剪胀趋势，割线模量和阻尼都大幅度减小。Brennan 等<sup>[4]</sup>通过动力离心模型试验研究了多种土层在循环往复荷载下的动力特性和应力应变关系，深刻剖析了离心模型试验得到的剪切模量和阻尼比的影响因素，发现在动力离心模型试验得到的剪切模量比阻尼比更可靠。Riccardo 等<sup>[5]</sup>同样通过动力离心模型试验研究了土体的动力特性，并提出了通过非线性模拟来得到剪切模量和阻尼比的方法。还有一些学者将本构模型和动力离心模型试验结合，预测土层液化和沉降等<sup>[6]</sup>。

国内在动力离心模型试验上起步较晚，但也已取得不少的成果。刘晶波等<sup>[7-8]</sup>采用叠环式模型箱进行离心机振动台试验，研究砂土地基自由场地和黏土地基的地震反应特性，发现不同类型的地基中加速度反应存在差异，在低频部分加速度峰值放大系数从模型底部到顶部逐渐增大。李京爽等<sup>[9]</sup>进行了砂土自由场地水平和垂直振动离心模型试验，发现水平和竖向同时激振与单向分别激振两种情况下，砂土地基有不用的动力反应，建议要考虑耦合振动对砂土地基动力特性的影响。张雪东等<sup>[10]</sup>进行了饱和砂土地基液化离心机振动台试验，研究了振动液化过程中砂土地基的动力响应沿深度的变化规律，发现土层在经历液化过程后其抗液化能力显著提高，此外液化土层与非液化土层之间形成反射界面，对下部土层的动力响应有显著影响。梁孟根等<sup>[11]</sup>对饱和中细砂地基液化进行离心机振动台试验，得到土体不同深度范围内加速度、超静孔隙水压力随时间的发展规律。李博等<sup>[12]</sup>通过离心机振动台试验研究地震作用下各向异性地基的动力特性，指出砂土的内在各向异性对砂土的动力特性影响很大。周燕国等<sup>[13]</sup>利用振动台离心模型试验研究了含黏粒砂土地基液化灾变特性，指出含黏粒砂土地基比纯砂地基孔压消散时间更长、沉降量更大。苏栋等<sup>[14-15]</sup>通过离心机振动台试验研究了地震历史对砂土抗液化

性能的影响，发现土体的运动变形与孔隙水压力的发展密切相关，且较小地震更有利于增强砂土颗粒之间的咬合及结构的稳定性，极大地提高了其抗液化能力。

上述研究基本都是针对水平自由地基，目前鲜有学者研究深厚覆盖层的砂土动力特性和液化规律，主要是由于离心机振动台本身的能力不足以模拟深厚土层。本文采用浙江大学离心机及其振动台系统，并设计了一套离心模型气囊加载装置，来模拟上覆土层荷载，以保证研究土层的应力相似。以硬梁包水电工程坝基深厚覆盖砂层为研究对象，进行了模拟不同覆盖层厚度的离心模型试验，揭示了深厚覆盖砂层的加速度反应与孔压变化规律，探讨了地基的液化可能性。

## 1 研究背景与试验条件

### 1.1 硬梁包梯级水电站工程概况

硬梁包梯级水电站位于四川省甘孜藏族自治州泸定县冷碛镇境内，为《四川省大渡河干流水电规划调整报告》推荐 22 级方案中的第 13 个梯级电站，坝（闸）址距上游泸定县城约 25 km，距下游石棉县城约 100 km，距成都市约 300 km。坝（闸）址处控制流域面积 59450 km<sup>2</sup>，多年平均流量 893 m<sup>3</sup>/s。设计正常蓄水位 1246 m，装机容量 1200 MW。

闸（坝）址 50 a 超越概率 10% 的基岩水平地震动峰值加速度为 260g，相应的地震基本烈度为 VIII 度，100 年超越概率 2% 的基岩水平地震动峰值加速度为 573g。汶川“5·12”地震后，原地震安全性评价单位又提供了 100 a 超越概率 1% 的基岩水平地震动峰值加速度为 680g。

鉴于硬梁包水电工程处于高地震烈度区，坝基深厚覆盖层的地震安全评价成为一个重要的工程问题。由坝址地质勘察发现，坝址深厚覆盖层中有一层砂土层，平均厚度 18.79 m，平均埋深 30~60 m。该层砂土天然干密度为 1.45~1.74 g/cm<sup>3</sup>，平均 1.58 g/cm<sup>3</sup>。孔隙比为 0.547~0.841，平均 0.709，相对密度为 0.54~0.80，其粒径分布曲线如图 1 所示。该砂土层主要为细砂，按规范初步判断具有潜在的液化可能性。

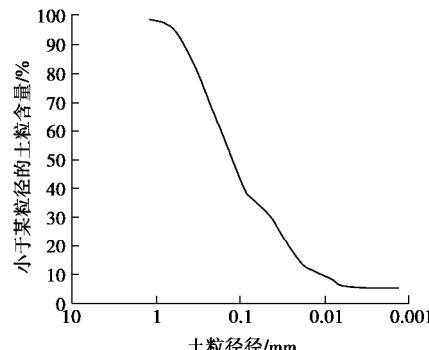


图 1 砂土粒径分布曲线

Fig. 1 Grain size distribution curve of test sand

为了深入探讨地震荷载作用下该层土的动力响应和液化可能性, 进行了离心机振动台模型试验。

### 1.2 试验条件

考虑原型坝基土体的特性及埋深特点, 结合离心机振动台的能力, 对现场工程条件进行了适当的简化和假设。共设计了2种有效上覆压力, 分别模拟10 m埋深和30 m埋深, 砂土层的厚度均为20 m。模拟的峰值加速度为0.4g, 相当于震级7.5级。采用两种振动频率, 分别为2 Hz和3 Hz, 以此研究地震频率对地基动力特性的影响。

试验用土均是按图1的粒径分布曲线配制,  $D_{50} = 0.14$  mm,  $C_u = 14.2$ , 孔隙比控制在0.7左右, 土层的干密度为 $1.64 \text{ g/cm}^3$  (根据室内固结试验, 模拟现场应力状态确定)。模型制备前, 先将土样制成饱和泥浆, 然后进行分层固结。

## 2 试验设备与模型的量测

### 2.1 试验设备与模型比尺

为了模拟超强地震条件, 采用浙江大学ZJU-400离心机及其配套的振动台系统。该机最大离心加速度为150g, 容量400 g·t, 吊篮有效容积为 $1.5 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ 。离心机专用振动台采用电液伺服控制方式, 可在100g下正常工作。振动台最大加速度为40g, 频率范围为10~200 Hz, 最大负载为500 kg。该系统配有80通道的动态测试系统和40通道的静态数据采集系统, 完全满足模型测量的需要。本次试验采用刚性模型箱, 尺寸为 $77 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 53 \text{ cm}$ , 一侧采用有机玻璃板, 作为模型的观测窗口。

综合考虑各方面因素, 本次试验选用的离心机加速度为50g, 因此试验中的模型率 $n=50$ , 模型与原型的相似关系见表1。

表1 离心模拟相似率

Table 1 Scaling factors of centrifuge modelling

物理量	模型	原型
质量密度	1	1
振动时间	1	50
振动频率	1	1/50
加速度	1	1/50
速度	1	1
力	1	$50^2$
位移	1	1/50
质量	1	$50^3$
应力	1	1
应变	1	1
做功	1	$1/50^3$

### 2.2 模型的测量与仪器布置

试验过程中需要测量砂土层振动过程中的加速度与超静孔隙水压力, 分别埋设了加速度计和孔隙水压力计, 其布置如图2所示。为了验证离心机振动台控制加速度, 在模型箱底板布置了一只三向加速度传感器(A0)。为了测量砂土层中不同深度处的加速度, 在距模型箱左侧385 mm处沿高度自下而上布置4只加速度计A1~A4, 距离顶部高度分别为420, 320, 220, 120 mm。为了测量砂土层中不同深度处的孔隙水压力, 在距模型箱右侧285 mm处的土层中沿高度自下而上布置一列孔压计P1~P4, 各孔压计距离顶部高度分别为420, 320, 220, 120 mm。

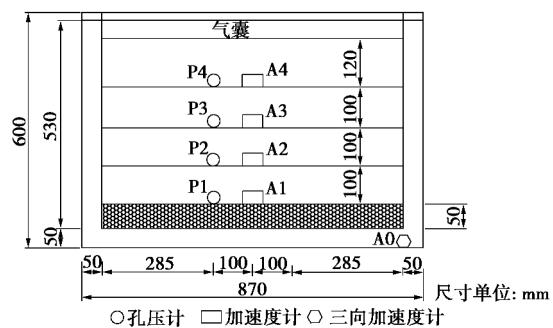


图2 传感器布置图

Fig. 2 Arrangement diagram of sensors

本次试验选用的孔压计为PDCR 81型半导体应变感应膜微型孔隙水压力传感器, 该传感器由英国德鲁克公司生产, 各孔压计的参数如表2所示。必须说明本次离心机振动台试验主要是研究深厚覆盖层砂土地基在地震荷载作用下的液化特性, 即地基中超静孔压的发生与发展过程。超静孔压的产生与消散既与土层的排水条件有关, 也与渗透特性相关, 这就要求试验过程中要正确模拟土层的渗透特性考虑到模型土层的特性与原型土层一样, 因此模型与原型土层中流体的特性也必须一样。根据离心模型试验的相似准则, 对于渗流问题, 模型与原型的黏滞系数之比为n。因此本试验过程中, 选用黏度为50 cst的甲基硅油来模拟水, 其密度为 $0.96 \text{ g/cm}^3$ , 无色透明。

试验选用的加速度计均为微型加速度传感器, 其中台面选用三向加速度计, 其它都为单向加速度计。各加速度传感器的率定参数如表3所示。

表2 孔压计参数

Table 2 Parameters of pore water pressure transducers

类型	编号	通道	标定系数 $(\text{mV} \cdot \text{V} \cdot \text{MPa}^{-1})$	量程 /MPa
P1	德鲁克 229	CH8	11.819	1.5
P2	德鲁克 226	CH9	11.751	1.5
P3	德鲁克 703	CH10	23	0.7
P4	德鲁克 698	CH11	23	0.7

表 3 加速度计参数

Table 3 Parameters of acceleration transducers

类型	编号	通道	标定系数 $/(m \cdot s^{-2} \cdot 5\mu V \cdot 5V^{-1})$
A1	FW4520021	CH1	0.9558
A2	FW4520020	CH2	0.9642
A3	FZ0370029	CH3	1.027
A4	FZ0370023	CH4	1.01

### 2.3 上覆土层荷载的模拟

本次试验需模拟的最大覆盖层厚度为 30 m, 加上砂土层自身的厚度 20 m, 总的土层厚度为 50 m。按设置的模型比尺 1 : 50, 模型土层的厚度为 1 m, 而模型箱的高度只有 53 cm, 根本无法实现。此外, 对于常规离心机振动台试验, 由于振动台的载重及激振能力的限制, 很难模拟这样深厚的覆盖层。为了解决这个问题, 设计了一套离心模型试验气囊加载装置, 如图 3 所示, 利用气囊来模拟上覆土层的荷载作用, 从而实现模型和原型的应力相似。该加载装置主要由气囊、反力结构和气源组成, 气源安放在离心机室外部, 通过气压旋转接头和管线与模型箱连接。利用这种装置不仅可以很方便地将气囊压力施加在研究土体的表面, 并且不增加额外的重量, 还可以根据模拟土层的厚度随时调节气囊的压力, 更重要的是土体表面的受力非常均匀。

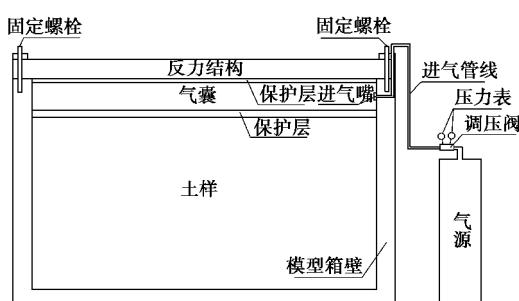


图 3 气囊加载装置示意图

Fig. 3 Sketch of airbag loading devices

本次试验过程中为了实现两种不同的土层埋深条件(10 m 埋深和 30 m 埋深), 分别控制两种气囊压力。当气囊气压 70 kPa 时, 50g 条件下模拟的覆盖层厚度约为 10 m。当气囊气压 200 kPa 时, 50g 条件下模拟的覆盖层厚度约为 30 m。

### 3 地震荷载的模拟

试验中选用正弦波作为振动台试验的地震动输入, 对应原型峰值加速度  $PGA=0.4g$ , 震级  $M_w=7.5$  级。为了研究地震频率对砂土层振动液化的影响, 选取 2 Hz 和 3 Hz 两种频率, 输入波形时程如图 4 所示。其中, 2 Hz 波型振动 30 次, 3 Hz 波型振动 45 次, 对应

的有效振动历时均为 15 s。必须指出, 上述均为原型参数, 对于离心模型, 按模型比尺 1 : 50, 相应的模型峰值加速度为 20g, 频率为 100 Hz 和 150 Hz, 振动历时均为 0.3 s。

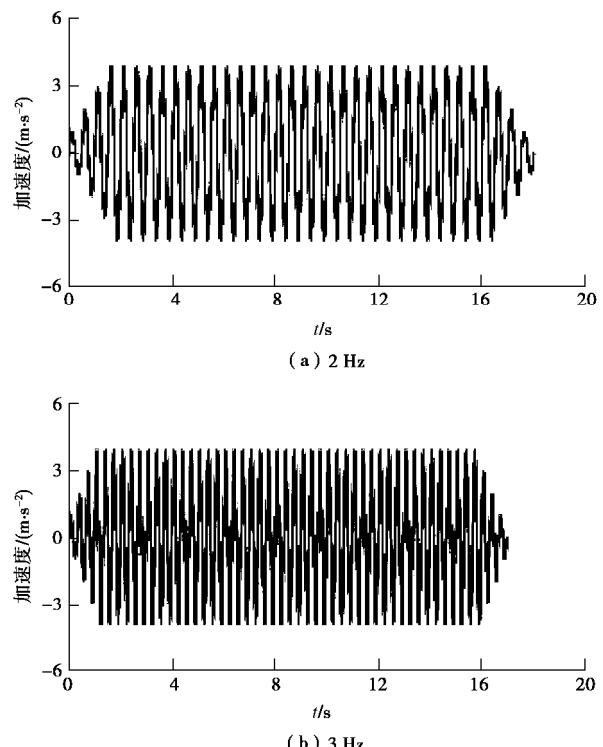


图 4 振动波形示意图

Fig. 4 Waveform of vibration

### 4 覆盖层砂土地基振动加速度反应

#### 4.1 覆盖层砂土地基加速度反应

地震波加速度值是评价地震反应的首要依据, 也是评价地震危害的指标之一。地基在遭受地震荷载作用下, 不同深度处加速度反应是研究地震波对土层影响的重点。限于篇幅仅给出频率 2 Hz 下 10 m 埋深和 30 m 埋深处的加速度反应情况, 如图 5 和图 6 所示, 试验结果显示频率 3 Hz 下的地震反应特性与 2 Hz 条件下基本一致。

由图 5 可知, 10 m 埋深下, 不同埋深处的振动加速度反应差异很大。在底部加速度计 A1 处, 加速度与台面加速度相差不大, 没有出现很大的波动。越往上, 加速度变化越来越大, 总体表现为先增大, 后衰减的趋势。在最上部加速度计 A4 处, 一开始加速度有所增加, 后来急剧减小。很显然, 从下到上土体的振动加速度整体表现为逐步率减。

由图 6 可知, 30 m 埋深下的加速度时程曲线整体上没有出现很大的波动, 加速度计 A1、A2、A3 处土体的振动加速度整体出现缓慢增大的趋势, 而加速度

计 A4 处的振动加速度则有所减小。通过比较图 5 和图 6 可以看出, 对于不同埋深, 土体加速度的变化趋势是不同的, 甚至是相反的: 在较浅的埋深下, 加速度短暂增加达到峰值后逐渐减小; 在较深的埋深下, 加速度呈现一直增加的趋势, 直至达到峰值。

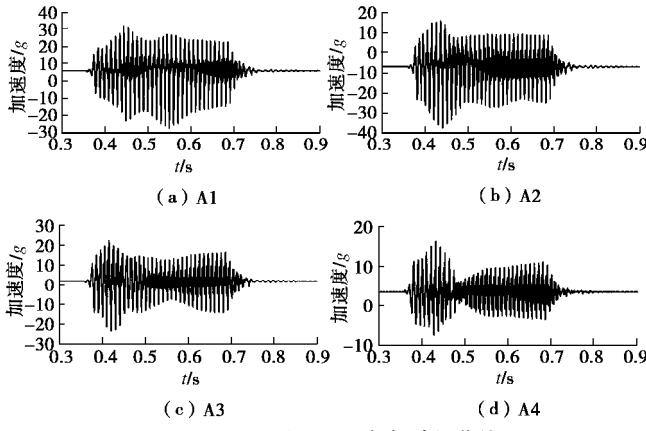


图 5 10 m 埋深下加速度时程曲线

Fig. 5 Acceleration curve under embedment depth of 10 m

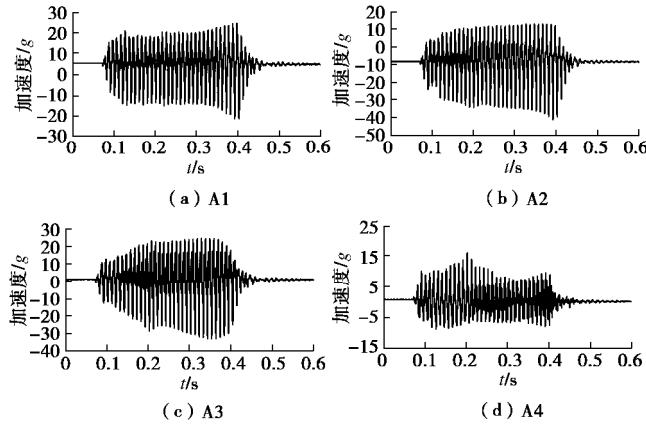


图 6 30 m 埋深下加速度时程曲线

Fig. 6 Acceleration curve under embedment depth of 30 m

#### 4.2 不同频率对土层振动加速度的影响

Victor 等<sup>[2]</sup>认为频率对孔压、液化层厚度、加速度、侧向变形、剪应变、沉降都有影响, 可见频率在液化分析中的重要性。选取加速度计 A2、A3 作为研究对象, 给出不同频率不同埋深下的加速度时程曲线, 如图 7 和图 8 所示。

从图 7 中可以看出, 在 10 m 埋深下, 不同频率对应的加速度随时间变化规律是相似的。但在振动的开始, 3 Hz 比 2 Hz 的加速度幅值要大, 随后加速度出现衰减, 并且 3 Hz 衰减的程度比 2 Hz 要大, 这与 Youd 等<sup>[16]</sup>认为高频率的运动在土层传播中会更快衰减是一致的。从图 8 中可以看出, 在 30 m 埋深下, 加速度时程变化规律与 10 m 埋深截然相反。在 2 Hz 振动下, 从开始到振动结束, 加速度都在缓慢增长, 而在 3 Hz 下, 加速度则在慢慢衰减。因此, 在埋深较

大的土层中, 加速度会因振动频率的不同产生不同的变化规律, 或增大或减小。

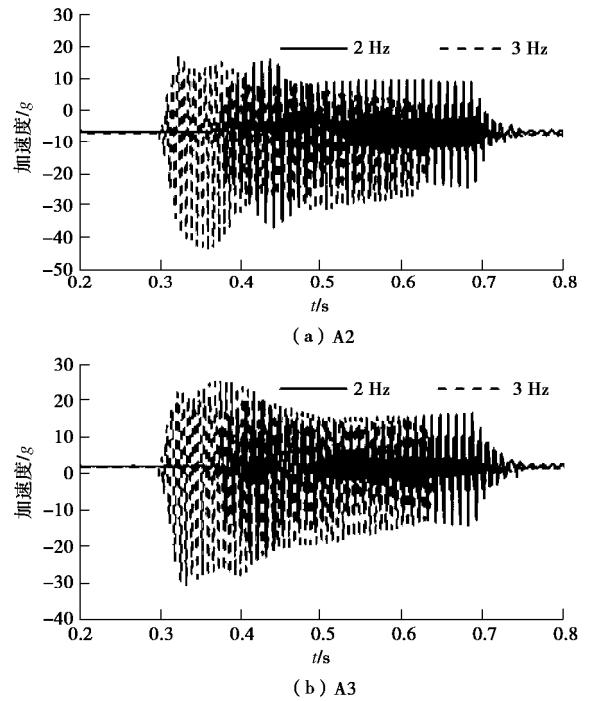


图 7 10 m 埋深下加速度曲线

Fig. 7 The acceleration curve embedment depth of 10 m

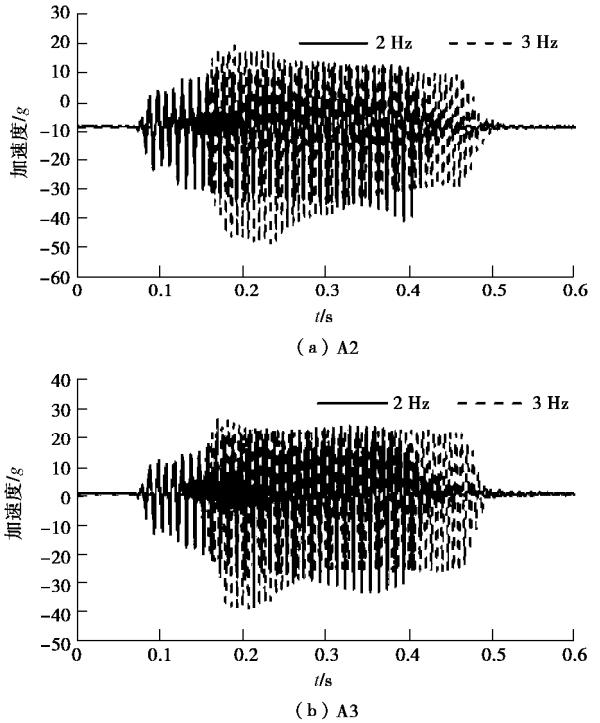


图 8 30 m 埋深下加速度曲线

Fig. 8 Acceleration curve under embedment depth of 30 m

#### 4.3 加速度峰值衰减系数

试验得到的 10 m 埋深和 30 m 埋深沿纵向加速度峰值衰减系数分别如图 9 和图 10 所示。加速度峰值衰减系数取为土层中各测量传感器与台面传感器加速度

绝对值的比值。

从图 9 和图 10 中可以看出在较浅的埋深处, 不同频率下, 加速度峰值衰减系数变化规律相似, 而在较深的埋深处, 不同频率下加速度峰值衰减系数变化出现一定差异, 2 Hz 振动时是先显著增加后逐渐减小, 3 Hz 振动时基本上都呈衰减的规律。一些学者指出, 地震强度越大, 地表加速度衰减越明显, 可能是由于地震强度增加使土层剪应变水平增加, 剪切模量降低更加迅速, 阻尼比增加导致<sup>[17-19]</sup>, 这和本试验结果是相一致的。

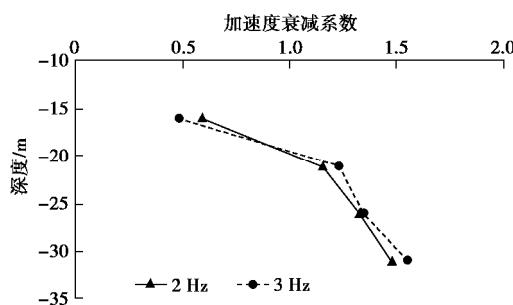


图 9 10 m 埋深下土层加速度峰值衰减系数

Fig. 9 Attenuation coefficient of acceleration peak in 10 m-embedded layer vs. depth

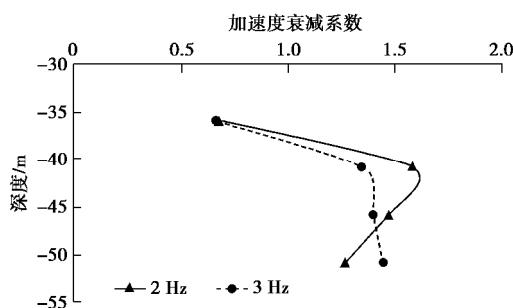


图 10 30 m 埋深下土层加速度峰值衰减系数

Fig. 10 Attenuation coefficient of acceleration peak in 30 m-embedded layer vs. depth

## 5 覆盖层砂土地基振动超静孔压反应

### 5.1 覆盖层砂土地基超静孔压反应曲线

图 11 和图 12 是试验得到的 10 m 埋深和 30 m 埋深下砂土地基土体的超静孔压时程曲线。必须指出试验过程中由于孔压计 P2 损坏, 未能列出。从图 11 和图 12 可以发现, 各种情况下地基土层中的超静孔压随着时间快速增长, 短时间内就达到峰值, 在振动结束后依然保持一个稳定的超静孔压值, 但在较大的埋深下, 超静孔压在振动结束后还会出现缓慢增长的趋势。不同频率下, 超静孔压增长的规律是一致的, 但在相同的埋深处, 较低频率的振动会产生较大的超静孔压, 也即较低频率更利于超静孔压积累, 更容易导致土体

液化, 这与 Victor<sup>[2]</sup>研究结果相似。因此, 在地基遭受地震荷载时, 并不是频率越高越容易导致地基土液化, 反而是较低的频率或者是最优频率会产生更大的危害, 这个最危险的频率范围还需通过大量试验进行论证。通过比较图 11 和图 12 发现, 从单一频率超静孔压随深度增长过程发现, 不同埋深下的超静孔压增长情况不同, 在较浅的埋深条件下, 超静孔压随着深度的增加是先减小后又逐渐增加; 在较深的埋深条件下, 超静孔压是先增大后又稍微减小, 在更深处则认为超静孔压基本保持一致, 因为土层越深, 土体受到的应力越大, 土体越密实, 越不利于孔压积累。

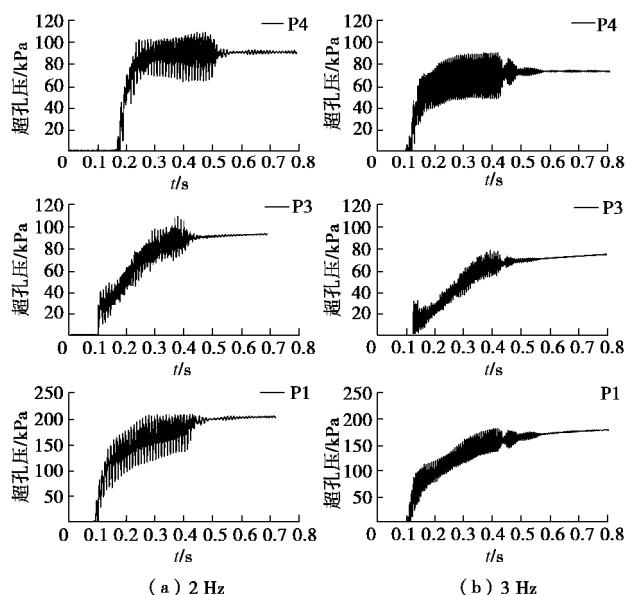


图 11 10 m 埋深下的超静孔压时程曲线

Fig. 11 Excess pore pressure curve under embedment depth of 10 m

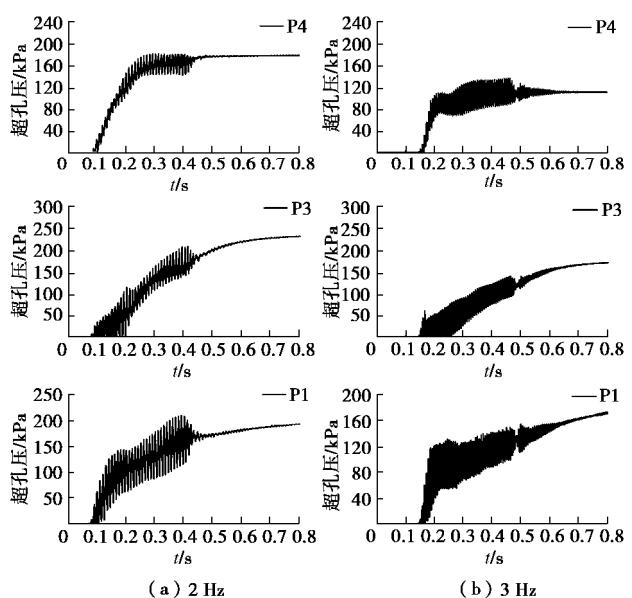


图 12 30 m 埋深下的超静孔压时程曲线

Fig. 12 Excess pore pressure curve under embedment depth of 30 m

## 5.2 超静孔压比随深度变化

图 13 是试验得到的不同埋深下超静孔压比随深度的变化规律, 此处的超静孔压比是指试验得到的超静孔压与上覆土层竖向有效应力的比值。从图中可以发现超静孔压比随深度的增加变化较为复杂, 在 10~30 m 范围内, 自下而上超静孔压比先逐渐减小后又逐渐增大, 在 16 m 深度处超静孔压比达到 0.84 (对应 2 Hz), 接近液化。因此认为浅层土 0~16 m 范围内发生液化的可能性较大。但在 30~50 m 范围内, 超静孔压比自下而上先会出现小幅度的增长, 然后逐渐减小, 土层越深, 超静孔压比越小, 土层越不容易液化, 这是因为高围压下, 土体发生剪缩, 变得更加致密, 不容易积累超静孔压。从图 13 还可以看出, 不同频率下, 超静孔压比随深度变化的规律是相似的, 但低频率比高频率的超静孔压比大, 土体更容易液化, 这和加速度反应结论一致。

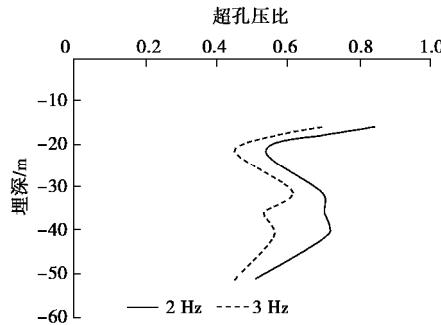


图 13 不同埋深下的超静孔压比

Fig. 13 Excess pore pressure ratio vs. depth

## 6 结 论

本文通过振动台离心模型试验, 研究了上覆深厚砂层的动力与液化特性。初步结论如下:

(1) 离心模型试验中可以通过气囊加载装置来模拟上覆土层的荷载, 从而实现深埋土层应力状态的相似模拟, 为深埋土层振动试验提供了较好的模拟手段。

(2) 在较浅的埋深下, 土体振动加速度在达到峰值后出现一定程度的衰减, 不同频率下加速度变化规律一致, 但高频率会导致加速度峰值增大, 同时衰减程度也随之增大; 在较深的埋深下, 各位置处土体的加速度主要呈现增长趋势。

(3) 振动过程中超静孔压随着深度的增加不断增加, 但到达一定深度后, 超静孔压增长缓慢或已不明显; 超静孔压比随着深度的增加先逐渐减小后又逐渐增大, 然后到达一定深度后, 逐渐减小。2 Hz 频率下 0~16 m 范围内超静孔压比基本都在 0.84 以上, 很容易导致液化。而在 30~50 m 覆盖中, 其值基本维持在 0.4~0.6 中, 没有液化的可能性。

(4) 振动频率对超静孔压的发展规律影响不大, 但较低的频率更容易积累孔压, 也更容易导致液化。

## 参 考 文 献:

- [1] 陈正发, 于玉贞. 土工动力离心模型试验研究进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊 2): 4026~4032. (CHEN Zheng-fa, YU Yu-zhen. A review on development of geotechnical dynamic centrifugal model test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(S2): 4026~4032. (in Chinese))
- [2] VICTOR M T U, RICARDO D. Centrifuge modeling of earthquake-induced lateral spreading in sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(12): 1195~1206.
- [3] AHMED E, YANG Z H, LAI T, et al. Dynamic response of saturated dense sand in laminated centrifuge container[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(5): 598~609.
- [4] BRENNAN A J, THUSYANTHAN N I, MADABHUSHI S P G. Evaluation of shear modulus and damping in dynamic centrifuge tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(12): 1488~1497.
- [5] RICCARDO C, GIULIA M B V. Evaluation of soil dynamic properties in centrifuge tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(7): 850~859.
- [6] PETER M B, SUNG S P, Michael Beaty, et al. Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, 41: 193~211.
- [7] 刘晶波, 刘祥庆, 王宗刚, 等. 砂土地基自由场离心机振动台模型试验[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(9): 31~34. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, WANG Zong-gang, et al. Dynamic centrifuge model test of an unconfined sandy foundation[J]. Journal of Tsinghua University(Sci & Tech), 2009, 49(9): 31~34. (in Chinese))
- [8] 刘晶波, 赵冬冬, 张小波, 等. 地基自由场离心机振动台模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(5): 980~987. (LIU Jing-bo, ZHANG Dong-dong, ZHANG Xiao-bo, et al. Dynamic centrifuge model tests on an unconfined soil foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(5): 980~987. (in Chinese))
- [9] 李京爽, 侯瑜京, 徐泽平, 等. 砂土自由场地基水平垂直振动离心模拟试验[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 2): 208~214. (LI Jing-shuang, HOU Yu-jing, XU Ze-ping, et al. Centrifugal modeling of seismic response of free-field sand ground under horizontal and vertical earthquakes[J]. Rock

- and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 208 – 214. (in Chinese))
- [10] 张雪东, 侯俞京, 梁建辉, 等. 饱和砂土地基液化离心机振动台模型试验研究[J]. 水利学报, 2014, **45**(增刊 2): 105 – 111. (ZHANG Xue-dong, HOU Yu-jing, LIANG Jian-hui, et al. Dynamic centrifuge tests on liquefaction of saturated sand foundation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(S2): 105 – 111. (in Chinese))
- [11] 梁孟根, 梁甜, 陈云敏. 自由场地液化响应特性的离心机振动台试验[J]. 浙江大学学报(工学版), 2013, **47**(10): 1805 – 1814. (LIANG Meng-gen, LIANG Tian, CHEN Yun-min. Centrifuge shaking table modeling of liquefaction characteristics of free field[J]. Journal of Zhejiang University(Engineering Science), 2013, **47**(10): 1805 – 1814. (in Chinese))
- [12] 李博, 王艳茹, ZENG Xiang-wu. 地震作用下各向异性地基的动力响应[J]. 自然灾害学报, 2013, **22**(2): 205 – 212. (LI Bo, WANG Yan-ru, ZENG Xiang-wu. Dynamic response of anisotropic under earthquake[J]. Journal of Natural Disasters, 2013, **22**(2): 205 – 212. (in Chinese))
- [13] 周燕国, 梁甜, 李永刚, 等. 含黏粒砂土地场液化离心机振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(9): 1650 – 1658. (ZHOU Yan-guo, LIANG Tian, LI Yong-gang, et al. Dynamic centrifuge tests on liquefaction of clayey sand ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(9): 1650 – 1658. (in Chinese))
- [14] 苏栋, 李相崧. 地震历史对砂土抗液化性能影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2006, **27**(10): 1815 – 1818. (SU Dong, LI Xiang-song. Centrifuge investigation on effects of seismic history on resistance of sand to liquefaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(10): 1815 – 1818. (in Chinese))
- [15] 苏栋, 李相崧. 砂土自由场地地震相应的离心机试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, **26**(2): 166 – 170. (SU Dong, LI Xiang-song. Centrifuge modeling of seismic response of free sand ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **26**(2): 166 – 170. (in Chinese))
- [16] YOUD T L, IDRISI I M, ANDRUS R D, et al. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(10): 817 – 833.
- [17] 曹杰, 韩黎明, 冯昌明, 等. 软弱土层自由场动力离心模型试验[J]. 长江科学院院报, 2012, **29**(2): 78 – 82. (CAO Jie, HAN Li-ming, FENG Chang-ming, et al. Dynamic centrifuge tests on free-field response of soft soil[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2012, **29**(2): 78 – 82. (in Chinese))
- [18] 陈国兴, 庄海洋, 程绍革, 等. 土-地铁隧道动力相互作用的大型振动台试验: 试验方案设计[J]. 地震工程与工程振动, 2006, **26**(6): 178 – 183. (CHEN Guo-xing, ZHUANG Hai-yang, CHENG Shao-ge, et al. A large scale shaking table test for dynamic soil-metro tunnel interaction: test scheme[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, **26**(6): 178 – 183. (in Chinese))
- [19] 陈继化, 陈国兴, 史国龙. 深厚软弱场地地震反应特性研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2004, **24**(2): 132 – 138. (CHEN Ji-hua, CHEN Guo-xing, SHI Guo-long. Research on seismic response characteristics of sites with deep and soft soils[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2004, **24**(2): 132 – 138. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003002

# 裂隙岩体含水层六价铬污染的修复

刘松玉<sup>1</sup>, 刘宜昭<sup>\*1</sup>, 赵洁丽<sup>2</sup>, 张文伟<sup>2</sup>, 刘威<sup>2</sup>, 范日东<sup>1</sup>

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏南京 210096; 2. 江苏圣泰环境科技股份有限公司, 江苏南京 210007)

**摘要:** 结合山东省某机械公司岩体污染场地六价铬污染修复工程, 详细分析研究了基岩裂隙水中污染物的运移特征、修复技术选择与施工、修复效果评价。研究表明: 基岩裂隙水中六价铬污染羽的形态与规模主要取决于地下水水流场、含水层富水性及断裂带产状, 污染羽的深度取决于含水层埋深; 基岩裂隙水复杂的水力联系条件是引起污染空间分布差异性大的控制因素。通过论证分析, 提出了原位阻隔、地下水化学还原与抽水异位处理的多技术联合修复方案, 修复后所有监测井内地下水六价铬浓度均低于地下水质量IV类标准 0.1 mg/L, 修复率达到 99%以上。该工程的成功实施可为基岩裂隙含水层污染修复工程的设计与施工提供参考。

**关键词:** 裂隙岩体; 六价铬污染; 地下水修复; 阻隔; 抽水异位处理; 原位化学还原

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0413-08

作者简介: 刘松玉(1963—), 男, 博士, 教授, 主要从事桩基工程, 特殊土地基处理及环境岩土等方面的研究工作。E-mail: liusy@seu.edu.cn。

## Remediation of fractured rock aquifers contaminated by hexavalent chromium

LIU Song-yu<sup>1</sup>, LIU Yi-zhao<sup>1</sup>, ZHAO Jie-li<sup>2</sup>, ZHANG Wen-wei<sup>2</sup>, LIU Wei<sup>2</sup>, FAN Ri-dong<sup>1</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Sentay Environmental Science and Technology Co., Ltd., Nanjing 210007, China)

**Abstract:** The contamination characteristics of bedrock fissured aquifer, selection and implementation of remediation technologies, and evaluation of remediation effects are analyzed based on the remediation project of hexavalent chromium-contaminated groundwater in a machinery company in Shandong Province. The results show that the shape and the scale of hexavalent chromium-contaminated plume in bedrock fissured aquifer mainly depends on groundwater flow field, water abundance of aquifer and occurrence of fault zone. The buried depth of contamination plume depends on that of aquifer. The complex hydraulic connection condition of bedrock fissured water is an important factor causing great difference in spatial distribution of contamination concentration in the site. Through technical and economical analysis, a multi-technology combined remediation scheme including groundwater barrier, ex-situ treatment after pumping and in-situ chemical reduction technology is put forward. After field remediation, the concentration of hexavalent chromium in groundwater in all monitoring wells is lower than that of class IV standard(0.1 mg/L) in “Chinese Standard for Groundwater Quality”, and the successful remediation percentage is almost 99%. This successful implementation project can provide reference for the design and construction of remediation of contaminated fissured rock aquifers.

**Key words:** fractured rock; hexavalent chromium contamination; groundwater remediation; barrier; ex-situ treatment after pumping; in-situ chemical reduction

## 0 引言

含铬化合物在电镀、制革、化工及冶金工业中被广泛使用<sup>[1]</sup>。含铬废水的排放以及铬渣的不规范堆放是造成铬污染的主要原因, 使得人体健康安全及生态环境安全受到很大威胁。2014 年环境保护部公布的《中国土壤污染状况调查公报》<sup>[2]</sup>, 中国土壤铬超标率达到了 1.1%。截至 2018 年, 中国仅历史遗留铬渣堆场和关停铬盐生产场地就有 60 余个(20 个已完成

修复), 场区内地下水受到严重的铬污染<sup>[3]</sup>。含铬工业废水跑冒滴漏的案例也屡见不鲜。

Cr 在环境中主要以 Cr (III) 和 Cr (VI) 两种价态存在<sup>[4]</sup>。Cr (III) 不易溶于水<sup>[5]</sup>, 是人体和动物生长必需的微量元素<sup>[6]</sup>。Cr (VI) 的毒性比 Cr (III) 高出 500~1000 倍<sup>[7]</sup>, 且极易溶于水, 在土壤和地下水

收稿日期: 2019-06-27

\*通信作者 (E-mail: lyz9558@foxmail.com)

表 1 铬污染含水层修复案例  
Table 1 Remediation cases of chromium-contaminated aquifer

污染场地	受污染含水层	处理方法	参考文献
青海中星铬盐厂	浅层含水层: 杂填土及粉土层(埋深 0.1~3.45 m); 深层含水层: 砂卵砾石层(埋深 2.7~10.8 m)。含水层厚度在 0.7~6.0 m。	地下水阻隔技术、地下水抽出处理技术、原位反应带修复技术	[9, 10]
长沙铬盐厂	浅层含水层: 杂填土层(埋深 2.1~4.8 m); 深层含水层: 圆砾层(埋深 6.80~14.10 m)。	地下水阻隔技术、动态地下水循环化学-生物还原系统(DGR)和原位化学还原技术	[11, 12]
济南裕兴化工厂区	粉土层, 粉质黏土夹姜石层。浅层含水层、深层含水层埋深分别为 10, 15 m。	地下水阻隔技术、原位化学还原技术	[13]
青海海北铬盐厂	松散砂砾层, 埋深 0.35~21.5 m, 厚 30 m。	原位化学还原技术	[14]
美国新泽西州瓦尔迪克航空设备公司	中细砂/砾石层、砂质粉土层, 埋深 6 m 左右。	抽出处理技术	[15]
美国北卡罗莱那州海岸警卫队支援中心	粉质黏土、细砂层。埋深 1.5~2 m, 厚度 4 m 左右。	可渗透反应墙	[16]
美国联合铬制品公司	浅层含水层: 粉细砂层(埋深 0~6 m); 深层含水层: 粉砂胶结砾石层(埋深 7.6~13.7 m)。	抽出处理技术	[17]

中具有高迁移性<sup>[8]</sup>。

在已有铬污染场地修复案例中, 大多数受污染含水层为松散土体, 且深度普遍较小, 如表 1 所示。岩体含水层的铬污染修复鲜有报道, 对发育断裂带及大量裂隙的岩石地层中铬污染地下水的修复尚没有相应的工艺和研究成果。

本文以山东省某机械公司六价铬污染场地的修复实例为依托, 分析了铬污染在基岩裂隙含水层中的迁移基本特征, 提出了修复方案、论证了修复效果。

## 1 场地工程地质条件及污染特征

### 1.1 工程地质条件

某在产机械公司位于山东省泰安市, 主要从事镀铬制品生产。该公司厂区旧电镀槽自 2006 年 4 月起开始运行, 仅做了简单的防渗处理。于 2016 年 8 月发现旧电镀槽中的电镀废液发生渗漏, 停用并挖除旧电镀槽, 在底部铺设环氧树脂防渗。渗漏造成了场地岩土体和地下水的 Cr(VI) 污染, 污染区域包括厂区内外电镀槽周边共约 15500 m<sup>2</sup> 区域, 以及厂区南侧居民区及周边共约 6400 m<sup>2</sup> 区域。污染场地周围有 6 个村庄、5 个科技园、大片农田以及 2 个水库及水渠等敏感目标, 污染场地位置平面图如图 1 所示。污染物的扩散会严重影响附近居民的正常生活和人生安全, 治理迫在眉睫。

根据《山东某机械公司联合厂房电镀车间岩土工程勘察报告》<sup>[18]</sup>, 场地地层结构单一, 自上而下共分四层(图 2, 其中 I—I' 截面位置见图 3), 分别为填

土层、强风化、中风化及弱风化闪长岩层。填土层 Q<sub>4</sub><sup>pd</sup>由粉质黏土及强风化岩屑构成, 厚度仅 0.3~2 m; 强风化闪长岩下界面埋深 18~20 m; 中风化闪长岩层下界面埋深 33~45 m; 弱风化闪长岩层下伏于中风化闪

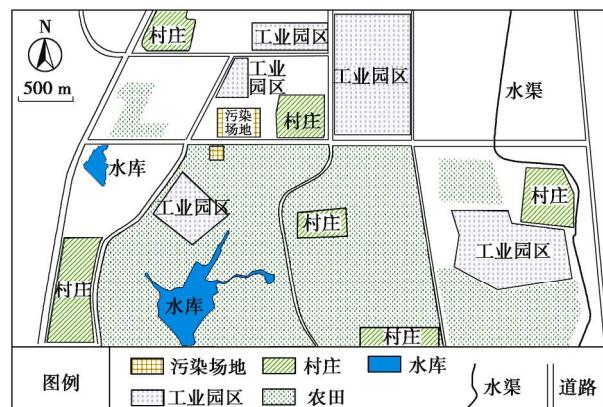


图 1 污染场地位置  
Fig. 1 Location of contaminated site

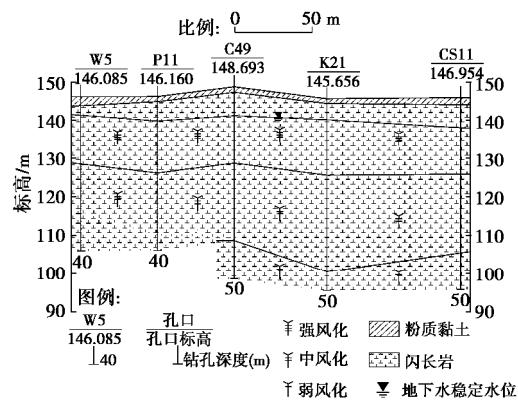


图 2 场地工程地质剖面图(I—I' 截面)  
Fig. 2 Hydrogeological cross-section (I—I') of site

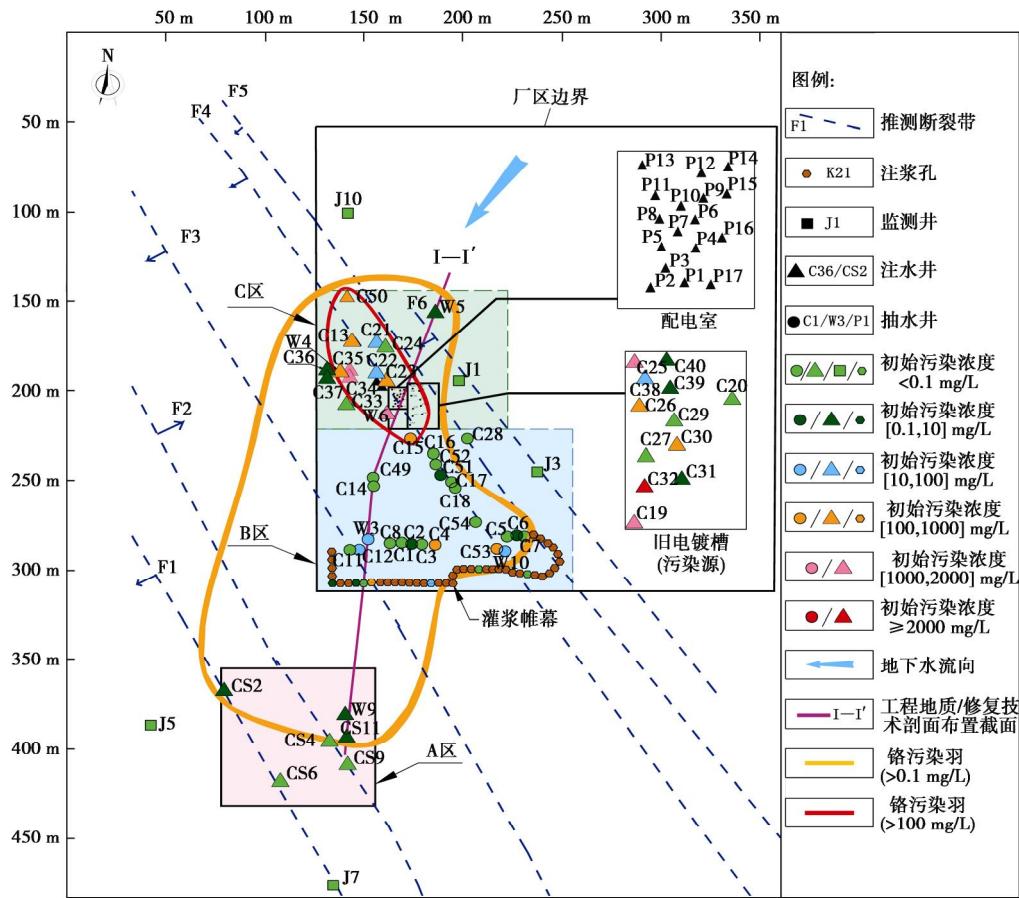


图 3 断裂带分布、污染羽范围及抽/注水井、监测井、灌浆帷幕布置示意图

Fig. 3 Distribution of fault zones, pollution plume and layout of pumping/injection/monitoring wells and grouting curtain

长岩层, 未穿透。该区域地下水类型为基岩裂隙水。

根据勘探井(井深 27.5~57.5 m)情况及抽水试验得知, 地下水初见水位 30~48 m, 稳定水位 2.30~7.77 m, 渗透系数为  $2.3 \times 10^{-4} \sim 0.94 \times 10^{-3}$  cm/s。地下水流向自东北方向至西南方向, 如图 3 所示。

采用高密度视电阻率法、瞬变电磁法对该场区进行工程物探, 推断机械公司厂区中部及西侧存在 6 条主要断裂带(F1~F6), 分布如图 3 所示。F1~F6 断裂带均为北西—南东走向, 呈现平行展布, 但断裂发育规模不一。除了 F2 倾向北东外, 其他断裂带均倾向南西, 倾角均为  $70^\circ \sim 80^\circ$ 。因断裂造成基岩破碎, 且多条断裂两侧岩石风化程度加强, 局部存在糜棱岩化或者绿泥石化, 因而富水性好, 形成富水带。随着深度增加, 多条断裂可能具有一定的联通性, 是该范围主要的地下水分布区域和运移通道。其中, F4、F5 及 F6 断裂带贯穿污染源区域, 可能成为电镀废液泄露向地下的主要通道, 并使得污染物沿断裂带走向往西部和东南方向扩散。

## 1.2 场地污染特征

根据场地环境调查, 污染源位于厂区的旧电镀槽位置(图 3), 厂区及附近地区地下水污染严重。按地

下水中铬浓度的分布特征和用地类型, 将场地分为 A、B、C 区共 3 个区域(图 3)。厂区南侧不到 100 m 处为一居民区, 根据调查及监测, 将以居民区为中心  $80 \text{ m} \times 80 \text{ m}$  的方形区域设立为修复区域(A 区)。根据污染程度轻重将厂区部分分为 B、C 区, C 区为污染源所在区域, B 区为污染源下游区域。各区点位地下水 Cr(VI) 浓度超标情况见图 4, 地下水六价铬浓度标准依据《地下水质量标准》(GB/T14848—2017) 中的 IV 类水标准( $0.1 \text{ mg/L}$ )。C 区地下水 Cr(VI) 浓度超标点位最多, 超标倍数也最大, 超标点个数(21)占该区总检测点位 78%, 6 个点位超标倍数达到 10000 倍以上; B 区其次, 超标点个数(13)占 42%; A 区污染程度轻微。表 2 为各区地下水 Cr(VI) 浓度范围及最高超标倍数, 地下水六价铬浓度最高达到了  $2590 \text{ mg/L}$ (C32 井), 超过 IV 类水标准( $0.1 \text{ mg/L}$ ) 25900 倍, 平均浓度也达到了  $185 \text{ mg/L}$ 。污染物迁移深度较大,  $48 \text{ m}$  深度处地下水六价铬浓度仍为  $100 \text{ mg/L}$ 。

以不同颜色表示各点位地下水 Cr(VI) 初始污染浓度大小(图 3), 并以此圈出场地地下水 Cr(VI) 大致污染范围, 黄圈为场地污染羽范围(以  $0.1 \text{ mg/L}$  为界), 红圈内大部分点位的地下水 Cr(VI) 浓度大于

100 mg/L, 属于重度污染区。Cr(VI)浓度大于 100 mg/L 的个别点位未能囊括进红圈内, 详见图 3 中不同颜色点位分布。从图中 0.1 mg/L 污染羽边界(黄色圈)可以看出, 污染羽形状主要受地下水流向和断裂带走向控制, 长度达 240 m。从 100 mg/L 污染羽边界(红色圈)形状可以看出, 污染程度严重区域主要在旧电镀槽(污染源)附近, 并沿 F4、F5 断裂带走向往西北方向延伸, 说明污染物泄漏后主要沿断裂带走向扩散。根据 0.1 mg/L 污染羽, 污染物从污染源沿 F4、F5 断裂带向上游迁移了 75 m, 向下游迁移了 90 m。另一方面, 由于岩体裂隙地下水运移和岩体风化差异性特点, 场地多个相邻点位中地下水六价铬浓度差异较大, 例如井 C27 与 C32 间距仅 4.5 m, C27 处地下水 Cr(VI)浓度为 0.006 mg/L, 而 C32 处为 2590 mg/L。

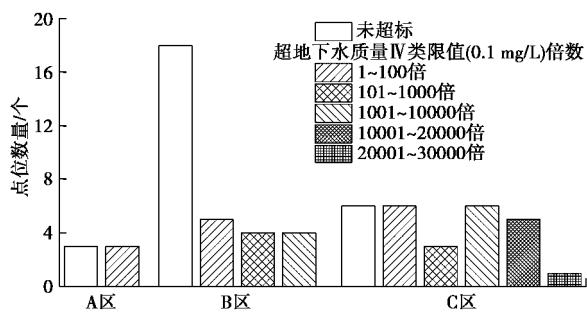


图 4 各区点位地下水 Cr(VI) 浓度超标情况

Fig.4 Over-standard situation of Cr (VI) in groundwater in areas

表 2 各区地下水 Cr(VI) 浓度范围及最高超标倍数

Table 2 Concentration range of Cr (VI) in groundwater and maximum over-standard multiple points in each area

区域	区域用途	Cr (VI) 污染浓度 范围/(mg·L <sup>-1</sup> )	最高超标 倍数
A 区	居民住宅及大片农田	0.632~5.87	58.7
B 区	机械公司绿化区	0.121~202	2020
C 区	厂房及仓库, 污染源所在区域	0.71~2590	25900

注: 场地地下水修复目标值为《地下水质量标准》(GB/T14848—2017) 中给出的 IV 类水标准 (0.1 mg/L)。

综上所述, B、C 区为主要的污染区域, 且该场

表 3 区域划分及治理方案

Table 3 Division of site and applied technologies

区域 划分	Cr (VI) 污染程度 (最大浓度)	修复技术	具体修复方法
A 区	轻度污染 (5.87 mg/L)	原位化学还原技术	修复 A 区地下水并防止上游未被拦截的污染物进一步扩散。
B 区	重度污染 (202 mg/L)	地下水阻隔技术、抽水异位处理技术	先在 B 区最南端施工帷幕灌浆带作为隔离屏障, 控制污染物迁移, 再抽水异位处理。
C 区	重度污染 (2590 mg/L)	回灌达标地下水并进行原位化学还原处理	在 C 区回灌 B 区修复达标后的地下水, 同时注入还原剂增强修复效果。

地污染情况存在浓度高、深度大、空间分布复杂等特点。断裂带及其裂隙对污染物运移具有以下显著影响: ①富水的断裂带是污染物扩散的主要方向, 断裂带走向与场地地下水水流场方向不同会造成污染羽的扩大及形状不规则; ②断裂带水力联系复杂, 导致场地内污染浓度空间分布存在巨大差异。

## 2 污染修复方案

为防止污染物继续迁移, 对周边环境和人体健康产生不利影响, 必须对污染场地进行修复。考虑到施工条件和环境风险控制, 修复工程要求在场地范围内完成, 且尽量不影响企业正常生产活动。

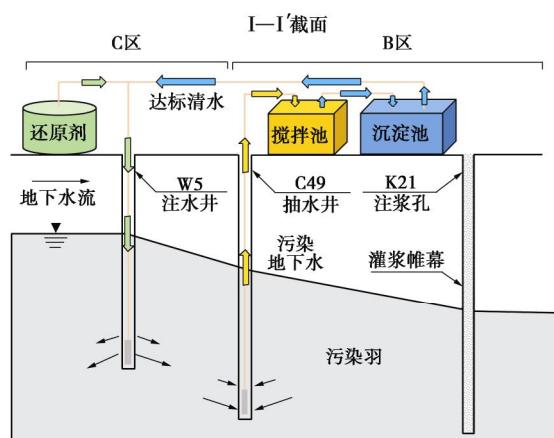


图 5 修复技术剖面布置图 (I—I' 截面)

Fig. 5 Cross-section layout of applied technologies (I—I')

结合不同地下水修复技术的适用条件和场地 A、B 和 C 区的地质及污染情况, 根据前期综合对比, 其它常见的单一修复技术如地下水曝气技术、渗透反应墙技术、双相抽提技术均不适用于该场地<sup>[19]</sup>, 提出了阻隔技术、抽水异位处理和原位化学还原处理相结合的修复处理原则, 各分区具体采用的治理技术见表 3, 修复平面布置见图 3, 剖面布置图见图 5 (I—I' 截面位置见图 3)。

### 2.1 阻隔技术

由于场地为岩层地区且断裂构造发育, 污染物的运移和分布具有明显的各向异性。同时, 含水层的渗

透性较好, 污染物随地下水迁移较快。因此, 在厂区污染严重区域(B、C区)的下游(厂区最南端)采用止水帷幕阻隔污染地下水运移, 帷幕轴线布置如图3所示。

止水帷幕施工采用钻孔帷幕灌浆工艺, 采用单排钻孔实施, 共43个注浆孔, 孔径150 mm; 孔距为4 m左右, 根据岩层裂隙分布及发育情况、透水性等确定; 为达到止水效果, 灌浆帷幕需要进入弱风化闪长岩层, 深度在40~50 m; 灌浆材料为PO 42.5水泥, 采用自下而上灌浆法, 灌浆方式采用循环式, 灌浆压力1~2 MPa; 在设计压力下, 当吸浆量不大于0.4 L/min时, 继续灌浆30 min, 或不大于1 L/min时继续灌注60 min作为终孔标准。

## 2.2 抽水异位处理与原位化学还原处理技术

阻隔带施工完成后, 再采用抽水异位处理和原位化学还原处理结合的方法对B、C区内污染地下水进行处理。抽水提高了污染场地内地下水的水力梯度, 使得采用原位化学还原技术注入的还原剂能够迅速、充分地布满污染羽所在含水层, 有效降低六价铬浓度。因此, 原位化学还原技术有利于弥补抽水异位处理技术中的一些缺点, 例如: 所需修复时间长, 存在拖尾、反弹效应等。两种方法联合使用能够相互促进修复效果的增强和修复效率的提高。

### (1) 抽/注水井的布置

在上游的B、C区应用抽出-处理技术。在B区建立抽水井群及污水处理系统, 通过抽水井将污染地下水抽出到污水处理系统进行修复, 并将达标后的地下水从上游C区注水井群回灌至地下。地下水抽水异位处理系统如图5所示。

根据岩土工程勘察, F3~F6断裂带是主要的导水通道之一, 可能也是污染物主要的迁移通道。在应用抽水异位处理技术时, 若仅根据场地总体的水力梯度变化来布置井位, 则难以截获全部的污染羽。因此, 需要针对断裂带及一些较大的裂隙调整或增加抽/注水井点位。

注水井点位于污染源及污染羽上游的F4~F6断裂带附近, 通过回灌地下水形成压力脊体系, 提高B、C区的水力梯度, 加快水交替速率, 促进污染物向抽水井群移动, 达到冲洗含水层、断裂带的效果。同时, 在裂隙间也布置有注水井, 同样起到加快水交替速率作用。抽水井点主要位于污染羽下游边缘的F3、F4断裂带附近, 断裂带间也设有抽水井, 配合止水帷幕阻止污染物向下游继续迁移。为提高修复效率, 采用间歇式抽水。抽水井及注水井共计85口, 井径150 mm, 井深30~50 m, 均穿过含水层。井间距最小为

数米, 最大间距约为50 m, 而抽水试验得到的影响半径为125~195 m, 因此能满足抽水/注入的要求。抽水井和注水井布置如图3所示。

### (2) 抽出污染水处理

污水处理系统由搅拌池、沉淀箱构成, 如图6所示。处理步骤如下: 将污染地下水抽出到搅拌池中, 加入 $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ 溶液、NaOH和聚氯化铝絮凝剂(PAC)后进行搅拌, 再将混合液抽入沉淀箱进行沉淀, 将Cr(VI)浓度达到修复目标值(0.1 mg/L)的上层清水回灌。化学处理技术的机理为利用 $\text{Fe}^{2+}$ 的还原性, 将六价铬还原为对人体无毒的三价铬, 再加入NaOH和絮凝剂PAC, 形成沉淀彻底去除。还原剂 $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ 修复六价铬污染地下水机理如下:

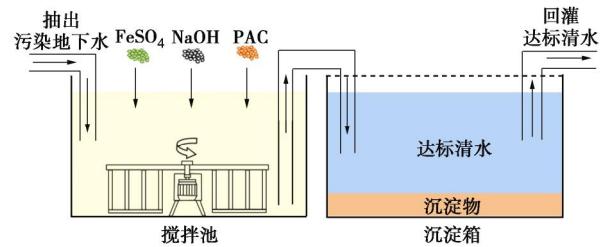
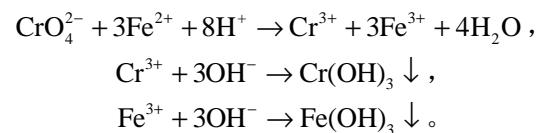


图6 污水处理系统示意图

Fig. 6 Sewage treatment system

### (3) 原位化学还原技术

同时, 在A、C区应用原位化学还原技术, 将还原剂 $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ 溶液通过A、C区的注水井用压力泵注射至含水层中。C区为严重污染源区域, 其中地下水Cr(VI)浓度最高, 应用原位化学还原技术以加速污染羽的修复, 并提高抽水异位处理技术的修复效果。A区污染程度较轻, 且上游污染地下水已被帷幕灌浆带阻隔, 故仅在该区应用原位化学还原技术修复污染地下水, 并形成还原反应区域阻止上游未被拦截的污染物进一步扩散。根据现场取样试验, 为使地下水六价铬浓度达标, 低浓度污染地下水(67 mg/L)和高浓度污染地下水(1834 mg/L)对应的 $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ 最小添加比例分别为0.16%和3.2%。在现场操作中, 参考以上结果根据各个井的污染情况决定药剂投加量。

### (4) 监测

在抽水异位处理技术和原位化学还原技术应用时, 在监测井中定期取样监测地下水Cr(VI)污染状况以评价修复方案的有效性, 并根据结果指导药剂投加量。前期可每3~5 d取样监测1次, 后期每两周监测1次。

由于场地内井点密度较大,为充分利用资源并节约成本,监测井主要由各区抽/注水井构成。为监测污染羽是否扩大,在污染羽的边缘设立专门监测井 J1、J3、J5、J7 及 J10(图 3)。

### 3 修复效果分析

污染含水层修复工程从 2017 年 8 月开始,采用地下水阻隔技术、抽水异位处理技术、原位化学还原技术联合修复的方法,对厂区约 15500 m<sup>2</sup>区域,以及厂区周边约 6400 m<sup>2</sup>区域内的六价铬污染地下水进行修复,共抽提处理了约 60000 m<sup>3</sup>的污染地下水。在 2017 年 8 月 25 日—2018 年 9 月 25 日期间对 83 个点位的地下水中六价铬浓度共计进行了 13 次检测,地下水六价铬浓度检测按照《水质六价铬的测定二苯碳酰二肼分光光度法》GB/T 7467—1987 要求进行。各分区修复前后地下水六价铬污染情况及平均修复率见表 4。各区超标点位的地下水六价铬浓度在修复后全部降到了修复目标值 0.1 mg/L 以下,A、B 和 C 区超标点位的平均修复率在 99%以上。修复率的计算公式如下:

$$\text{修复率} = (C_0 - C_t)/C_0 \times 100\% \quad , \quad (1)$$

式中,  $C_0$  为修复前点位的地下水六价铬浓度,  $C_t$  为修复后点位的地下水六价铬浓度。

表 4 各区修复前后地下水六价铬污染情况及修复率

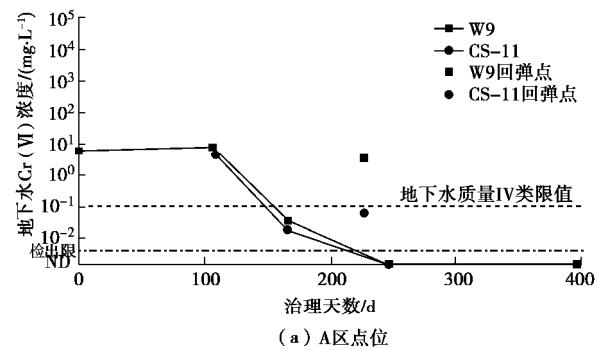
Table 4 Contamination of Cr(VI) in groundwater before and after remediation and remediation rate in each area

区域	污染点位	修复后 Cr (VI) 浓度范围/(mg·L <sup>-1</sup> )	平均修复率/%
A 区	W9, Cs-2, Cs-11	ND	100.00
	C2, C4, C6, C12, C15,		
B 区	C51, C53, W3, W10, K12-13, K25, K20, K22	ND	100.00
	C13, C19, C21, C22, C23,		
C 区	C25, C26, C30, C31, C32, C34, C35, C36, C37, C38, C39, C40, C50, W4, W5	ND~0.079	99.42

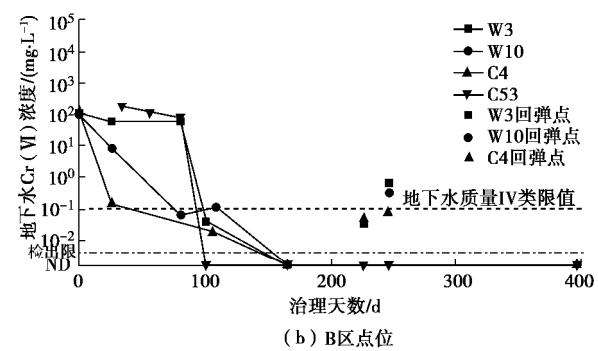
注: ND 代表样品中未检出六价铬, 检出限为 0.004 mg/L。

选择各区域初始污染浓度较高、具有代表性的点位分析修复期间地下水六价铬浓度的变化,变化曲线如图 7 所示。为使得地下水 Cr (VI) 浓度较低时,曲线与修复目标值关系更清晰,纵坐标采用对数坐标,治理天数从实施抽水异位处理技术、原位化学还原技术开始算起。其中,C 区的分析点位以 1000 mg/L 为界分为中浓度点位与高浓度点位。A 区初始污染程度最低,最高浓度仅 5.87 mg/L。C 区点位初始污染浓度

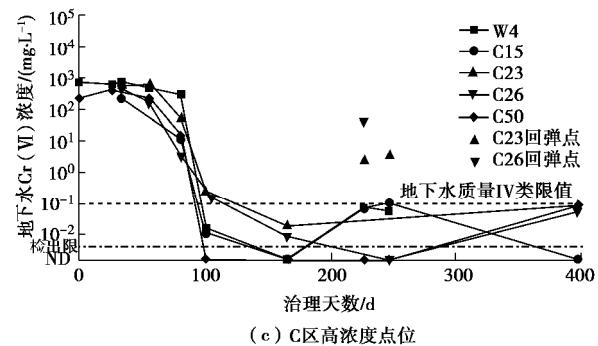
最高,最高浓度达到 2590 mg/L。在治理开始后,A、B 及 C 区点位处地下水六价铬浓度下降迅速,在 150 d 左右基本降低至修复目标值 0.1 mg/L 以下。但在 225~250 d 左右,各区均出现六价铬浓度回弹点位(图 7 中黑点,未画入衰减曲线)。污染源 C 区点位地下水六价铬浓度回弹最严重,最大超标倍数达到 379 倍(C26); A、B 区回弹点位的超标倍数高达 34.8 倍(W9)。根据检测数据,污染源(旧电镀槽)处 C26、C27、C32、C38 点位的地下水六价铬浓度在 225~250 d 附近有大幅度升高,污染源下游(B 区) C1、C3、C16、C18 及 K12-13 点位的地下水六价铬浓度有轻微反弹。C16、C18 位于 F4 断裂带上,C1、C3 及 K12-13 位于帷幕注浆带附近的绿化区。污染源处地下水六价铬浓度可能由于投药量不足而上升,导致污染物沿 F4 断裂带迁移,穿过帷幕注浆带,到达 A 区,从而造成了各区点位处地下水六价铬浓度的短暂回弹。各回弹点位的地下水六价铬浓度在 250~400 d 一直稳定在修复目标值 0.1 mg/L 以下,未在发生明显回弹。



(a) A 区点位



(b) B 区点位



(c) C 区高浓度点位

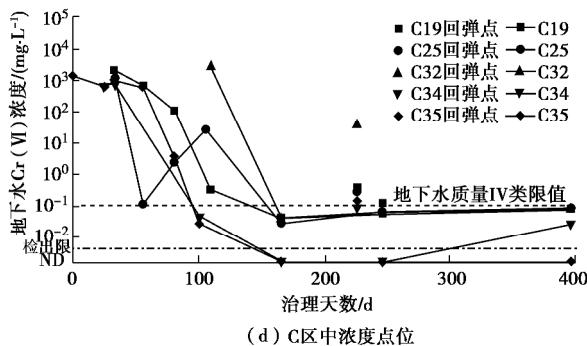


图 7 修复期间地下水六价铬浓度衰减

Fig. 7 Changes of Cr(VI) concentration in groundwater during remediation

综上所述, 绝大部分点位地下水六价铬浓度在 150 d 左右都降低到了修复目标值, 且 250 d 后地下水六价铬浓度未再出现反弹现象。因此, 地下水阻隔技术、抽水异位处理技术、原位化学还原技术联用的方案取得了较好的修复效果, 能够比较迅速、彻底地达到修复六价铬污染岩体含水层的目的。

## 4 结 论

本文结合六价铬污染裂隙岩体含水层的修复案例, 对其修复方法和效果进行了系统介绍, 得到以下结论:

(1) 该岩体含水层污染场地具有污染浓度高、深度大、空间分布复杂等特征, 断裂带及裂隙对污染物迁移起到了控制性作用。场地地下水六价铬的初始浓度最高达 2590 mg/L, 平均浓度为 185 mg/L, 污染深度最大达到 48 m, 污染羽长度达到 240 m。污染物主要沿地下水流向迁移, 同时沿富水的断裂带(F4、F5)迁移, 距离达 165 m。基岩裂隙水水力联通复杂, 导致污染空间分布存在很大差异。

(2) 提出了阻隔技术、地下水抽出异位处理和原位化学还原处理结合的技术联合修复污染岩体地下水的方法。3 种技术能够相辅相成, 提高修复效率, 基本取得 100% 的修复效果。

(3) 基岩裂隙水地区应用抽水异位处理技术时, 为了截获全部的污染羽, 在断裂带及裂隙发育密集区增加抽水井点。探明场地内的岩层断裂带与裂隙分布及其导水性对提高裂隙岩体污染地下水修复效率具有重要意义。

(4) 修复过程中出现个别监测井中地下水污染浓度反弹, 这可能与风化岩石对污染物的吸附和溶出特征有关, 本次研究未进行风化岩石对污染物的吸附性研究, 这是下一步研究工作中需要重点关注的问题。

## 参考文献:

- [1] GUERTIN J, JACOBS J A, AVAKIAN C P. Chromium(VI) Handbook[M]. CRC Press, 2004.
- [2] 环境保护部, 国土资源部. 中国土壤污染状况调查公报[R]. 2014. (Ministry of Ecology and Environment, Ministry of Natural Resources of People's Republic of China. Bulletin of National Soil Pollution Survey[R]. 2014. (in Chinese))
- [3] 李克. 中国铬渣污染地块现状与政策建议[C]// 2018 中国环境科学学会科学技术年会论文集(第一卷), 2018, 合肥. (LI Ke. Present situation and policy suggestions of chromium slag pollution plots in China[C]// Proceedings of 2018 Annual meeting of Science and Technology of Chinese Society of Environmental Sciences (Volume 1), 2018, Hefei. (in Chinese))
- [4] BAGCHI D, STOHS S J, DOWNS B W, et al. Cytotoxicity and oxidative mechanisms of different forms of chromium[J]. Toxicology, 2002, **180**(1): 5–22.
- [5] GON KIM J, DIXON J B, CHUSEL C C, et al. Oxidation of chromium(III) to chromium(VI) by manganese oxides[J]. Soil Sci Soc Am J, 2002, **66**: 30–315.
- [6] COSTA M, KLEIN C B. Toxicity and carcinogenicity of chromium compounds in humans[J]. Critical Reviews in Toxicology, 2006, **36**(2): 155–163.
- [7] COSTA M. Potential hazards of hexavalent chromate in our drinking water[J]. Toxicol Appl Pharmacol, 2003, **188**: 1–5.
- [8] JIANG B, LIU Y K, ZHENG J T, et al. Synergetic transformations of multiple pollutants driven by Cr(VI)-sulfite reactions[J]. Environmental Science & Technology, 2015, **49**(20): 12363–12371.
- [9] 丁贞玉. 西北某历史遗留铬污染场地调查、评估及修复实践[C]// 2017 中国环境科学学会科学与技术年会论文集(第三卷), 2017, 厦门. (DING Zhen-yu. Investigation, evaluation and remediation practice of a chromium pollution site left over from history in Northwest China[C]// Proceedings of 2017 Annual Meeting of Science and Technology of Chinese Society of Environmental Sciences (Volume 3), 2017, Xiamen. (in Chinese))
- [10] 青海省中星化工部分车间拆除场地土壤治理与地下水修复工程项目实施方案[R]. 西宁: 中星化工有限公司, 2015. (Implementation scheme of soil treatment and groundwater remediation project in workshops of Zhongxing Chemical Industry in Qinghai Province[R]. Xi'ning: Zhongxing Chemical Co., Ltd., 2015. (in Chinese))
- [11] 彭继文, 周艳明, 阳金纯. 原长沙铬盐厂铬污染土壤修复

- 项目环境影响报告书[R]. 长沙: 湖南省湘电试验研究院, 2016. (PENG Ji-wen ZHOU Yan-ming, YANG Jin-chun. Environmental Impact Report of Chromium Contaminated Soil Remediation Project in Former Changsha Chromium Salt Plant[R]. Changsha: Hunan Xiangdian Experimental Research Institute, 2016. (in Chinese))
- [12] 原长沙铬盐厂铬污染整体治理项目(第一阶段)环境影响报告表[R]. 长沙: 长沙市铬污染物治理有限公司, 2017. (Environmental Impact Report of the Project on the Overall Treatment of Chromium Pollution in the Former Changsha Chrome Salt Plant (stage I)[R]. Changsha: Changsha Chrome Pollutant treatment Co., Ltd., 2017. (in Chinese))
- [13] 济南裕兴化工有限责任公司原厂区 Cr(VI)污染土壤修复工程环境影响报告书[R]. 济南: 山东省环境保护科学研究院, 2016. (Environmental Impact Report of Cr (VI) Contaminated Soil Remediation Engineering in the Former Plant of Jinan Yuxing Chemical Co., Ltd. [R]. Jinan, Shandong Environmental Protection Science Research and Design Institute, 2016. (in Chinese))
- [14] 王兴润, 颜湘华, 王琪. 典型铬污染场地修复治理示范工程案例研究[C]// 2011 污染场地修复产业国际论坛暨重庆市环境科学学会第九届学术年会论文集, 2011, 重庆: 423 - 435. (WANG Xing-run, YAN Xiang-hua, WANG Qi. Case study of demonstration project of typical chromium contaminated sites remediation[C]// Proceedings of the 2011 International Forum on Contaminated Sites Remediation. Chinese Research Academy of Environmental Sciences, 2011, Chongqing: 423 - 435. (in Chinese))
- [15] Pamela J Baxter, CHMM. Five-Year Review Report for Wallick Aerospace Devices Superfund Site Wall Township, Monmouth County, New Jersey[R]. New York: US Environmental Protection Agency, 2013.
- [16] WILKIN T, Richard & Puls, Robert & Sewell, Guy. Long-term Performance of Permeable Reactive Barriers Using Zero-valent Iron: An Evaluation at Two Sites[R]. New York: US Environmental Protection Agency, 2002.
- [17] (Third) Five-Year Review Report for United Chrome Products Site Corvallis, Oregon[R]. Portland: US Environmental Protection Agency, 2003.
- [18] 山东某机械公司联合厂房电镀车间岩土工程勘察报告[R]. 泰安: 机械工业第一设计研究院, 2004. (Geotechnical Engineering Investigation Report of Electroplating Workshop of a Machinery Company in Shandong Province[R]. Taian: First Design and Research Institute of Mechanical Industry, 2004. (in Chinese))
- [19] 刘松玉, 杜延军, 刘志彬. 污染场地处理原理与方法[M]. 南京: 东南大学出版社, 2018. (LIU Song-yu, DU Yan-jun, LIU Zhi-bin. Principles and Methods of Contaminated Site Treatment[M]. Nanjing: Southeast University Press, 2018. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003003

# 局部锚杆失效对桩锚基坑支护体系的影响及其机理研究

郑 刚<sup>1, 2</sup>, 雷亚伟<sup>1, 2</sup>, 程雪松<sup>\*1, 2</sup>, 李溪源<sup>1, 2</sup>, 王若展<sup>1, 2</sup>

(1. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学土木工程系, 天津 300072)

**摘要:** 桩锚支护基坑中由锚杆失效引起的坍塌事故屡见不鲜。针对此问题, 采用有限差分法研究了局部锚杆失效引发的土压力和支护结构内力变化等荷载传递规律, 并利用大型模型试验加以定性验证。锚杆失效会导致邻近 3~4 根锚杆轴力显著增大, 导致冠梁最大剪力和弯矩增加, 冠梁按照构造配筋很容易发生破坏。随着锚杆失效数量的增加, 锚杆最大荷载(轴力)传递系数逐渐增大并趋于定值, 破坏范围内支护桩桩身变形和受力模式逐渐由支撑式向悬臂式过渡, 最大弯矩先减小后增至定值, 此时其荷载(弯矩)传递系数普遍大于锚杆。可见, 锚杆失效较少时, 破坏沿锚杆传递, 失效较多时, 破坏发展至支护桩。此外, 开挖深度越大, 土体强度越低, 支护桩及锚杆荷载传递系数越高。

**关键词:** 基坑; 桩锚支护; 锚杆; 局部破坏; 连续破坏; 荷载传递系数

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0421-09

**作者简介:** 郑 刚(1967—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程教学与科研工作。E-mail: zhengang1967@163.com。

## Influences and mechanisms of anchor failure on anchored pile retaining system of deep excavations

ZHENG Gang<sup>1, 2</sup>, LEI Ya-wei<sup>1, 2</sup>, CHENG Xue-song<sup>1, 2</sup>, LI Xi-yuan<sup>1, 2</sup>, WANG Ruo-zhan<sup>1, 2</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** Collapse accidents of excavations caused by anchor failure are common in anchored pile retaining excavations. Aiming at the problem, the finite difference method (FDM) is adopted to study the rules of load transfer, such as the earth pressure and the internal force of retaining structures of local anchor failure, and the corresponding model tests are designed. Failure of anchors will lead to obvious increase of axial force of adjacent 3~4 anchors, increase of the maximum shear force and bending moment of capping beams, and easy damage of capping beams according to structural reinforcement. As the number of failed anchors increases, the maximum load transfer coefficient ( $I_t$ ) increases gradually and tends to be a constant value, and the deformation and stress mode of piles gradually transform from braced type to cantilever one. The maximum bending moment first decreases, then increases to a constant value. Meanwhile,  $I_m$  is generally larger than  $I_t$ . When the number of failed anchors is less, the failure will transmit along the anchor. When the number of failed anchors is more, the failure will develop to the pile. In addition, the larger the excavation depth, the lower the soil strength, and the higher the load transfer coefficient ( $I_m$  and  $I_t$ ).

**Key words:** excavation; anchored pile structure; anchor; partial failure; progressive failure; load transfer coefficient

## 0 引言

锚杆支护于 1912 年首次应用于德国谢列兹矿的巷道支护中, 经历一个世纪的发展历程, 锚杆支护体系在基坑工程中也取得了广泛的应用。在桩锚支护基坑中, 锚杆的合理使用能有效控制土体变形、减小桩身内力<sup>[1]</sup>。但是在实际工程中, 由于锚杆的设计和施工不当引起的基坑坍塌事故也屡见不鲜, 如深圳前海、广州海珠城、南宁、科隆<sup>[2]</sup>和日本<sup>[3]</sup>等地均曾发生过由于局部锚杆失效引起的基坑垮塌事故。曾宪明等<sup>[4]</sup>对国内外 148 例基坑支护失效事故进行了统计分析,

其中锚杆支护失效的案例在所有围护结构失效的事故中占比达到了 17%。锚杆的失效可能由诸多因素引发, 如超挖引起的锚头破坏, 筋体锈蚀导致锚杆钢筋破断, 地下水的侵蚀导致土体与锚固段之间的黏结破坏等。

基于桩锚支护工程实例或事故案例, 国内外学者对桩锚支护体系受力变形特征进行了详尽的研究<sup>[2-8]</sup>,

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0802008); 天津市自然科学基金项目(18JCQNJC07900)

收稿日期: 2019-06-20

\*通信作者(E-mail: cheng\_xuesong@163.com)

明确了锚杆的力学概念<sup>[1]</sup>和内力分布特征<sup>[6]</sup>, 揭示了锚杆的土体加固机理<sup>[7]</sup>和土层锚杆的使用寿命, 对各类事故案例进行了较为详细的分析并提出了建议<sup>[9]</sup>。同时, 关于桩锚支护基坑的模型试验和数值模拟研究也取得了大量的成果<sup>[10-13]</sup>。针对锚杆支护体系中锚杆失效的问题, Itoh 等<sup>[3]</sup>通过离心机试验模拟了超挖引起的锚头破坏, 并重点关注了开挖过程中锚拉力的变化; Silva 等<sup>[10]</sup>通过现场试验结合数值分析, 研究了锚杆支护边坡锚杆破断后挡土墙的安全性能及其评价指标; Zhao 等<sup>[13]</sup>采用 Plaxis 模拟了多层锚杆支护基坑中单排或双排锚杆破坏的情况, 研究了失效锚杆组合对基坑变形和结构内力的影响。

在上述研究中, 国内外学者对土(岩)层锚杆的各项性能和各类事故做了详尽的分析, 同时国内建筑基坑支护技术规程针对临时性、永久性结构中锚杆的设计及其安全系数取值均有明确的规定。但是已有成果并未对桩锚基坑中常见的局部锚杆失效问题进行系统研究, 也未揭示局部锚杆失效对基坑支护体系受力、整体安全性能及连续破坏传递路径的影响。

在基坑工程中, 关于局部构件失效引发连续破坏的研究已经取得了一定的进展, Cheng 等<sup>[14-15]</sup>针对新加坡和杭州等地的大范围基坑坍塌事故, 研究了悬臂排桩支护基坑中局部支护桩破坏时的荷载传递机理。郑刚等<sup>[16]</sup>模拟了环梁支撑的连续破坏, 给出了构件失效后支护体系的冗余度评价指标。郑刚等<sup>[17]</sup>利用模型试验研究了局部破坏(支护桩和支撑)对钢支撑排桩基坑支护体系的影响。同样, 在桩锚支护基坑中, 局部锚杆破断也可能会导致土体的应力重分布以及构件的内力发生变化, 未失效位置的锚杆和支护桩的安全储备可能会降低, 此时局部锚杆的失效将有可能导致支护桩和锚杆的连续破坏, 甚至引起基坑垮塌。

目前已有基坑连续破坏的研究较少针对桩锚支护基坑, 未能揭示局部锚杆破坏后如何引发支护体系发生大范围连续破坏的机理, 因此有必要对局部锚杆破断后基坑的受力变形特点进行分析。本文利用有限差分法模拟了单排锚杆桩锚支护体系中局部锚杆失效的情况, 针对不同数量锚杆失效后的土压力变化、各类支护结构构件的内力及变形发展规律进行了分析, 初步揭示了锚杆失效引发基坑连续破坏的机理, 并对开挖深度、土体强度对局部锚杆失效后荷载传递机理的影响进行了分析。最后, 利用大型模型试验对数值模拟得到的结果进行了定性验证。

## 1 数值模型和参数选取

### 1.1 数值模型的选取

基坑模型在长( $x$ )×宽( $y$ )×高( $z$ )3个方向的尺寸为50 m×20 m(或40 m)×22 m, 基准模型的网格及结构布置如图1所示。当失效锚杆数量为1~3根和大于3根时, 模型y方向长度分别取20 m和40 m。基坑模型竖向边界固定垂直于边界的水平位移, 模型底面采用固定边界。

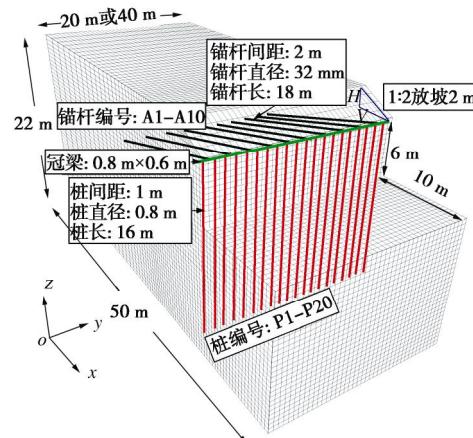


图1 有限差分网格及模型

Fig. 1 FDM mesh and information of excavation model

### 1.2 土体和结构参数

#### (1) 土体参数

本次模拟采用纯砂性土(黏聚力 $c=0\text{ kPa}$ , 摩擦角取 $25^\circ$ 、 $30^\circ$ 及 $35^\circ$ ), 土体本构采用莫尔-库仑模型。砂土的杨氏模量沿深度线性增加, 在不同摩擦角情况下增长率为 $1.5\text{ MPa/m}$ <sup>[14]</sup>, 泊松比取0.3。基坑开挖为卸荷问题, 而土体卸荷模量远大于压缩模量, 因此计算模型实际采用的模量参数为上述介绍的3倍<sup>[14]</sup>。

#### (2) 支护桩和冠梁参数

支护桩采用 $800\text{ mm}$ 直径的灌注桩, 桩间距 $1\text{ m}$ , 弹性模量 $E=30\text{ GPa}$ , 泊松比取0.2。桩土界面采用可以发生相对滑动的接触面单元, 界面的剪切破坏符合库伦破坏准则, 其切向的剪切刚度取 $23\text{ MPa}$ , 摩擦角为 $23^\circ$ , 黏聚力 $10\text{ kPa}$ 。冠梁横截面尺寸为 $800\text{ mm} \times 600\text{ mm}$ , 弹性模量为 $30\text{ GPa}$ , 泊松比为0.2。同时, 为了避免计算过程中桩间土体流失, 将桩后 $0.5\text{ m}$ 、坑底下 $2\text{ m}$ 以上范围内的土体黏聚力提高到 $50\text{ kPa}$ 。

#### (3) 锚杆参数

结合某基坑工程实例<sup>[6]</sup>, 并根据锚杆自由段超出潜在滑移面的要求<sup>[10]</sup>, 锚杆采用直径 $32\text{ mm}$ 的HRB335钢筋, 总长度 $18\text{ m}$ , 其中自由段 $8\text{ m}$ , 锚固段 $10\text{ m}$ , 预应力锁定值 $170\text{ kPa}$ 。锚杆按两桩一锚的方式布置, 水平间距 $2\text{ m}$ 。

### 1.3 模拟方法

本文将通过删除锚杆自由段的方法来模拟锚杆的失效, 局部锚杆破坏阶段采用的是动力模式求解。

锚杆沿 $y$ 轴正方向依次编号为 $\#1 \sim \#20$ , 支护桩编号为 $\#1 \sim \#40$ , 如图1所示。本次模拟基准工况基坑开挖深度为8 m, 分4步开挖, 每步开挖2 m, 首层开挖时按1:2放坡, 放坡开挖完成后开始安装锚杆并激活。基坑开挖完成后, 通过删除不同数量的锚杆来研究局部锚杆破断后土体和支护结构的响应, 模拟 $n$ 根锚杆失效即删除 $\#1 \sim \#n$ 锚杆。本文中的数值模拟为对称模型, 靠近 $\#1$ 锚杆的边界(即 $y=0$ 的边界)为对称面, 因此数值模拟中1根锚杆失效相当于全模型的2根锚杆失效。为了便于描述, 下文中的描述锚杆失效数量时仍然指数值模型中的失效数量。

## 2 不同数量锚杆破坏时荷载传递机理

首先分析 $\varphi = 30^\circ$ 的砂性土中不同数量锚杆破坏对土压力和结构内力的影响。当基坑开挖至地面以下8 m时, 基坑支护桩水平变形呈弓形。桩顶变形较小, 约为5 mm, 桩顶剪力约为97.21 kN。基坑水平向最大变形在坑底以上2 m处, 最大水平位移为9.74 mm, 此时支护桩的最大弯矩约为206.74 kN·m, 锚杆轴力达到了240 kN。冠梁在 $x$ 方向上的剪力和绕 $z$ 轴的弯矩最大值分别为110.92 kN和15.03 kN·m。此工况( $\varphi = 30^\circ$ , 基坑开挖深度8 m)为本文基础工况。

随着失效的锚杆数目增加, 桩后土压力、锚杆轴力、冠梁内力、桩顶剪力和桩身弯矩的受影响程度及范围都有所增大, 但规律保持一致。下文主要以1根或4根锚杆失效的情况为例, 分析作用在支护桩上的土压力和支护结构内力的变化规律。

### 2.1 作用在桩上的土压力变化

$\#1$ 锚杆破坏后, 局部基坑变形增大导致 $\#1 \sim \#7$ 桩后土体出现明显的卸载, 桩顶以下3 m处(埋深5 m)作用在桩上的土压力变化曲线如图2所示。锚杆失效前桩后土压力约为30.50 kPa, 当锚杆发生破坏后0.02 s内,  $\#1$ 桩桩后土体瞬间卸载至15 kPa, 之后在应力重分布和梁的协同作用下土压力又有所增加, 桩后土压力增加到24.23 kPa, 约为破坏前的0.79倍。4根以上锚杆破坏过程中桩后土压力变化曲线与1~3根破坏时的情况类似, 在破坏过程中 $\#1 \sim \#3$ 桩后土压力先下降到接近0, 然后再提高至破坏前的0.70倍左右。

从图3可以看出, 随着失效锚杆数量增加, 区域1和区域2范围内, 1号桩后主动区土压力总体降低; 区域2范围内被动区土压力增大; 区域3范围内主动区土压力增加, 被动区土压力减小。

### 2.2 锚杆轴力变化

$\#1$ 锚杆失效后其余锚杆轴力变化曲线如图4(a)所示。 $\#1$ 锚杆失效卸荷, 邻近4根锚杆( $\#2 \sim \#5$ )轴力不同程度提高, 其中 $\#2$ 锚杆轴力提升最为明显, 提

高至破坏前的1.19倍。随着与破坏位置距离的增加, 锚杆轴力提高程度递减。

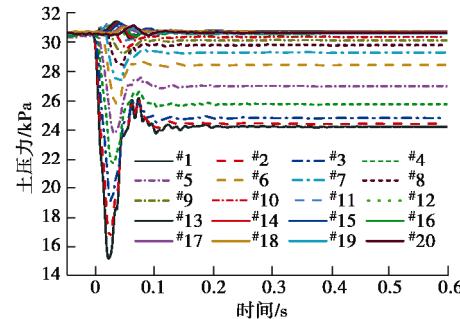


图2 1根锚杆失效后5 m 深处桩后土压力变化曲线

Fig. 2 Change curves of earth pressure acting on pile at a depth of 5 m after failure of 1 anchor

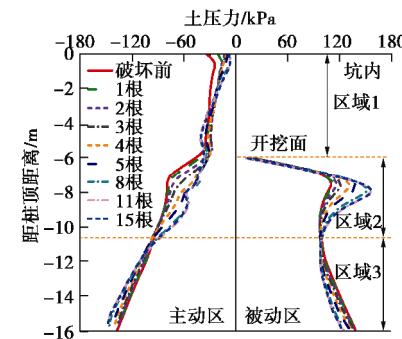


图3 不同数量锚杆破坏时1号桩主、被动区土压力

Fig. 3 Earth pressures of pile No. 1 for different numbers of failed anchors

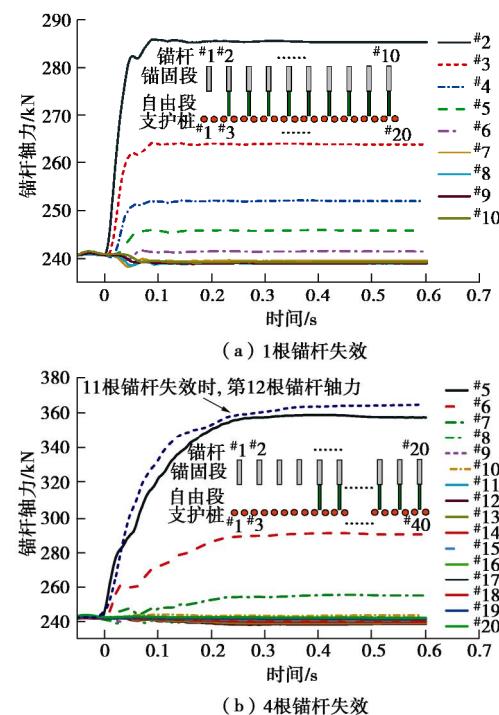


图4 锚杆破坏时未失效锚杆轴力变化

Fig. 4 Axial forces of intact anchors under failure partial anchors

随着失效锚杆数目的增多,邻近破坏位置第一根锚杆轴力的增大倍数逐渐增大,但不会无限制提升,而是存在一定的增长极限值。如图4(b)所示,4根锚杆发生破坏后,邻近第一根轴力提高到破坏前的1.50倍左右,高于一根锚杆破坏时的情况,同时11根锚杆破坏时,邻近第一根锚杆轴力上升同样在1.5倍左右。此外,随着失效锚杆数量的增加,邻近受到较大影响的锚杆数量并未增加,均在3~4根。

### 2.3 冠梁内力变化

不同数量锚杆失效前后,冠梁沿x方向的剪力和绕z轴方向的弯矩变化如图5所示。部分锚杆失效后,锚杆破坏范围内,邻近未失效第一根锚杆位置处的冠梁剪力最大。随着失效锚杆数量的增加,冠梁最大剪力逐渐增大,但失效数量超过3根后,最大剪力不再增加,稳定在250 kN左右。在失效数量大于5根后,锚杆失效范围中部冠梁剪力接近于0。

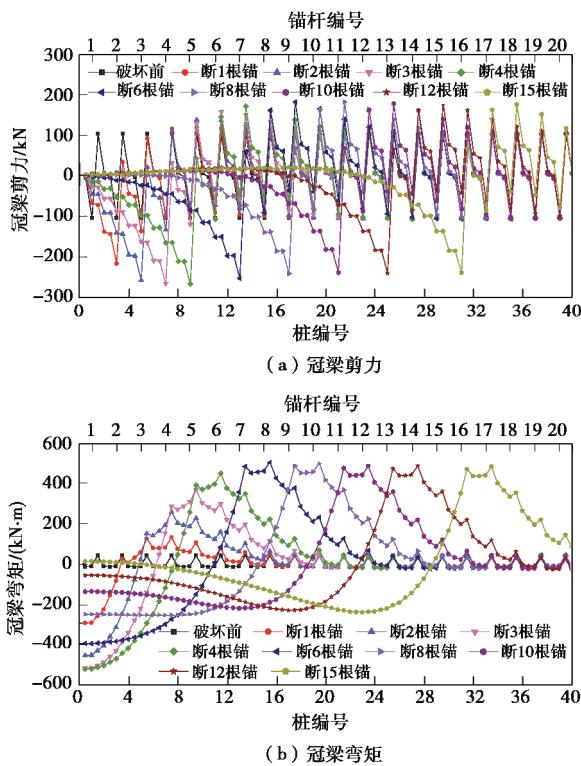


图5 不同数量锚杆破坏前后冠梁内力变化

Fig. 5 Internal forces of capping beams for different numbers of failed anchors

如图5(b)所示,随着失效锚杆数量的增加,破坏范围中部的冠梁最大弯矩先增大(1~4根)后减小(大于5根后),最大可达-520 kN·m左右(冠梁在坑外受拉为正方向)。邻近锚杆破坏范围外5根锚杆范围内,冠梁弯矩也显著增大,最大弯矩为500 kN·m左右,但是弯矩符号与破坏范围内相反。

依据现行混凝土结构设计规范对冠梁进行构造配

筋,冠梁主筋最小配筋率为0.21%,该配筋率下冠梁所能承担的最大弯矩设计值为214 kN·m。由此可见,在本例中,一旦有锚杆失效,失效范围内冠梁将会出现受弯破坏并形成塑性铰,最终被剪断。为避免此种情况,应当适当增大冠梁配筋。冠梁主筋的最小配筋率为0.5%时,冠梁所能承担的最大弯矩设计值为500 kN·m。该配筋率仍小于梁的经济配筋率下限0.6%(梁的经济配筋率0.6%~1.2%)。

### 2.4 支护桩变形及内力变化

1~4根锚杆破坏前后桩顶x方向剪力和桩顶位移曲线如图6(a)所示,支护桩的桩顶剪力大小代表了锚杆及冠梁作用在支护桩顶的水平支撑力大小。锚杆的失效将导致支护结构的变形增长(1根锚杆失效时桩顶变形最大增长了3.5 mm,4根时为29 mm),冠梁对支护桩的约束则不断降低。随着破坏范围的增加, #1桩顶剪力不断降低,4根锚杆破坏后,降至破坏前的0.2倍。此时冠梁对#1桩的约束作用已经很小, #1支护桩的变形与受力模式逐渐从单支撑式向悬臂式转变,分别如图7(a),(b)所示。

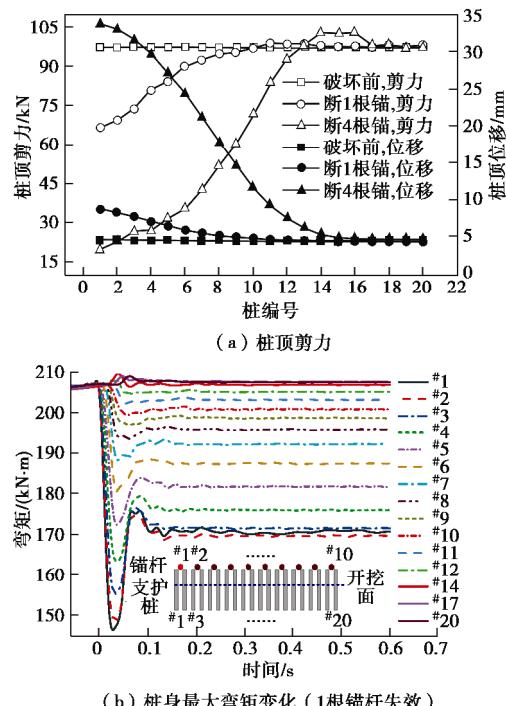


图6 1根锚杆失效情况下支护桩内力变化

Fig. 6 Internal forces of piles after failure of 1 anchor

图7(b)为#1锚杆破坏前后桩身最大弯矩变化曲线,锚杆失效后1~11号支护桩弯矩均出现下降,其中#1和#2桩弯矩降低最为明显,下降至破坏前的0.82倍。1根锚杆失效对桩身弯矩的影响范围约为11 m,与土压力受影响范围基本保持一致。同时,桩身弯矩随时间的变化也与土压力变化同步,均为先下降后上升。如图3所示,开挖面以上,1号桩后土压力整体

较锚杆破坏前减小(距桩顶4 m范围内, 土压力合力降至破坏前的0.78倍), 与此同时, 1号桩顶剪力降至破坏前的0.66倍, 如图6(b)所示。

将支护桩与冠梁连接处以下 $x$  m范围内的支护桩作为隔离体进行受力分析, 如图8所示。当 $x \leq 6$  m时, 即C点位于B点(开挖面)以上, 对C点取矩, 桩身C点处弯矩 $M_c = F \cdot x - M_1$ (以桩身开挖侧受拉为正,  $M_1$ 为主动区土压力在C点处产生的弯矩)。由于桩顶剪力减小的倍数大于主动区土压力合力减小的倍数, 即上式中 $F \cdot x$ 对 $M_c$ 的影响更大, 因此坑底以上支护桩弯矩 $M_c$ (桩身最大弯矩)下降。1根锚杆失效后#1桩身最大弯矩下降到破坏前的0.817倍, 如图7(b)所示。而开挖面以下, 主、被动区土压力基本保持不变, 桩身弯矩略有增长。由此可见, 邻近局部锚杆破坏位置的桩身弯矩下降主要是由基坑变形增大引起的桩后土压力和桩顶剪力变化共同导致。

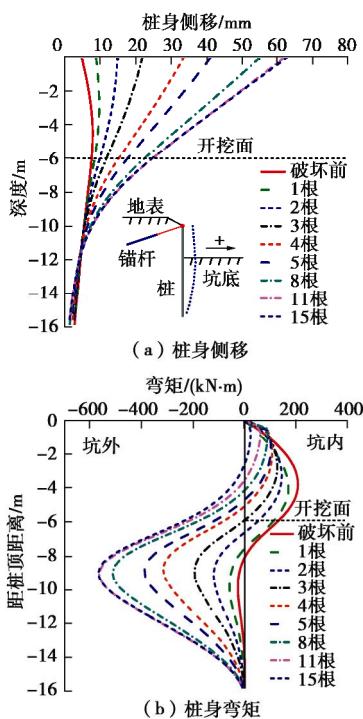


图7 不同数量锚杆破坏时#1桩桩身变形及弯矩变化

Fig. 7 Deflections and bending moments of pile No. 1 for different numbers of failed anchors

4根以上锚杆失效时, 桩后土压力变化规律与#1~#3根锚杆失效的情况类似, 开挖面以上#1桩后土压力加载;而在开挖面以下4 m范围内(-6 m至-10 m)主动区土压力下降, 被动区土压力增加, 如图3所示。但桩身弯矩变化规律则有了明显区别, 如图7(b)和图9所示。4根锚杆破坏对桩身弯矩的影响范围约为14 m(#1~#14桩), 如图9所示, 基坑变形稳定后#1~

#6桩的弯矩比破坏前增大, 其中#1桩的桩身弯矩提升至破坏前的1.53倍; #7~#13桩的弯矩较破坏前降低, 其中#9桩下降程度最大, 下降至破坏前的0.59倍。

同理, 对支护桩作为隔离体进行受力分析, 如图8所示。当 $x \leq 6$  m时, 即C点位于B点(开挖面)以上, 桩身弯矩下降的原因与1根锚杆破坏时的相同。而当 $x > 6$  m时, 即C点位于B点以下时,  $M_c = F \cdot x + M_2 - M_1$ ( $M_2$ 为被动区土压力在C点处产生的弯矩)。在8 m深以下, 局部锚杆破坏前, 主动区土压力导致的负弯矩( $-M_1$ )和支撑力和被动区土压力导致的正弯矩( $F \cdot x + M_2$ )相当, 整体弯矩( $M_c$ )较小。但局部锚杆破坏后, 由于F的下降程度较大, 使得主动区土压力导致的负弯矩 $M_1$ 占据主导地位,  $M_c$ 整体呈负弯矩, 弯矩绝对值大幅增加, 桩身最大弯矩位置由开挖面以上转移至开挖面以下。整个支护桩受力模式由典型的支撑式转变为接近于悬臂式。上述分析即为局部锚杆破坏后, 邻近支护桩弯矩上升的最主要机理。

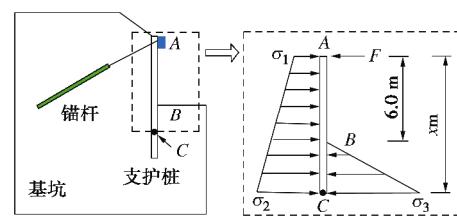


图8 支护桩隔离体受力分析图

Fig. 8 Force analysis diagram of isolation body of piles

如图9所示, 对于4根锚杆失效的情况, #1~#6桩最终最大弯矩上升, 其机理均和#1桩最大弯矩上升的机理一致。而距离局部锚杆失效部位稍远处的#7~#13桩的弯矩较破坏前降低则主要是由于这一区域主动区土压力降低, 但桩顶支撑力F(即桩顶剪力)下降相对较小。如图7(b)所示, 随着失效锚杆数量的增多, 最大弯矩绝对值先减小后增大。但当失效锚杆数量超过11根时, 即使破坏范围进一步扩大, #1桩弯矩增大倍数不再有明显的增长, 为破坏前的2.74倍。

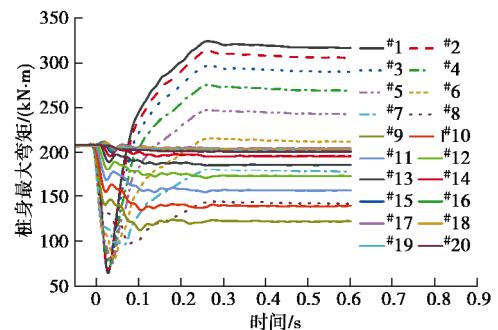


图9 4根锚杆失效情况下支护桩弯矩变化

Fig. 9 Bending moments of piles after failure of 4 anchors

### 3 破坏范围对荷载传递规律的影响

#### 3.1 支护桩荷载传递规律

程雪松等人定义了支护桩的荷载(弯矩)传递系数 $I_m$ 为破坏过程中支护桩最大弯矩与破坏前桩身最大弯矩的比值<sup>[14-15]</sup>。当支护桩的抗弯承载力安全系数 $K_d$ 小于 $I_m$ 时,锚杆失效将引发支护桩的失效,并可能导致基坑发生沿长度方向的连续破坏。 $1\sim 15$ 根锚杆失效时支护桩荷载传递系数 $I_m$ 分布如图10(a)所示。支护桩的荷载传递系数 $I_m$ 随着局部破坏范围的扩大而增大且存在一个增长极限,在本例中,11根以上锚杆失效时,支护桩极限荷载传递系数 $I_m=2.74$ ,远大于传统支护桩的安全系数,极易引发连续破坏。

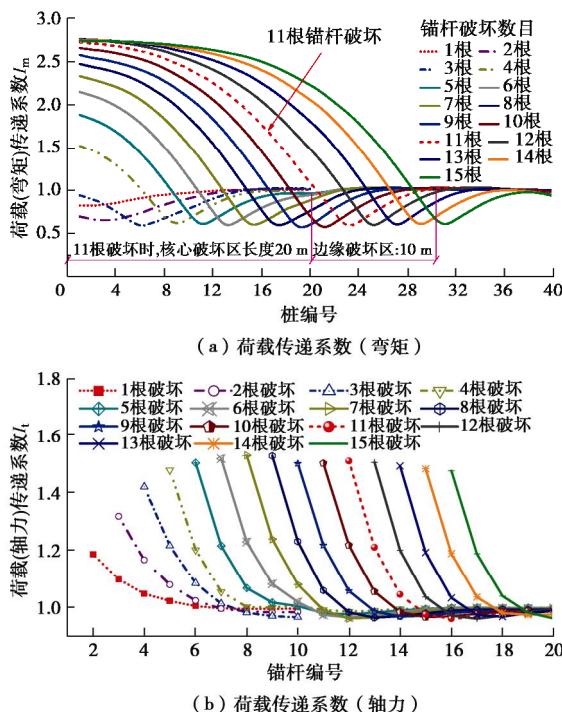


图10 不同局部破坏范围情况下荷载传递系数(弯矩和轴力)

Fig. 10 Values of  $I_m$  and  $I_t$  under different failure scopes of anchors

当有 $n$ 根锚杆失效时(即 $2n$ m范围内锚杆破坏),支护桩弯矩受影响范围约为 $2(n+4)$ m,在锚杆破断数量不超过3根时,影响范围内支护桩弯矩下降,局部锚杆破坏不会引发支护桩破坏。而当 $n>4$ 时可将影响范围划分为核心破坏区和边缘破坏区(例如图10(a)中11根锚杆破坏时的区域划分): $^{\#}1\sim ^{\#}2(n-1)$ 支护桩 $I_m>1$ ,定义为核心破坏区,该区域内桩身弯矩增大;而 $^{\#}(2n-1)\sim ^{\#}2(n+4)$ 支护桩 $I_m<1$ ,定义为边缘破坏区,该区域内桩身弯矩降低。两个区域里支护桩弯矩增大和减小的机理如前文所述。

#### 3.2 锚杆的荷载传递规律

与支护桩类似,定义破坏后锚杆轴力峰值与破坏前锚杆轴力的比值为锚杆荷载(轴力)传递系数 $I_t$ 。

如图10(b),局部锚杆破断将引起邻近3~4根锚杆轴力增大,且当失效锚杆数达到一定值后(本例为6根),邻近破坏区的第一根锚杆轴力达到增长极限,极限荷传递系数约为1.50。

锚杆的荷载传递系数 $I_t$ 与其抗拉(抗拔)承载力安全系数 $K_a$ ( $K_t$ )之间的大小关系决定了局部锚杆失效是否会引起邻近未失效锚杆的继发破坏。通过前述研究也可以发现,在锚杆破断数量较少时(3根及以内),邻近3~4根锚杆所受影响较大,荷载(轴力)传递系数大于1,而支护桩受到的影响较小,荷载(弯矩)传递系数小于1,此时最薄弱的连续破坏传递路径为锚杆。而锚杆破断数量较多时(4根及以上),支护桩受到的影响更大,荷载(弯矩)传递系数大于1,且高于锚杆(轴力)荷载传递系数,锚杆破断更容易引发支护桩连续破坏。

### 4 开挖深度对荷载传递规律的影响

为了研究基坑开挖深度对桩锚支护结构荷载传递规律的影响,在8m深基准工况基础上,研究了开挖6m和10m两种工况下不同数量锚杆发生局部破坏后的响应。以9根锚杆破坏为例,锚杆破坏前后,开挖深度越大,支护桩抗侧移刚度越小,支护桩位移变化越大,开挖面以下净土压力(被动区土压力减主动区土压力)变化倍数也越大,如图11(a)所示。由此导致,开挖深度较大时,桩身最大弯矩增大倍数也越大,如图11(b)所示。

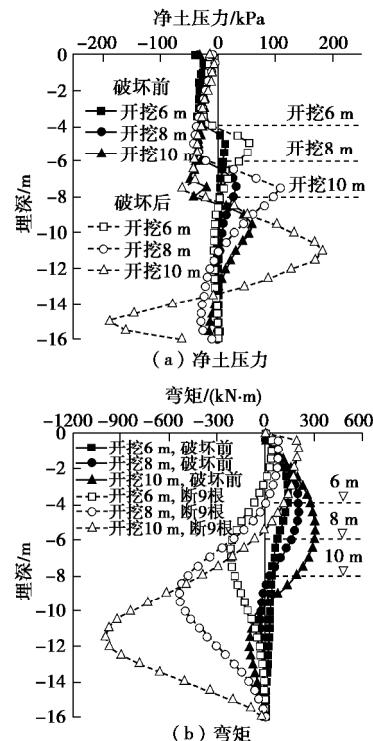


图11 不同开挖深度下锚杆破坏前后1号桩净土压力和弯矩

Fig. 11 Net earth pressures acting on pile No. 1 and bending moments of pile No. 1 under different excavation depths

图 12 为不同开挖深度下 9 根锚杆失效时锚杆荷载(轴力)传递系数及支护桩荷载(弯矩)传递系数。由图可见, 随着开挖深度的增加, 锚杆轴力和支护桩弯矩的荷载传递系数均随开挖深度增大而增大。这与支撑式支护结构中的结论类似<sup>[17]</sup>, 均反映了开挖深度越大, 卸荷程度越大, 由此导致荷载传递系数较大。

随着开挖深度的增加, 支护桩荷载传递(弯矩)系数增长较快, 即开挖深度越深, 局部锚杆失效越容易引发支护桩的连续破坏。因此对桩锚支护基坑进行设计时, 可以适当提高支护桩的抗弯承载力安全系数以避免局部锚杆失效引起的支护桩破坏, 从而提高支护体系的整体安全性能。

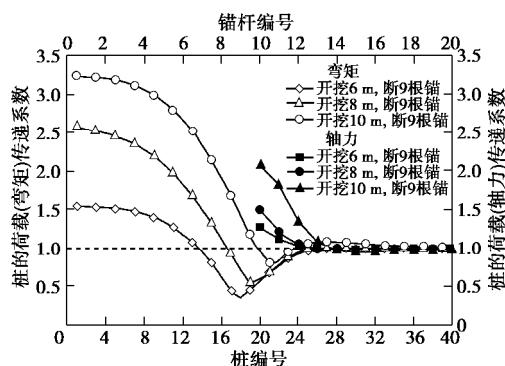


图 12 不同开挖深度荷载(弯矩和轴力)传递系数

Fig. 12 Values of  $I_m$  and  $I_t$  under different excavation depths

## 5 土体强度对荷载传递规律的影响

为研究不同土体强度时局部破坏后的荷载传递规律, 本文分别计算了砂性土内摩擦角为  $25^\circ$ 、 $30^\circ$  和  $35^\circ$  的情况, 基坑开挖深度均为 8 m。土体强度较小时, 桩身最大弯矩增大倍数较大, 如图 13 所示。

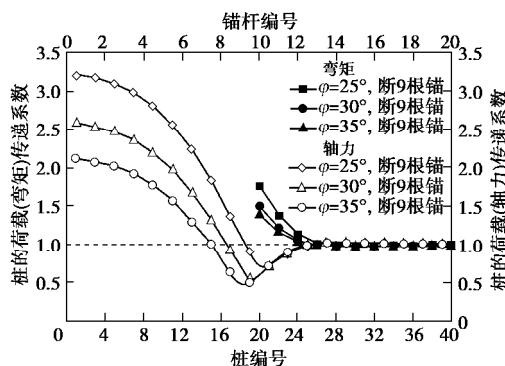


图 13 不同土体强度下桩和锚杆的荷载传递系数

Fig. 13 Values of  $I_m$  and  $I_t$  under different soil strengths

假设支护桩抗弯安全系数为 1.69<sup>[16]</sup>, 在  $\varphi = 25^\circ$ ,  $\varphi = 30^\circ$  和  $\varphi = 35^\circ$  的砂土中, 诱发#1 支护桩失效所需的锚杆破断数量分别为 4 根、5 根或 6 根, 即随着土体强度的提高, 诱发支护桩发生初始破坏所需的局部失效锚杆数量增多, 整个支护结构的安全性能有所

提高。此外, 支护桩和锚杆的荷载传递系数均随着土质条件的增强而逐渐降低, 如图 13 所示, 这与悬臂排桩支护基坑中支护桩失效时支护桩荷载(弯矩)传递系数随着土体强度的提高线性提高<sup>[14]</sup>的规律相反。在悬臂桩支护中土拱效应是荷载传递的主要途径, 在桩锚支护体系中, 锚杆破坏引发了支护桩受力模式的改变, 与悬臂排桩中的荷载传递机理有较大区别。

## 6 大型模型试验验证

为了对有限差分法模拟得出的规律进行验证, 设计了与前述数值模型类似的模型试验。

### 6.1 模型试验装置与参数

试验采用的模型箱尺寸为  $2.5 \text{ m} \times 2.47 \text{ m} \times 1.40 \text{ m}$ (长×宽×高), 如图 14 所示。土体选用干细砂, 峰值摩擦角为  $33.5^\circ$ , 密度为  $1514 \text{ kg/m}^3$ 。模型基坑沿宽度方向共设置 38 根支护桩, 其中监测桩 8 根, 平均桩间距为  $65 \text{ mm}$ , 均采用硬质 PVC 空心矩形管材模拟。支护桩按照到观察窗的距离依次编为 P1~P38。支护桩有效桩长  $1.2 \text{ m}$ , 断面规格为  $60 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 2.5 \text{ mm}$ (长×宽×壁厚), 断面长边方向垂直于基坑剖面。监测桩与文献[15, 17]中相同, 可测桩身弯矩及土压力。

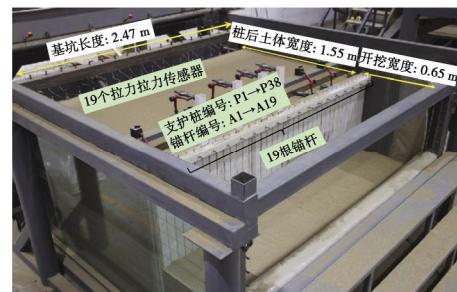


图 14 大型模型试验装置及基坑模型示意

Fig. 14 Platform of large-scale model tests and excavation model

锚杆选用  $2 \text{ mm}$  的钢绞线, 共设置 19 根, 按照两桩一锚的方式布置。锚杆按照到观察窗的距离依次编为 #1~#19, 初始破坏锚杆 9 根, 编号为 A6~A14 号。通过 BSLM-1 应变式拉压力传感器监测锚杆的轴力。通过轴向拉伸标定试验, 测得锚杆在单位拉力的作用下, 拉力计应变为  $3.84 \mu\epsilon$ 。

### 6.2 试验过程

本次验证共进行 2 种工况的局部破坏试验, 工况 1 开挖  $75 \text{ cm}$ , 工况 2 开挖  $90 \text{ cm}$ 。基坑开挖到指定深度, 待桩顶位移与桩身弯矩等稳定后, 控制 9 根锚杆逐一失效, 锚杆破坏顺序为 A10、A9、A11、A8、A12、A7、A13、A6 和 A14。

### 6.3 试验结果分析

#### (1) 锚杆轴力变化及其荷载传递系数

图 15 为不同锚杆破坏数量、不同开挖深度下荷载(轴力)传递系数对比。同一开挖深度情况下,破坏锚杆数量越多,荷载传递系数越大。每一根锚杆破坏,其影响范围为邻近的 3~4 锚杆,这与前文中模拟结果相吻合(影响范围为邻近的 3~4 根锚杆)。此外,桩锚基坑中锚杆失效的影响范围大于支撑式基坑中支撑失效的影响范围(1~2 根支撑)<sup>[17]</sup>,这可能主要由于锚杆的刚度小于支撑的刚度导致。相同破坏范围,随着开挖深度的增加,传递系数也随之增加。这与第 4 节中开挖深度对荷载传递规律的影响规律较一致。

## (2) 支护桩弯矩

图 16 为 P19 桩身弯矩随支撑破坏的变化曲线。由图可见,位于锚杆失效范围的支护桩,例如位于破坏范围中心的桩 P19,桩身弯矩最大值随着失效锚杆数量的增加而减小。此外,位于开挖面以下的桩身负弯矩(坑外受拉)绝对值随着锚杆破坏数量的增加而增加。此结果与数值模拟中图 7 中的结果较一致。

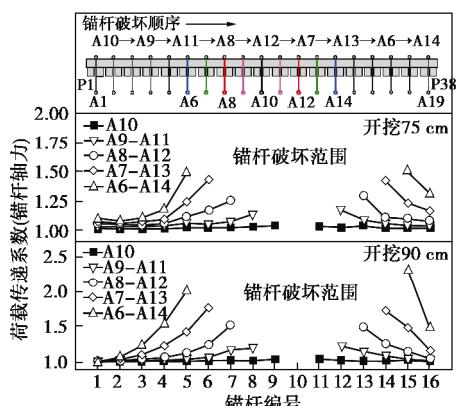


图 15 不同开挖深度下荷载(轴力)传递系数对比

Fig. 15 Comparison of load transfer coefficient ( $I_t$ ) in tests 1-2

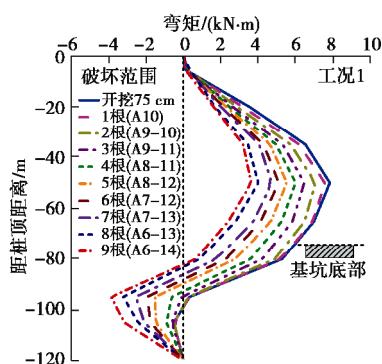


图 16 工况 1 中桩 P19 桩身弯矩随锚杆破坏的变化曲线

Fig. 16 Moment curves of pile P19 under different failures of anchors

## 7 结 论

本文采用有限差分软件研究了不同锚杆破坏范围、不同基坑开挖深度以及不同土体强度情况下,桩

锚支护基坑局部锚杆破断对土体应力和支护结构内力的影响,并利用大型模型试验对得到的荷载传递规律进行了定性验证。主要结论如下:

(1) 在桩锚支护基坑中,锚杆失效会对邻近未失效锚杆产生明显加载作用,影响范围一般为邻近 3~4 根未失效锚杆。锚杆荷载(轴力)传递系数  $I_t$  随着锚杆破断数量的增加而提高,但当局部破坏范围扩大到一定程度后(本文中约为破坏 6 根左右), $I_t$  不再继续提高,即存在极限荷载传递系数。本文基础工况中,锚杆极限荷载(轴力)传递系数约为 1.50。

(2) 局部锚杆失效会引发冠梁剪力与弯矩大幅上升,最大剪力和弯矩位置位于邻近未失效第一根锚杆位置附近。失效锚杆数量较多时,破坏范围中部冠梁剪力和弯矩降至 0,说明其对支护桩的支撑力降低为 0。冠梁按照目前规范的最小配筋率进行构造配筋,不足以抵抗锚杆失效引发的冠梁受弯破坏。

(3) 随着失效锚杆数量的增加,破坏范围内,支护桩桩顶受到的支撑力逐渐降低,受力模式由单点支撑式逐渐转变为悬臂式,支护桩最大弯矩位置由局部破坏前的坑底以上移至坑底以下,其变化由锚杆失效引发的支护桩桩顶支撑力与桩身土压力变化共同决定。支护桩桩身最大弯矩先减小(局部锚杆失效 3 根及以内)后增大,并逐渐趋于定值。本文基础工况中,支护桩极限荷载(弯矩)传递系数  $I_m$  为 2.74,远大于传统支护桩的安全系数,极易引发连续破坏。

(4) 在锚杆破坏数量较少时(基础工况中 3 根及以内),邻近锚杆轴力增大,而支护桩最大弯矩减小,此时最薄弱的连续破坏传递路径为锚杆。而锚杆破坏数量较多时(4 根及以上),支护桩最大弯矩同样增大,且荷载(弯矩)传递系数大于锚杆(轴力)传递系数,支护桩更容易发生破坏,此时连续破坏传递路径将转移至支护桩。

(5) 对于同样的桩锚支护结构,开挖深度增大,或者土体强度降低,在局部锚杆失效情况下,桩身净土压力变化幅度增大,锚杆轴力和支护桩弯矩的最大荷载传递系数均逐渐增大,连续破坏发生概率更高。此外,开挖深度增大,或者土体强度降低时,桩的荷载(弯矩)传递系数增长速度大于锚杆,局部锚杆失效更容易引发支护桩的连续破坏。

## 参 考 文 献:

- [1] 程良奎, 张培文. 岩土锚固工程的若干力学概念问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(4): 668-682. (CHENG Liang-kui, ZHANG Pei-wen. Several mechanical conceptions for anchored structures in rock and soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(4): 668-682. (in

- Chinese))
- [2] HAACK A. Construction of the north-south-metro line in cologne and the accident on March 3rd, 2009[C]// International Symposium on Social Management Systems (SSMS), 2009, Cologne.
- [3] ITOH K, KIKKAWA N, TOYOSAWA Y, et al. Failure mechanism of anchored retaining wall due to the anchor head itself being broken[C]// International Symposium on Backward Problems in geotechnical Engineering, 2011, Osaka: 13 - 18.
- [4] 曾宪明, 易平, 刘春华. 基坑与边坡工程事故原因统计分析[C]// 工程安全及耐久性——中国土木工程学会第九届年会论文集, 2000, 杭州. (ZENG Xian-ming, YI Ping, LIU Chun-hua. Statistical analyses of deep excavation and slope engineering accident reasons[C]// The proceeding of the Ninth Annual Conference of the China Civil Engineering, 2000, Hangzhou. (in Chinese))
- [5] 吴文, 徐松林, 周劲松, 等. 深基坑桩锚支护结构受力和变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, **20**(3): 399 - 402. (WU Wen, XU Song-lin, ZHOU Jin-song, et al. Studies of force and deformation properties considering pile-anchor-soil interaction in deep pits[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, **20**(3): 399 - 402. (in Chinese))
- [6] 黄雪峰, 马龙, 陈帅强, 等. 预应力锚杆内力传递分布规律与时空效应[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1521 - 1525. (HUANG Xue-feng, MA Long, CHEN Shuai-qiang, et al. Distribution characteristics and time-space effects of internal force of prestressed anchor rod[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(8): 1521 - 1525. (in Chinese))
- [7] 丁秀丽, 盛谦, 韩军, 等. 预应力锚索锚固机理的数值模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(7): 980 - 988. (DING Xiu-li, SHENG Qian, HAN Jun, et al. Numerical simulation testing study on reinforcement mechanism of prestressed anchorage cable[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(7): 980 - 988. (in Chinese))
- [8] SHU J C, ZHANG D W. A case study: observed deformation characteristics and internal force of pile anchor retaining excavation[J]. Geotechnical Frontiers, 2017(278): 136 - 145.
- [9] 王曙光. 深基坑支护事故处理经验录[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005. (WANG Shu-guang. Experiences of Handling Accidents of Deep Foundation Pit[M]. Beijing: China Machine Press, 2005. (in Chinese))
- [10] SILVA A P, FESTUGATO F, MASUERO J R. A new methodology to assess the structural safety of anchored retaining walls[J]. Thin-Walled Structures, 2017, **117**: 343 - 355.
- [11] BILGIN O. Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**(3): 399 - 407.
- [12] BENZ T, SCHWAB R, VERMEER P. Small-strain stiffness in geotechnical analyses[J]. Geotechnical Engineering, 2009, **86**(S1): 16 - 27.
- [13] ZHAO W, HAN J Y, CHEN Y, et al. A numerical study on the influence of anchorage failure for a deep excavation retained by anchored pile walls[J]. Advances in Mechanical Engineering, 2018, **10**(2): 1 - 17.
- [14] CHENG X S, ZHENG G, DIAO Y, et al. Study of the progressive collapse mechanism of excavations retained by cantilever contiguous piles[J]. Engineering Failure Analysis, 2016, **71**: 72 - 89.
- [15] CHENG X S, ZHENG G, DIAO Y, et al. Experimental study of the progressive collapse mechanism of excavations retained by cantilever piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**: 574 - 587.
- [16] 郑刚, 程雪松, 张雁. 基坑环梁支撑结构的连续破坏模拟及冗余度研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 105 - 117. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, ZHANG Yan. Progressive collapse simulation and redundancy study of ring-beam supporting structures of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 105 - 117. (in Chinese))
- [17] 郑刚, 雷亚伟, 程雪松, 等. 局部破坏对钢支撑排桩基坑支护体系影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(8): 1390 - 1399. (ZHENG Gang, LEI Ya-wei, CHENG Xue-song, et al. Experimental study of the influence of local failure on steel struttied pile retaining system of deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(8): 1390 - 1399. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003004

# 白鹤滩水电站错动带非线性渗透参数的原位试验确定

周志芳<sup>1</sup>, 李思佳<sup>1</sup>, 王哲<sup>1</sup>, 郭巧娜<sup>1</sup>, 石安池<sup>2</sup>, 陈朦<sup>1</sup>, 沈琪<sup>1</sup>

(1. 河海大学地球科学与工程学院, 江苏南京 211100; 2. 华东勘测设计研究院, 浙江杭州 311122)

**摘要:** 基于广义非线性渗透的Forchheimer方程, 提出了一种确定错动带非线性流渗透参数的原位试验方法。结合白鹤滩水电工程现场试验研究发现, 非线性系数 $b$ 、 $m$ 的取值与稳定性和错动带的充填物类型、结构有关。 $C_3$ 、 $C_4$ 层间错动带 $m=2$ , 非线性系数 $b$ 值相对较为稳定, 变化不大。 $C_2$ 层间错动带 $m=0.5$ , 非线性系数 $b$ 值相对稳定, 但量级上远小于 $C_3$ 、 $C_4$ 层间错动带非线性系数 $b$ 值; 分析其原因认为高压压水试验过程中原来错动带连通性较差的孔隙, 在高压水作用下形成了贯通的优势流通道, 导致相同压力下的压水量大幅增加。依据试验获得非线性系数和非线性程度影响系数 $\beta$ 判别, 高压压水试验过程中压水孔和测试孔之间非线性项占绝对优势, 地下水的运动状态均为非线性流, 说明原位测试方法选择的压水孔和测试孔之间的距离、压力梯级变化是合适的。试验验证表明, 错动带非线性渗透参数的原位试验方法不仅理论严密, 而且具有试验过程简单、易操作, 获取的参数齐全、精度高等优点, 因此有很好的推广应用价值。

**关键词:** 非线性流; 渗透参数; 白鹤滩水电站; 原位试验; 错动带

中图分类号: TU433 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0430-08

作者简介: 周志芳(1962—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事水文地质方面的教学与科研工作。E-mail: [zhouzf@hhu.edu.cn](mailto:zhouzf@hhu.edu.cn)。

## Determination of nonlinear permeability parameters for shear zones in Baihetan Hydropower Station by in-situ tests

ZHOU Zhi-fang<sup>1</sup>, LI Si-jia<sup>1</sup>, WANG Zhe<sup>1</sup>, GUO Qiao-na<sup>1</sup>, SHI An-chi<sup>2</sup>, CHEN Meng<sup>1</sup>, SHEN Qi<sup>1</sup>

(1. School of Earth Science and Engineering, Hohai University, Nanjing 211100, China; 2. East China Institute of Survey and Design, Hangzhou 311122, China)

**Abstract:** Based on the Forchheimer equation of generalized nonlinear permeability, an in-situ test method for determining the permeability parameters of nonlinear flow in shear zones is proposed. Based on the field tests of Baihetan Hydropower Station, it is found that the values and stability of nonlinear coefficient  $b$  and  $m$  are related to the filling type and structure of the shear zone. In interlaminar shear zones of  $C_3$  and  $C_4$ ,  $m=2$ , and the value of nonlinear coefficient  $b$  is relatively stable with little change. In interlaminar shear zone of  $C_2$ ,  $m=0.5$ , the value of nonlinear coefficient  $b$  is relatively stable, but the order of magnitude is much smaller than that of interlaminar shear zones of  $C_3$  and  $C_4$ . The reason is that the original pore with poor connectivity of shear zone forms a dominant flow channel under the action of high-pressure water, resulting in significant increase of water volume under the same pressure. Using the nonlinear coefficients obtained from experiments into Forchheimer equation for curves and judged by calculation of influence coefficient  $\beta$  of nonlinearity degree, the nonlinear terms between pressure holes and test holes are absolutely dominant in the process of high-pressure water tests. The movement state of groundwater is nonlinear flow. It is shown that the distance between pressure holes and test holes and the pressure gradient change selected by the in-situ test method are suitable. The test results show that the in-situ test method of nonlinear permeability parameters of shear zones is rigorous in theory and has the advantages of simple test process, easy operation, complete parameters and high accuracy, so it has good application value.

**Key words:** nonlinear flow; permeability parameters; Baihetan Hydropower Station; in-situ test; shear zone

## 0 引言

白鹤滩水电工程最大坝高 289.0 m, 水库蓄水后上下游水头差在 200 m 以上, 坝址区地下水水流速大, 传

统的 Darcy 线性渗透定律不再适用, 渗流场中水力梯

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划项目(91747204)

收稿日期: 2019-06-25

\*通信作者 (E-mail: [zhouzf@hhu.edu.cn](mailto:zhouzf@hhu.edu.cn))

度变化大的区域都可能出现非线性流状态, 而渗流规律直接影响岩体渗流与稳定分析<sup>[1-2]</sup>。对于非线性流可以用 Forchheimer 方程刻画流速和水力坡降的非线性关系<sup>[3-8]</sup>。目前为止, 对于非线性井流问题的解析解研究较多, 例如, Sen<sup>[9-13]</sup>基于 Boltzmann 变换方法推得一种特殊形式的非线性井流解析解。Wen 等<sup>[14-17]</sup>基于 Boltzmann 变换求解承压含水层中非线性井流解析解。同时, Wen 等<sup>[18]</sup>证明了 Boltzmann 变换只能是一种近似的非线性井流解析解。此外, Camacho 等<sup>[19]</sup>指出 Boltzmann 变换不能用来解决非线性非稳定井流动问题。Wen 等<sup>[20-21]</sup>采用线性化方法与拉普拉斯变换求解非线性非稳定承压含水层井流问题。同时, 很多学者基于 Forchheimer 方程对非线性流进行了数值求解。Mathias 等<sup>[22]</sup>、Choi 等<sup>[23]</sup>、Wu<sup>[24-25]</sup>和 Ewing 等<sup>[26]</sup>采用有限差分格式模拟非线性流, 而 Ewing 等<sup>[27]</sup>、Kolditz<sup>[28]</sup>提出基于有限元方法的非线性流数值模拟方法。这些解析方法和数值方法研究大都处于理论和方法上的探索, 并没有在实际工程中得到应用验证。实际应用中, 由于非线性渗透的 Forchheimer 方程中水力梯度是流量的二阶(或  $m$  阶)多项式函数, 如何确定关系式中的系数也是解决非线性渗透的最关键问题之一, 而上述解析方法和数值方法都没有很好解决确定关系式中系数的问题。

对于错动带渗透性以往一般可通过室内或现场渗透试验基于 Darcy 定律确定渗透系数(周志芳等<sup>[29-31]</sup>)。也可以根据常规压水试验, 通过经验公式计算出渗透系数。但是问题在于当大坝上下游水头差大于 200 m 的情况下, 坝址区错动带的渗透大都处于非线性流状态。对于岩体结构面非线性流及渗透参数的确定成果也不少, 胡少华等<sup>[32]</sup>通过开展岩石单裂隙不同粗糙起伏、水力梯度及法向荷载作用下的非线性渗流特性室内试验, 研究了裂隙非线性渗流特征与发生机制; 李文亮等<sup>[33]</sup>研究了不同围压下破碎花岗岩非线性渗流特性试验。但这些成果几乎都是在室内小尺度岩样试验基础上获得的, 如何在现场通过简单、可行的原位试验获取错动带非线性流渗透参数是一个非常有实用价值的问题。只有获取错动带非线性流渗透参数, 才能正确表征岩体在高渗压、大水力梯度条件下的渗透特性, 才能使工程防渗系统的设计有可靠的理论依据, 才能使渗流场的分析和渗控系统的安全性评价符合工程实际。

## 1 试验原理和方法

### 1.1 试验原理

错动带广义非线性流 Forchheimer 方程为

$$J = av + bv^m \quad , \quad (1)$$

式中,  $J$  为错动带水力坡降,  $a$ ,  $b$  为非线性流渗透参

数,  $v$  为渗透速度,  $m$  为参数, 当  $m=2$  时, 即为 Forchheimer 方程, 且

$$a = \frac{1}{K} \quad , \quad (2)$$

$K$  为错动带线性流(Darcy 流)情况下的渗透系数。

完整井流条件下, 由方程(1)得

$$-\frac{dH}{dr} = a \frac{Q}{2\pi r M} + b \left( \frac{Q}{2\pi r M} \right)^m . \quad (3)$$

式中  $M$  为错动带透水介质厚度;  $Q$  为压(注)水试验时压水稳定流量;  $r$  为以试验孔轴心为原点的径向距离;  $H$  为以试验孔轴心为原点、半径为  $r$  处的水头(图 1)。

假定试验孔半径为  $r_w$ , 对应水头为  $h_w$ ; 半径为  $r$  处观测孔的水头为  $h$ 。

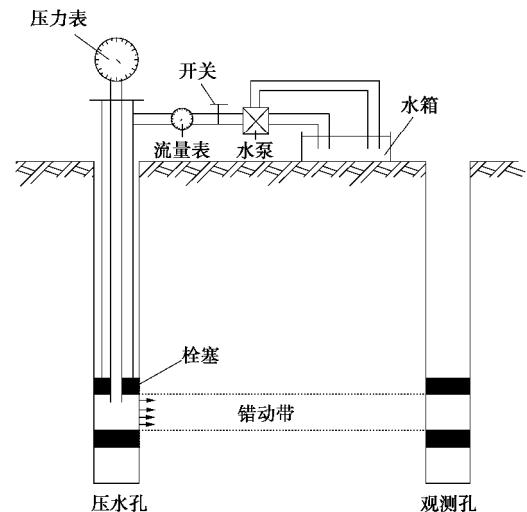


图 1 压水试验示意图

Fig. 1 Schematic graph of pressure water tests

由方程(3)得

$$-\int_{h_w}^h dH = \int_{r_w}^r \left[ a \frac{Q}{2\pi r M} + b \left( \frac{Q}{2\pi r M} \right)^m \right] dr , \quad (4)$$

积分后

$$h_w - h = a \frac{Q}{2\pi M} \ln \frac{r}{r_w} + b \left( \frac{Q}{2\pi M} \right)^m \frac{1}{1-m} (r^{1-m} - r_w^{1-m}) , \quad (5)$$

由式(5)可以求得

$$b = \frac{\left( h_w - h - a \frac{Q}{2\pi M} \ln \frac{r}{r_w} \right) (1-m)}{\left( \frac{Q}{2\pi M} \right)^m (r^{1-m} - r_w^{1-m})} . \quad (6)$$

根据式(6)得出不同流量、水压对应的错动带非线性流渗透参数, 由此可以计算不同水压对应的错动带非线性流渗透参数的平均值。

注意到压强  $\Delta p = hg_w$ , 其中  $g_w$  为水的重度, 等于

9.8 kN/m<sup>3</sup>; 而压强 1 MPa=10<sup>6</sup> N/m<sup>2</sup>, 因此 1 MPa 的压强  $\Delta p$  近似等于水头  $h$  为 100 m。

## 1.2 试验场地

试验场地位于金沙江河段的白鹤滩水电站。白鹤滩水电站为混凝土双曲拱坝, 坝顶高程 834.0 m, 最大坝高 289.0 m, 水库正常蓄水位为 825.0 m, 水库总库容 206.27 亿 m<sup>3</sup>, 装机容量 16000 MW, 多年平均发电量 640.95 亿 kW·h。

坝址区的峨眉山组玄武岩共划分为 11 个岩流层, 各岩流层顶部凝灰岩层中发育缓倾角、贯穿性的层间错动带, 岩层向 SE 倾斜。其中层间错动带 C<sub>2</sub>、C<sub>3</sub> 和 C<sub>4</sub> 位于水库蓄水位以下, 对地下厂房渗透稳定性有直接影响。由于层间错动带沿着原有的岩流层顶部凝灰岩发生不同程度的构造错动, 对错动带两侧玄武岩影响小, 错动带两侧的影响带基本不存在相互连通的网络裂隙, 多以对渗流不起作用的死端裂隙为主, 试验研究层间错动带渗透性时忽略了错动带两侧的影响带。在 2015 年 11 月 15 日至 2015 年 12 月 20 日和 2017 年 8 月 25 日至 2017 年 9 月 22 日两次现场专门对玄武岩错动带渗透性开展试验。采用的主要试验方法有: 振荡试验、注水试验、压水试验(渗透破坏试验)。

左岸目标试验段为 C<sub>2</sub> 层间错动带, 右岸目标试验段为 C<sub>3</sub>、C<sub>4</sub> 层间错动带。左岸试验点高程为 659, 636 和 570 m, 距金沙江的直线距离约为 800, 754 和 980 m, 右岸试验点高程为 570 m 和 620 m, 距金沙江的直线距离约为 450 和 620 m(如图 2 所示)。试验期间金沙江的江水位约为 590 m。

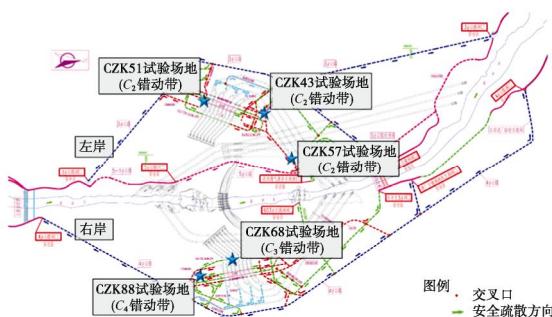
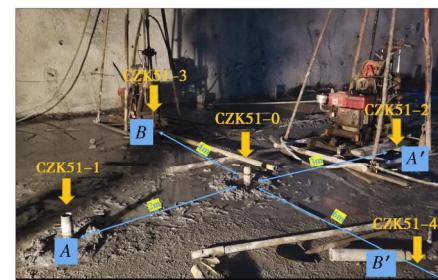


图 2 试验现场位置示意图

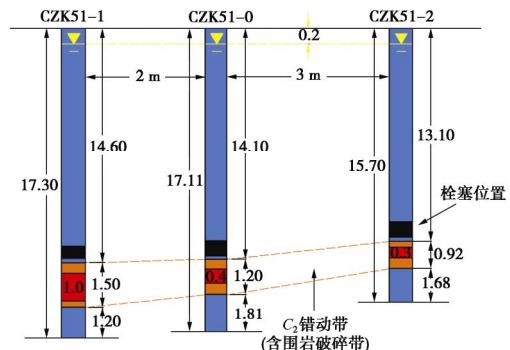
Fig. 2 Schematic graph of test site

对于左岸 C<sub>2</sub> 层间错动带在 2015 年和 2017 年进行了两次专门的现场水文地质试验, 其中在 2017 年第二次试验还选择了 2 个位置开展专门试验。其中左岸尾闸通气兼安全洞内开展的试验较为成功, 布设了 5 个试验孔, 孔位呈十字形分布。孔口地面高程为 570 m, 相应的试验孔编号为 CZK51-0、CZK51-1、CZK51-2、CZK51-3 和 CZK51-4(如图 3)。钻孔 CZK51 水位稳

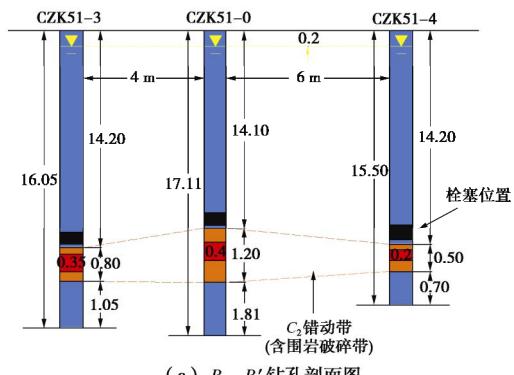
定后, 测得钻孔稳定水位埋深均在距地面 0.2 m 附近。C<sub>2</sub> 错动带出露深度如图 3 所示, 错动带平均出露厚度为 0.45 m, 包含上下围岩破碎带的平均厚度为 1.0 m。



(a) 钻孔平面布置图



(b) A—A' 钻孔剖面图



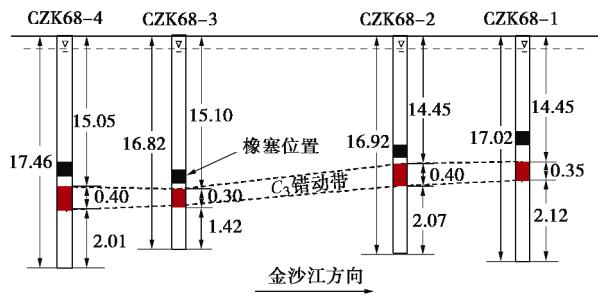
(c) B—B' 钻孔剖面图

图 3 C<sub>2</sub> 钻孔(CZK51)布置图

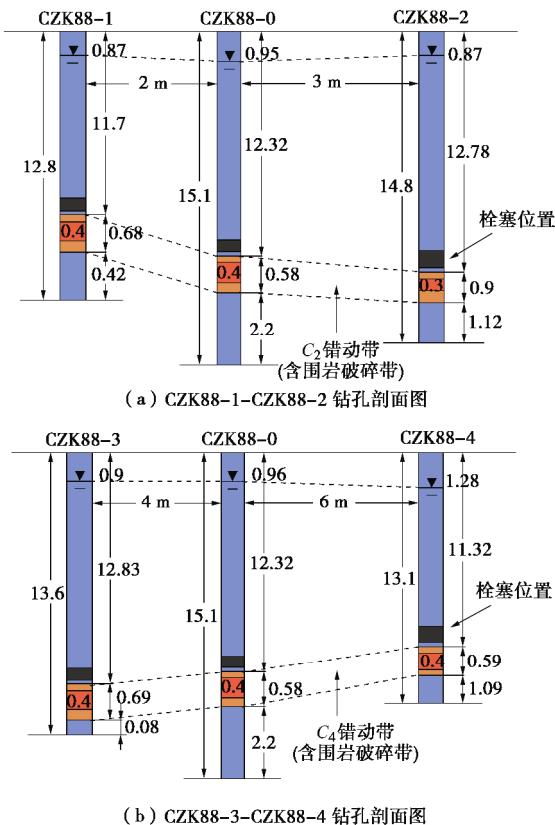
Fig. 3 Illustration of boreholes (CZK51) in C<sub>2</sub>

对于右岸 C<sub>3</sub> 层间错动带在位于右岸厂房引水下平段 14 号机位开展试验, 共布设了 4 个试验孔, 孔口地面高程为 570 m, 相应的试验孔编号依次为 CZK68-1、CZK68-2、CZK68-3 和 CZK68-4(如图 4)。钻孔完成钻进后, 采用高压清水进行洗孔处理, 并对钻孔内情况进行钻孔电视记录。待钻孔水位稳定后, 测得钻孔稳定水位埋深均在距地面 0.2 m。

根据钻孔电视记录和钻孔岩芯编录成果, 钻孔中 C<sub>3</sub> 错动带出露深度如图 4 所示, 平均出露厚度为 0.36 m。以各钻孔 C<sub>3</sub> 错动带出露的顶部计算, 其出露起伏角为 6.95, 以各钻孔 C<sub>3</sub> 错动带出露的底部计算, 其出露起伏角为 7.03, 两次计算均值为 6.99。

图 4 C<sub>3</sub> 钻孔(CZK68)布置图Fig. 4 Illustration of boreholes (CZK68) in C<sub>3</sub>

对于右岸 C<sub>4</sub> 层间错动带, 试验场地位于右岸排水廊道 RPL5-2 与 RPL5-4 的交汇处, 共布设 5 个试验孔, 孔口地面高程为 620 m, 相应的试验孔编号依次为 CZK88-0、CZK88-1、CZK88-2、CZK88-3 和 CZK88-4 (如图 5)。钻孔完成钻进后, 采用高压清水进行洗孔处理, 并对钻孔内情况进行钻孔电视记录。

图 5 C<sub>4</sub> 钻孔(CZK88)布置图Fig. 5 Illustration of boreholes (CZK88) in C<sub>4</sub>

根据钻孔电视记录和钻孔岩芯编录成果, 钻孔中 C<sub>4</sub> 错动带出露深度如图 5 所示, 平均出露厚度为 0.68 m。待钻孔水位稳定后, 测得钻孔稳定水位埋深分别为: 0.96 m (CZK88-0), 0.87 m (CZK88-1), 0.87 m (CZK88-2), 0.9 m (CZK88-3) 和 1.28 m (CZK88-4)。

### 1.3 试验方案

#### (1) 试验孔的设置

根据前期试验和水文地质资料, C<sub>2</sub> 错动带试验将 CZK51-3 定为压水孔, 其余 4 个钻孔为观测孔; C<sub>3</sub> 错动带试验将 CZK68-2 定为压水孔, 其余 3 个为观测孔; C<sub>4</sub> 错动带试验将 CZK88-0 定为压水孔, 其余 4 个钻孔为观测孔。

#### (2) 压力阶段设计

压水试验采用梯级升降压法, 先进行升压试验, 再进入降压阶段。结合现场试验情况, 对不同试验设计了不同的升降压力过程。

CZK51-3 试验压力阶段设置为 0.3→0.5→0.7→1.0→1.5→0.7→0.3 MPa; 其中 0.3~0.7 MPa 3 个阶段均加载了 80 min, 1 MPa 阶段加压 180 min, 后 3 个阶段分别加载时间为 60, 35 和 25 min。

CZK88-0 试验压力阶段设置为 0.3→0.5→0.7→1.0→1.5→2.0→2.5→3→3.5→3→2.5→2.0→1.5→1.0→0.7→0.5→0.3 MPa, 其中 3 MPa 之前的阶段均加载了 80 min, 3 MPa 加载了 210 min, 3.5 MPa 阶段持续了 250 min, 随后的降压阶段, 除 0.5 MPa 时加载了 20 min 之外, 其他阶段均持续了 30 min。

CZK68-2 试验压力阶段设置为 0.3→0.5→0.7→1.0→1.5→1.0→0.7→0.5→0.3 MPa。

为了保证在每一个压力段期间地下水运动能达到稳定, 每级压力试验时间都足够长, 待压水孔处流量稳定后方可进入下一压力阶段的试验。

#### (3) 监测数据的记录

利用数据采集与处理系统 (FEC-GJ3000), 记录压水孔的流量和注水压力变化情况, 其余观测孔的水位, 采用电子探头的形式自动记录。

## 2 非线性流渗透参数计算确定

首先在各孔中做微水试验、低水头注水试验<sup>[29-31]</sup>, 确定错动带线性流情况下的平均渗透系数值。微水试验和低水头注水试验共取得了 45 组试验渗透系数值, 按 CZK51、CZK68 和 CZK88 三个试验场地分别统计出 C<sub>2</sub>、C<sub>3</sub> 和 C<sub>4</sub> 错动带线性流情况下的平均渗透系数值为  $6.53 \times 10^{-2}$  cm/s,  $2.12 \times 10^{-3}$  cm/s 和  $1.88 \times 10^{-1}$  cm/s。由式 (2) 可计算出 C<sub>2</sub>、C<sub>3</sub> 和 C<sub>4</sub> 错动带非线性渗透参数  $a$  值为 15.31, 471.70 和 5.32 s/cm。

根据各次试验的试验孔压力、试验孔与观测孔水头差  $h_w - h$ 、试验孔稳定的压水流量  $Q$ 、试验孔与观测孔距离  $r$ 、错动带厚度  $M$  和错动带非线性渗透参数  $a$ , 由式 (6) 试代不同的  $m$  值, 可以得到各次试验的非线性系数  $b$ , 最终给出相对稳定的  $b$  值和所对应的  $m$  值如表 1, 2 和 3 所示。



表 1 CZK51-3 孔非线性系数  $b$  计算结果 ( $m=0.5$ )Table 1 Calculated results of nonlinear coefficient  $b$  of borehole CZK51-3 ( $m=0.5$ )

试验孔 CZK51-3			观测孔非线性系数 $b/(s^2 \cdot cm^{-2})$		
压力/MPa	$Q/(cm^3 \cdot s^{-1})$	CZK51-1	CZK51-2	CZK51-0	CZK51-4
0.3	1.50	$8.18 \times 10^2$	$8.57 \times 10^2$	$1.04 \times 10^2$	$5.42 \times 10^2$
0.5	22.83	$4.30 \times 10^2$	$3.65 \times 10^2$	$4.44 \times 10^2$	$2.31 \times 10^2$
0.7	133.33	$2.67 \times 10^2$	$2.11 \times 10^2$	$2.56 \times 10^2$	$1.33 \times 10^2$
1.0	190.00	$3.26 \times 10^2$	$2.52 \times 10^2$	$3.06 \times 10^2$	$1.59 \times 10^2$
备注	稳定值	$r=447 \text{ cm}$ $M=67.5 \text{ cm}$	$r=500 \text{ cm}$ $M=32.5 \text{ cm}$	$r=400 \text{ cm}$ $M=37.5 \text{ cm}$	$r=1000 \text{ cm}$ $M=27.5 \text{ cm}$

表 2 CZK88-0 孔非线性系数  $b$  计算结果 ( $m=2$ )Table 2 Calculated results of nonlinear coefficient  $b$  of borehole CZK88-0 ( $m=2$ )

试验孔 CZK88-0			观测孔非线性系数 $b/(s^2 \cdot cm^{-2})$		
压力/MPa	$Q/(cm^3 \cdot s^{-1})$	CZK88-1	CZK88-2	CZK88-3	CZK88-4
0.3	0.59	$7.03 \times 10^8$	$1.57 \times 10^9$	$5.89 \times 10^8$	$2.03 \times 10^9$
0.5	1.14	$5.66 \times 10^8$	$7.13 \times 10^8$	$5.32 \times 10^8$	$9.25 \times 10^8$
0.7	0.86	$1.64 \times 10^9$	$1.73 \times 10^9$	$1.57 \times 10^9$	$2.25 \times 10^9$
1.0	0.71	$3.84 \times 10^9$	$3.64 \times 10^9$	$3.73 \times 10^9$	$4.73 \times 10^9$
1.5	1.25	$2.00 \times 10^9$	$1.75 \times 10^9$	$1.95 \times 10^9$	$2.27 \times 10^9$
2.0	4.48	$2.17 \times 10^8$	$1.83 \times 10^8$	$2.13 \times 10^8$	$2.38 \times 10^8$
2.5	5.38	$1.92 \times 10^8$	$1.59 \times 10^8$	$1.89 \times 10^8$	$2.06 \times 10^8$
3.0	7.50	$1.20 \times 10^8$	$9.79 \times 10^7$	$1.18 \times 10^8$	$1.27 \times 10^8$
备注	稳定值	$r=200 \text{ cm}$ $M=40.0 \text{ cm}$	$r=300 \text{ cm}$ $M=35.0 \text{ cm}$	$r=400 \text{ cm}$ $M=40.0 \text{ cm}$	$r=600 \text{ cm}$ $M=40.0 \text{ cm}$

表 3 CZK68-2 孔非线性系数  $b$  计算结果 ( $m=2$ )Table 3 Calculated results of nonlinear coefficient  $b$  of borehole CZK68-2 ( $m=2$ )

试验孔 CZK68-2			观测孔非线性系数 $b/(s^2 \cdot cm^{-2})$		
压力/MPa	$Q/(cm^3 \cdot s^{-1})$	CZK68-1	CZK68-3	CZK68-4	
0.3	1.18	$4.78 \times 10^8$	$4.08 \times 10^8$	$5.29 \times 10^8$	
0.5	0.78	$1.80 \times 10^9$	$1.53 \times 10^9$	$1.99 \times 10^9$	
0.7	0.93	$1.76 \times 10^9$	$1.50 \times 10^9$	$1.95 \times 10^9$	
1.0	1.37	$1.16 \times 10^9$	$9.88 \times 10^8$	$1.28 \times 10^9$	
1.5	5.52	$1.06 \times 10^8$	$9.02 \times 10^7$	$1.17 \times 10^8$	
备注	稳定值	$r=100 \text{ cm}$ $M=37.5 \text{ cm}$	$r=200 \text{ cm}$ $M=35.0 \text{ cm}$	$r=300 \text{ cm}$ $M=40.0 \text{ cm}$	

分析非线性系数  $b$  值、 $m$  值大小变化可能与错动带的充填物类型和结构有关。 $C_2$ 、 $C_3$  和  $C_4$  错动带充填物岩性都是紫红色凝灰岩， $C_2$  层间错动带的岩芯主要以碎粒状和碎块状凝灰岩为主，而  $C_3$  错动带以短柱状凝灰岩为主， $C_4$  错动带则以短柱状、碎块状凝灰岩为主。 $m$  值的取值一般在 1.5 至 2.0 之间。由表 1 看出  $m=0.5$ ，非线性系数  $b$  值相对稳定，但量级上远小于  $C_3$ 、 $C_4$  层间错动带非线性系数  $b$  值。分析其原因认为是由于高压压水试验过程中，原来错动带连通性较差孔隙在高压水作用下形成了贯通的优势流通道，导致相同压力下的压水量大幅增加。由表 2 和 3 看出  $C_3$ 、 $C_4$  层间错动带  $m=2$ ，符合非线性流 Forchheimer 方程，非线性系数  $b$  值相对较为稳定，变化不大。

根据表 1~3，各次试验错动带  $C_2$ 、 $C_3$  和  $C_4$  的非线性系数  $b$  求得统计平均值为  $3.49 \times 10^2 \text{ s}^2/\text{cm}^2$ 、 $7.00 \times 10^8 \text{ s}^2/\text{cm}^2$  和  $6.80 \times 10^8 \text{ s}^2/\text{cm}^2$  (如表 4)。

表 4 不同错动带非线性参数汇总表

Table 4 Summary of nonlinear parameters of different shear zones

错动带编号	$C_2$	$C_3$	$C_4$
$a/(s \cdot cm^{-1})$	15.31	471.70	5.32
$b/(s^2 \cdot cm^{-2})$	$3.49 \times 10^2$	$7.00 \times 10^8$	$6.80 \times 10^8$

依据表 4 计算得到的  $C_2$ 、 $C_3$  和  $C_4$  错动带非线性参数  $a$  和  $b$  代入式 (1) 中，可以得到  $C_2$ 、 $C_3$  和  $C_4$  错动带水力坡降随地下水水流速的变化关系曲线，如图 6 所示。

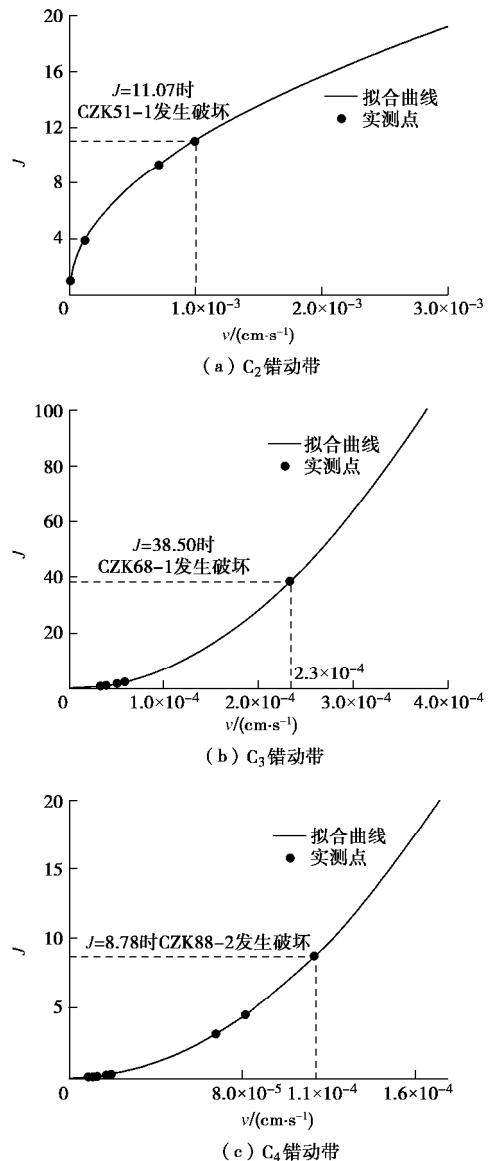


图 6 各错动带水力坡降随流速变化曲线

Fig. 6 Variation of hydraulic gradient with flow velocity in different shear zones

从图 6 看出, 在试验阶段错动带 C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub> 和 C<sub>4</sub> 水力坡降随地下水水流速的变化呈明显的非线性关系, 表明原位测试方法选择的压水孔和测试孔之间的距离是合适的。

为了进一步检验计算结果的可靠性, 根据 Forchheimer 方程定义非线性程度影响系数  $\beta$ <sup>[32]</sup>,

$$b = \frac{b \left( \frac{Q}{2\pi r M} \right)^m}{a \frac{Q}{2\pi r M} + b \left( \frac{Q}{2\pi r M} \right)^m}, \quad (7)$$

$b$  表示非线性项占优程度,  $b$  愈大非线性占优程度愈高。 $b$  值大于 50% 时, 非线性项占优, 以非线性流为主, 反之线性流为主。有学者研究认为, 在实际水利工程中  $b$  值大于 10% 就可以认为是非线性流<sup>[34]</sup>。

依据表 4 计算得到的 C<sub>2</sub>、C<sub>3</sub> 和 C<sub>4</sub> 错动带非线性参数  $a$ ,  $b$  和  $m$  值代入式 (7) 中, 计算得到观测孔位置的  $b$  值如表 5 所示。

表 5 非线性程度影响系数  $\beta$  计算结果Table 5 Calculated results of nonlinear degree coefficient  $\beta$ 

错动带编号	试验孔	$\beta$	
		最小值	最大值
C <sub>2</sub>	CZK51-3	97.68%	99.99%
C <sub>3</sub>	CZK68-2	93.91%	99.99%
C <sub>4</sub>	CZK88-0	99.83%	100.00%

由表 5 看出, 高压压水试验过程中压水孔和测试孔之间非线性项占绝对优势, 地下水的运动状态均为非线性流, 也再次说明原位测试方法选择的压水孔和测试孔之间的距离是合适的。

### 3 结论

文章基于广义非线性渗透的 Forchheimer 方程, 提出了一种确定错动带非线性流渗透参数的原位试验方法, 结合白鹤滩水电工程对错动带 C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub> 和 C<sub>4</sub> 开展了钻孔高压压水试验, 计算得到了错动带非线性流渗透参数。结论如下:

(1) 非线性系数  $b$  值、 $m$  值的稳定性与错动带的充填物类型和结构有关。C<sub>2</sub> 层间错动带  $m=0.5$ , 非线性系数  $b$  值相对稳定, 但量级上远小于 C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub> 层间错动带非线性系数  $b$  值。C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub> 层间错动带  $m=2$ , 非线性系数  $b$  值相对较为稳定, 变化不大。

(2) 根据非线性程度影响系数  $\beta$  计算判别, 高压压水试验过程中压水孔和测试孔之间非线性项占绝对优势, 地下水的运动状态均为非线性流, 说明原位测试方法选择的压水孔和测试孔之间的距离、压力梯级变化是合适的。

(3) 如果高压压水试验忽略试验水流处于非线性流状态, 采用线性流公式计算、分析渗流场和工程防渗系统设计将给渗控系统的安全性评价带来不确定性。

(4) 白鹤滩水电工程现场试验验证表明, 错动带非线性渗透参数的原位试验方法不仅理论严密, 而且具有试验过程简单、易操作, 获取的参数齐全、精度高等优点, 因此有很好的推广应用价值。

### 参考文献:

- [1] 刘健, 朱赵辉, 蔡浩, 等. 超大型地下洞室拱圈围岩变形、破坏特性研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(7): 1257-1267. (LIU Jian, ZHU Zhao-hui, CAI Hao, et al. Deformation and failure characteristics of top arch surrounding rock of

- super large underground caverns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(7): 1257 – 1267. (in Chinese))
- [2] 赵 恺, 王环玲, 徐卫亚, 等. 贯通充填裂隙类岩石渗流特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 1130 – 1136. (ZHAO Kai, WANG Huan-ling, XU Wei-ya, et al. Experimental study on seepage characteristics of rock-like materials with consecutive and filling fractures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 1130 – 1136. (in Chinese))
- [3] BASAK P, MADHAV M R. Analytical solutions to the problems of transient drainage through trapezoidal embankments with Darcian and non-Darcian flow[J]. Journal of Hydrology, 1979, **41**: 49 – 57.
- [4] CHEN C, WAN J, ZHAN H. Theoretical and experimental studies of coupled seepage pipe flow to a horizontal well[J]. Journal of Hydrology, 2003, **281**: 159 – 171.
- [5] KOHL T, EVANS K F, HOPKIRK R J, et al. Observation and simulation of non-Darcian flow transients in fractured rock[J]. Water Resources Research, 1997, **33** (3): 407 – 418.
- [6] QIAN J, ZHAN H, ZHAO W, et al. Experimental study of turbulent unconfined groundwater flow in a single fracture[J]. Journal of Hydrology, 2005, **311**: 134 – 142.
- [7] QIAN J, ZHAN H, ZHAO W, et al. Experimental evidence of scale-dependent hydraulic conductivity for fully developed turbulent flow in a single fracture[J]. Journal of Hydrology, 2007, **339**: 206 – 215.
- [8] 邓英尔, 谢和平, 黄润秋, 等. 饱和黏土非线性渗流规律与径向固结[J]. 应用数学和力学, 2007, **28**(11): 1272 – 1280. (DENG Ying-er, XIE He-ping, HUANG Run-qiu, et al. Law of nonlinear flow in saturated clays and radial consolidation[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2007, **28**(11): 1272 – 1280.(in Chinese))
- [9] SEN Z. Non-Darcian flow in fractured rocks with a linear flow pattern[J]. Journal of Hydrology, 1987, **92**: 43 – 57.
- [10] SEN Z. Type curves for two-region well flow[J]. Journal of Hydrology Engineering, ASCE, 1988, **114**(12): 1461 – 1484.
- [11] SEN Z. Analytical solution incorporating nonlinear radial flow in confined aquifers[J]. Water Resources Research, 1988, **24** (4): 601 – 606.
- [12] SEN Z. Nonlinear flow toward wells[J]. Journal of Hydrology Engineering, ASCE, 1989, **115**(2): 193 – 209.
- [13] SEN Z. Nonlinear radial flow in confined aquifers toward large-diameter wells[J]. Water Resources Research, 1990, **26**(5): 1103 – 1109.
- [14] WEN Z, HUANG G, ZHAN H. Non-Darcian flow in a single confined vertical fracture toward a well[J]. Journal of Hydrology, 2006, **330**: 698 – 708.
- [15] WEN Z, HUANG G, ZHAN H. Non-Darcian flow toward a Finite-Diameter vertical well in a confined aquifer[J]. Pedosphere, 2008, **18**(3): 288 – 303.
- [16] WEN Z, HUANG G, ZHAN H. Non-Darcian flow to a well in a leaky aquifer using the Forchheimer equation[J]. Hydrogeology Journal, 2011, **19**: 563 – 572.
- [17] WEN Z, LIU K, ZHAN H. Non-Darcian flow toward a larger-diameter partially penetrating well in a confined aquifer[J]. Environmental Earth Sciences, 2014, **72**: 4617 – 4625.
- [18] WEN Z, HUANG G, ZHAN H. A numerical solution for Non-Darcian flow to a well in a confined aquifer using the power law function[J]. Journal of Hydrology, 2009, **364**: 99 – 106.
- [19] CAMACHO V R G, SQUEZ C M. Comment on “Analytical solution incorporating nonlinear radial flow in confined aquifers” by Zekâi Sen[J]. Water Resources Research, 1992, **28**(12): 3337 – 3338.
- [20] WEN Z, HUANG G, ZHAN H. Non-Darcian flow to a well in an aquifer-aquitard system[J]. Advances in Water Resources, 2008, **31**: 1754 – 1763.
- [21] WEN Z, HUANG G, ZHAN H. Solutions for Non-Darcian flow to an extended well in fractured rock[J]. Ground Water, 2011, **49**: 280 – 285.
- [22] MATHIAS S A, BUTLER A P, JACKSON B M, et al. Transient simulations of flow and transport in the Chalk unsaturated zone[J]. Journal of Hydrology, 2006, **330**(1): 10 – 28.
- [23] CHOI E S, CHEEMA T, ISLAM M R. A new dual-porosity/dual-permeability model with non-Darcian flow through fractures[J]. Journal of Petroleum Science & Engineering, 1997, **17**(3/4): 331 – 344.
- [24] WU Y S. An approximate analytical solution for non-Darcy flow toward a well in fractured media[J]. Water Resources Research, 2002, **38**(3): 47 – 53.
- [25] WU Y S. Numerical simulation of single-phase and multiphase non-darcy flow in porous and fractured reservoirs[J]. Transport in Porous Media, 2002, **49**(2): 209 – 240.
- [26] EWING R E, LIN Y. A mathematical analysis for numerical

- well models for non-Darcy flows[J]. Applied Numerical Mathematics, 2001, **39**(1): 17 - 30.
- [27] EWING R E, LAZAROV R D, LYONS S L, et al. Numerical well model for non-Darcy flow through isotropic porous media[J]. Computational Geosciences, 1999, **3**(3/4): 185 - 204.
- [28] KOLDITZ O. Non-linear flow in fractured rock[J]. International Journal of Numerical Methods for Heat & Fluid Flow, 2001, **11**(6): 547 - 575.
- [29] 周志芳, 王仲夏, 曾新翔. 岩土体渗透性参数现场快速测试系统开发[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(6): 1292 - 1296. (ZHOU Zhi-fang, WANG Zhong-xia, ZENG Xin-xiang. Development of rapid field test system for determining permeable of rock and soil masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(6): 1292 - 1296. (in Chinese))
- [30] 周志芳, 庄超, 戴云峰, 等. 单孔振荡式微水试验确定裂隙岩体各向异性渗透参数[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(2): 271 - 278. (ZHOU Zhi-fang, ZHUANG Chao, DAI Yun-feng, et al. Determining anisotropic hydraulic conductivity in fractured rocks based on single-borehole slug tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,
- 2015, **34**(2): 271 - 278. (in Chinese))
- [31] ZHOU Z, ZHAO Y, WANG J, et al. A Novel Apparatus for obtaining in situ estimates of anisotropism hydraulic conductivity in fractured rocks[J]. Geotechnical Testing Journal, 2016, **39**(4): 525 - 531.
- [32] 胡少华, 周佳庆, 陈益峰, 等. 岩石粗糙裂隙非线性渗流特性试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2017, **13**(1): 48 - 56. (HU Shao-hua, ZHOU Jia-qing, CHEN Yi-feng, et al. Laboratory research on nonlinear flow behavior of rough fractures[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, **13**(1): 48 - 56. (in Chinese))
- [33] 李文亮, 周佳庆, 贺香兰, 等. 不同围压下破碎花岗岩非线性渗流特性试验研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(增刊 1): 140 - 150. (LI Wen-liang, ZHOU Jia-qing, HE Xiang-lan, et al. Nonlinear flow characteristics of broken granite subject to confining pressures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(S1): 140 - 150. (in Chinese))
- [34] ZIMMERMAN R W, AL-YAARUBI A, PAIN C C, et al. Nonlinear regimes of fluid flow in rock fractures[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(3): 163 - 169.

## 第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 (2020 年 7 月 18, 19 日, 呼和浩特) 第 1 号通知

**主办单位:** 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会。

**承办单位:** 内蒙古工业大学等。

**协办单位:** 《岩土工程学报》编委会等。

**大会邀请及主题:** 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会拟定于 2020 年 7 月在呼和浩特召开“第 29 届全国土工测试学术研讨会”, 会议主题: “岩土工程勘察技术及土工测试新技术、新方法”。中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会邀请全国相关学科的专家、学者、科技工作者与工程技术人员, 特别是青年岩土工程工作者踊跃撰稿, 集聚呼和浩特, 围绕会议主题探讨与交流土工测试最新研究成果与实践经验。

**会议要点:** 本次学术研讨会组织委员会、学术委员会由承办、协办单位, 学会专委会专家组成。会议将邀请国内著名土工测试专家进行特邀报告和主题报告, 并进行新编《土工试验方法标准》(GB/T50123—2019) 宣贯。

**会议专题:** ①岩土工程勘察技术; ②土基本性质测试; ③

土工物理模型试验; ④土工原测试技术; ⑤现场土工监测技术; ⑥环境土工测试技术; ⑦特殊土性质测试技术; ⑧土工微观测试新技术; ⑨土工测试新型技术设备。

**会议论文与出版:** 会议投稿论文要求为原创、未公开发表的内容, 论文篇幅一般在 5 页以内, 格式请参考《岩土工程学报》。会议期间将通过投票遴选优秀论文推荐到《岩土工程学报》(增刊)(EI 收录)、《地下空间与工程学报》、《内蒙古农业大学学报》、《内蒙古科技大学学报》、《内蒙古工业大学学报》其他论文将在论文集中刊出。

**投稿邮箱:** [geotest2020@163.com](mailto:geotest2020@163.com)

**重要日期:** ①2019 年 12 月 30 日前提交论文全文; ②2020 年 2 月 15 日前返回论文录用通知; ③2020 年 3 月 15 日前返回修改后论文。

**会议联系方式:** 地址: 内蒙古呼和浩特市新城区爱民街 49 号内蒙古工业大学土木工程学院, 邮政编码: 010051, 联系人: 刘俊芳: 18647964316; 杜强: 15560924010; 马建国: 18847187706。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202003005

# 用 Bayes 法及后验分布极限确定土力学参数

阮永芬<sup>1</sup>, 魏德永<sup>1</sup>, 杨 均<sup>2</sup>, 高 骏<sup>3</sup>, 刘克文<sup>4</sup>, 彭栓栓<sup>2</sup>

(1. 昆明理工大学建筑工程学院, 云南 昆明 650500; 2. 中铁四院集团西南勘察设计有限公司, 云南 昆明 650031;  
3. 中铁二院昆明勘察设计研究院有限责任公司, 云南 昆明 650200; 4. 云南建投第一勘察设计有限公司, 云南 昆明 650031)

**摘要:** 岩土力学参数在空间分布上具有很大随机性, 现有研究都是从参数小样本去推断大样本, 这难免会存在一些失误。若样本数量足够大, 正态分布会变得高度集中在某个值附近, 勘察失误或偶然因素导致岩土参数统计误差的影响会越来越小, 据此提供给勘察设计的岩土力学参数就更准确。根据收集的滇池湖相沉积的离散性高的泥炭质土、粉土及黏土的黏聚力  $c$  和内摩擦角  $j$  的大量试验数据, 用 Bayes 大样本法对几种土的力学参数进行分析, 充分利用已采集样本带来的先验信息, 推求土力学参数的后验信息, 并得到贝叶斯估计区间。当 Fisher 信息量确定后, 土力学参数正态分布均值  $m$  的后验分布可用一个与先验分布无关的正态分布来逼近, 就可得到当样本量趋于无穷时参数的收敛取值, 并用后验分布极限对土力学参数的相合性及渐近正态性进行检验分析。对滇池湖相沉积土力学指标进行大样本分析, 推求土力学指标的收敛值就落在贝叶斯估值区间, 充分证明了分析方法的可行性和可靠性。分析结果为地区规范编制及工程经验的积累提供参考, 也为设计计算参数取值的合理性提供检验。

**关键词:** 力学参数; 贝叶斯 (Bayes) 大样本方法; 相合性; 渐近正态性; 费希尔 (Fisher) 信息

**中图分类号:** TU 443    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1000-4548(2020)03-0438-09

**作者简介:** 阮永芬(1964—), 女, 教授, 博士, 主要从事岩土工程方面的教学和科研。E-mail: ryy64@aliyun.com.

## Determination of soil mechanics parameters based on Bayes method and posterior distribution limit

RUAN Yong-fen<sup>1</sup>, WEI De-yong<sup>1</sup>, YANG Jun<sup>2</sup>, GAO Jun<sup>3</sup>, LIU Ke-wen<sup>4</sup>, PENG Shuan-shuan<sup>2</sup>

(1. Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China; 2. Southwest Nonferrous Exploration Design Co., Ltd., Kunming 650031, China; 3. Kunming Survey Design and Research Institute Co., Ltd. of Creec, Kunming 650200, China; 4. Yunnan Construction Investment First Investigation and Design Co., Ltd., Kunming 650031, China)

**Abstract:** Geotechnical parameters are of great randomness in spatial distribution, and the existing researches are to infer large samples from small ones, which will inevitably lead to some errors. If the number of samples is large enough, the normal distribution will become highly concentrated near a certain value. The influences of statistical errors of geotechnical parameters will become smaller and smaller resulting from the investigation errors or accidental factors, then the more accurate parameters will be provided during prospective design. According to the collected experimental data of the cohesive force  $c$  and the internal friction angle  $j$  of Dianchi Lake facies deposition peat soil, silt and clay with high dispersion, the Bayesian large sample method is used to analyze the mechanical parameters of several soils, the posterior information of mechanical parameters of soils is derived based on the prior information from the collected samples, and the Bayesian estimation interval is obtained. After the Fisher information is determined, the posterior distribution of the mean value  $m$  of the normal distribution of mechanical parameters of soils can be approximated by a normal distribution independent of the prior distribution, and the reliable value of the parameters can be obtained when the sample size tends to infinity. The consistency and asymptotic normality of mechanical parameters of soils are tested and analyzed by the posterior distribution limit. A large sample analysis of the mechanical indexes of the sedimentary soils in Dianchi Lake is carried out. The reliable value of the mechanics index of soils is estimated to fall within the Bayesian evaluation interval, which fully proves the feasibility and reliability of the analytical method. The analysis results may provide reference for the compilation of regional norms and the accumulation of engineering experience, and also a test for the rationality of the design parameters.

**Key words:** mechanical parameter; Bayes large sample method;

consistency; asymptotic normality; Fisher information

基金项目: 云南省重点研发计划项目 (2018BC008)

收稿日期: 2019-03-25



## 0 引言

岩土勘察报告提供的岩土力学参数是岩土工程设计及施工的主要依据<sup>[1]</sup>。随着岩土工程学科的发展, 采用确定性方法确定的参数进行设计施工已不能满足实际工程需求, 所以很多人对岩土力学参数随机不确定性进行了探讨, 提出多种岩土参数估计的方法。

Keaton 等<sup>[1]</sup>通过试验测试得到小样本数据, 绘制一条下限线用作允许应力分析的强度包络线。吴越等<sup>[2]</sup>提出服从正态分布的岩土强度参数的概率特征参数服从于一个二维联合先验分布, 并根据 Bayes 公式推导相应的共轭后验分布函数及岩土强度参数概率特征参数的最大后验估计量计算公式。宫凤强等<sup>[3]</sup>提出以“ $3s$ ”原理为基础, 考虑偏度进行调整分布区间的确定方法及推断岩土抗剪强度参数概率分布的正态信息扩散法。刘健等<sup>[4]</sup>通过二维 K-S 检验法进行产状数据相似性判定。已有研究都是基于小样本(样本容量  $n \leq 30$ )去推断大样本分布, 多少存在一定误差。朱唤珍<sup>[5]</sup>提出推断大样本岩土抗剪强度参数概率密度函数的正态信息扩散法, 并通过 K-S 检验确定其适用性。虽然是对大样本粉质黏土层(样本数  $n=81$ )进行分析, 但这层土是多层工业及民用建筑的持力层, 离散性及变异性都不大, 指标相对稳定。滇池湖相沉积软土的地质构造与沉积作用使得软土分布, 在空间上呈现出巨大的随机性和空间变异性, 导致其沉积土层的力学参数出现很大的随机性及不确定性, 所以需寻找适合分析此类场地土力学参数的方法并进行分析。

Bayes 统计学为这一问题的解决提供了思路, 但 Bayes 统计又依赖于样本的先验信息, 若先验信息不足也会为预测带来较大误差。Bayes 法在国外岩土参数分析领域已取得很好的成果, 如 Contreras 等<sup>[6]</sup>重点介绍了贝叶斯法对不确定性量化的优势, 并对实验室测试数据进行贝叶斯回归分析, 以推断 Hoek-Brown 强度准则中使用的岩石强度参数。Contreras 等<sup>[7]</sup>提出一种贝叶斯方法来推断斜坡设计中使用的岩土参数, 并验证其适用性。但 Bayes 统计学还没有应用到离散性大的大样本信息下的土力学参数分析。随着滇池湖相沉积场地上的地铁 5 号线、会展中心、沿线很多房地产及市政项目的建设, 为课题研究提供了大量岩土工程勘察试验数据。为把大数据财富即“样本信息”加以应用, 对分布范围广、影响性及离散性大的滇池湖相沉积场上最具代表性的 3 类土, 即泥炭质土、黏土及粉土的力学参数作为研究对象, 根据 Bayes 统计学原理对大量试验资料进行分析, 通过超

参数计算, 得到 3 种土力学参数的后验分布及后验分布取值的贝叶斯区间。

虽收集到大量数据样本, 但让样本无穷几乎不可能, 为此引入费希尔(Fisher)信息量, Fisher 信息的确定提供了一种较好的思路去预测当样本量趋于无穷时, 岩土参数最后收敛的可靠取值。以这个值作为岩土勘察设计的采用值, 并进行相合性及渐近正态性检验。研究结果能在节省岩土工程勘察成本的前提下获得最有价值的试验数据, 也可防止一些不确定因素带来参数取值错误造成设计施工出现问题, 同时也能对地区规范编制、工程经验积累及设计计算参数取值合理性检验提供参考。

## 1 Bayes 法分析岩土强度参数

Bayes 法不同于经典统计法, 因其充分利用先验信息与样本信息, 去推断后验分布<sup>[2]</sup>, 为统计开辟了新方法。Bayes 大样本方法主要包括后验分布极限, 后验分布极限又主要包括后验分布的相合性和渐进正态性。当样本量充分大时, 就可用后验分布的极限分布推断岩土参数的收敛取值。这不仅可避免先验分布带来的主观性, 还可对极限分布下的 Bayes 推断和频率法推断的结果进行对比, 验证使用 Bayes 方法的合理性, 在节约时间同时降低费用, 有着很好的工程意义。

### 1.1 岩土参数的样本信息

从收集的岩土工程勘察报告中提取泥炭质土、粉土及黏土力学参数的样本数如表 1 所示。

表 1 土的力学参数的样本数

Table 1 Number of samples for mechanical parameters of soils

土类	泥炭质土	粉土	黏土
黏聚力 $c/\text{个}$	269	230	540
内摩擦角 $\phi/\text{个}$	294	248	476

频率直方图可初步判断力学参数的分布情况及样本信息。P-P 图是根据变量的累积概率对应于所指定的理论分布累积概率绘制的散点图。用 P-P 可直观地检测样本数据是否符合某一概率分布, 完全符合时是一条直线<sup>[2]</sup>。作出 3 种土的样本频率直方图及 P-P 图, 如图 1 所示。

由图 1 可知, 泥炭质土、黏土  $c$ 、 $j$  及粉土  $j$  的样本频率直方图基本符合以均值为对称轴的正态分布。观测累积概率的 P-P 图也基本落在一条直线上, 且可信度大于 95% 的数据点较多。

由图 1(e) 图可看出, 粉土  $c$  的频率直方图与正态分布(图中紫色线)吻合不是很好, 故采用对数正态分布(图中黑色线)去描述, 发现对数正态分布峰

值恰好落在样本频率所占比重最大处。相应的 P-P 图, 如图 1 (f) 所示, 除首尾数据外, 其它的基本都在可信度为 95% 的区间内, 基本为一条直线。图 1 (e) 中正态分布的紫色线虽只有一个峰值, 但并不是关于均值对称分布, 其均值已落在样本频率直方图所占比重最大值 15 kPa 的右侧, 且在样本频率峰值右侧的数据点明显多于左侧。故采用对数正态分布比用正态分布描述效果好。对数正态分布用形状参数与刻度参数描述。

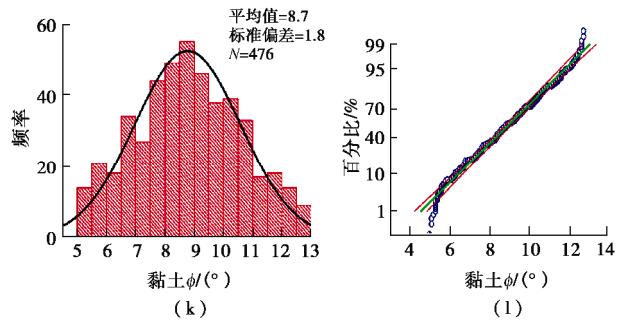
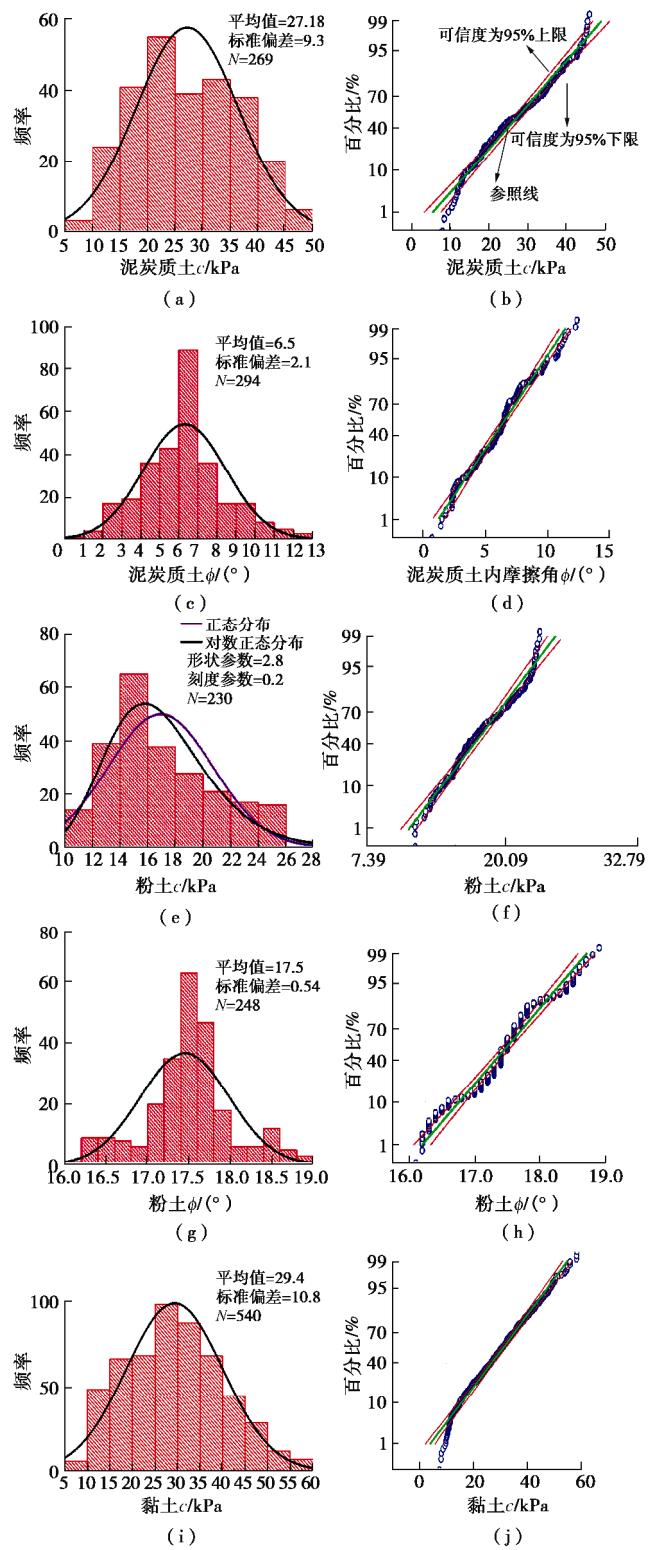


图 1 3 种土的样本频率直方图及 P-P 图

Fig. 1 Frequency histogram and P-P diagram of three soil Samples

昆明粉土较为特殊, 有别于其它地区的粉土<sup>[8]</sup>。其液化判别多被判为轻微及不液化。粉土  $c$  的变异系数都较大, 埋深对其也有影响, 深部比浅层的要高, 所以当把不同地点及不同埋深处的粉土层按名称相同进行汇总分析, 与正态分布吻合就不是很好, 但与对数正态分布吻合好。对数正态分布与正态分布间存在转换关系式, 故分析粉土  $c$  值时, 依然按正态分布处理。后面对两种分布产生的相应误差进行了分析<sup>[9]</sup>。

## 1.2 先验分布的选取及后验分布的计算

据图 1 可知岩土参数大致服从正态分布, 其密度函数为

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m)^2}{2s^2}} \quad (1)$$

式中  $x$  为岩土力学参数值;  $m$ ,  $s$  分别为正态分布均值及方差, 均为未知量。若样本分布为正态分布, 其  $m$  的先验分布仍为正态分布,  $s$  的先验分布为逆伽马分布<sup>[10]</sup>。文献[10]指出: 对于样本服从  $N(m, s^2)$  的正态分布,  $m$  的后验边缘密度为  $t(n_n, m(\bar{x}), s_n^2/k_n)$  的一元  $t$  分布。其中:

$$n_n = n + r \quad , \quad (2)$$

$$k_n = n + k \quad , \quad (3)$$

$$n_n s^2 = (n-1)s_0^2 + l + \frac{nk}{n+k} (m_0 - q)^2 \quad , \quad (4)$$

$$k = \frac{s_0^2}{t^2} \quad , \quad (5)$$

$$m(\bar{x}) = \frac{nm_0 + kq}{n + k} \quad . \quad (6)$$

式中  $q$ ,  $t^2$ ,  $g$ ,  $l$  为先验分布待确定参数;  $n$  为样本量;  $m_0$ ,  $s_0^2$  为样本分布的均值和方差;  $n_n$ ,  $s_n^2/k_n$ ,  $m(\bar{x})$  分别为  $t$  分布的自由度、刻度参数及位置参数;  $n_n$ ,  $s_n^2/k_n$ ,  $m(\bar{x})$ ,  $n_n s_n^2$  为后验分布待确定参数。从式(2)~(6)可知, 后验分布参数依赖于先验分布参数。

## 1.3 超参数的计算

文献[2]中提供了一种很好的确定 1.2 节中参数的方法。规范指出岩土参数计算平均值时样本量必须

表 2 3 种土的力学参数均值和方差

Table 2 Mean values and variances of mechanical parameters of three soil samples

泥炭质土				粉土				黏土			
$\bar{c}$ /kPa	$s_c^2$	$\bar{\gamma}^/(^\circ)$	$\bar{s}_j^2$	$\bar{c}$ /kPa	$s_c^2$	$\bar{\gamma}^/(^\circ)$	$\bar{s}_j^2$	$\bar{c}$ /kPa	$s_c^2$	$\bar{\gamma}^/(^\circ)$	$\bar{s}_j^2$
29.4	9.8	5.9	1.9	16.0	2.6	17.4	0.4	27.8	12.1	9.16	1.79
24.9	10.0	6.7	2.5	15.9	3.7	17.6	0.4	30.9	9.7	8.79	1.65
19.6	7.8	6.6	2.0	17.6	3.5	17.2	0.5	29.6	11.5	9.27	2.08
32.1	11.3	6.5	3.0	18.7	4.5	17.6	0.6	33.1	9.5	9.41	1.96
27.5	8.0	5.9	2.4	17.4	4.3	17.5	0.5	31.7	7.7	8.26	1.76
26.7	9.6	6.2	2.7	15.4	4.7	17.3	0.8	29.5	9.8	8.87	1.95
32.9	7.9	6.9	2.9	15.9	3.5	17.6	0.6	27.5	10.0	8.11	1.73
26.3	9.2	5.8	2.8	17.1	3.4	17.7	0.7	27.2	8.5	9.20	1.54
24.4	8.6	6.4	2.5	17.4	3.6	17.5	0.6	27.7	10.4	9.32	1.40
23.9	9.9	6.5	2.6	18.0	4.3	17.3	0.3	27.5	11.0	8.71	1.75
25.1	10.2	6.4	2.8	14.5	3.3	17.2	0.1	29.4	11.3	9.77	1.47
27.8	11.2	6.7	2.4	17.3	3.5	17.6	0.5	28.3	11.1	8.29	1.58
28.8	7.6	6.5	2.0	16.1	4.3	17.3	0.6	33.2	10.2	8.70	1.94
31.2	7.6	5.9	2.1	18.0	2.6	17.7	0.7	30.1	11.8	8.80	1.78
29.3	8.0	5.6	2.3	18.1	3.0	17.2	0.5	29.5	10.4	8.49	1.38
27.0	8.7	6.4	3.3	14.8	2.0	17.4	0.6	25.5	10.8	8.78	1.63
25.3	8.1	5.9	2.4	17.8	2.4	17.7	0.6	32.9	12.5	8.05	1.95
30.4	9.8	7.6	1.4	16.1	3.9	17.5	0.6	27.9	9.7	8.31	1.80
26.6	7.1	6.3	2.3	17.8	3.0	17.5	0.7	31.4	9.6	8.60	2.26
31.3	8.4	8.0	2.7	16.8	2.1	17.5	0.4	27.3	10.9	8.76	1.58
26.4	7.4	7.3	2.4	18.6	4.0	17.4	0.5	29.3	7.0	9.48	1.91
25.3	6.6	7.1	3.1			17.4	0.2	29.8	10.1	8.55	1.53
23.7	9.3	5.3	1.7					28.4	7.0	8.43	1.76
26.3	8.5	6.7	2.9					31.6	10.1	8.77	1.82
27.7	10.0	6.7	2.6					25.5	11.1		
27.4	7.6	7.6	2.7					28.0	10.4		
26.8	5.7	2.5						32.9	11.7		
		7.4	2.4								
		5.9	2.6								
		7.5	1.8								

表 3 先验参数取值与后验参数计算表

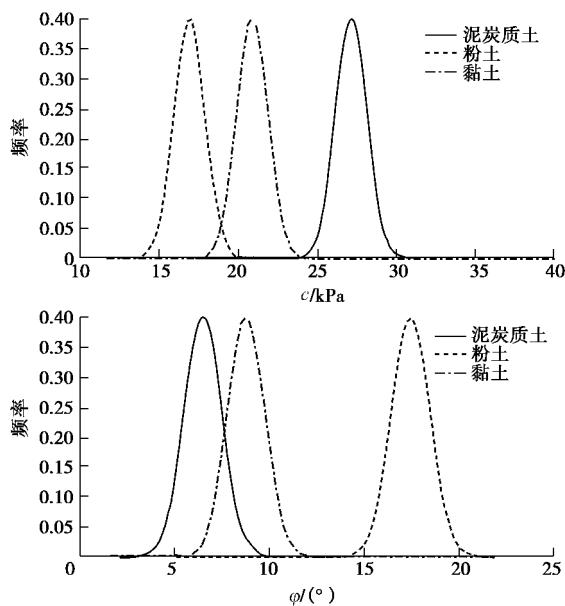
Table 3 Values of a priority parameter and calculation of posterior parameter

土名	参数	$n$	$\mu_0$	$s_0^2$	$q$	$t^2$	$r/2$	$I/2$	$k$	$v_n$	$k_n$	$m(\bar{x})$	$v_n s_n^2$	$s_n^2$
泥炭	$c/kPa$	27	27.18	9.30	27.18	2.93	52.34	0.170	3.17	131.68	30.17	27.18	242.14	1.83
质土	$\varphi/(^\circ)$	30	6.52	2.75	6.48	0.67	30.48	0.080	4.10	90.96	34.10	6.52	79.92	0.88
粉土	$c/kPa$	22	16.92	3.73	16.97	1.21	19.26	0.180	2.78	60.52	24.78	16.93	78.70	1.30
	$\varphi/(^\circ)$	24	17.45	0.54	17.45	0.15	8.41	0.060	3.60	40.82	27.60	17.45	12.54	0.04
黏土	$c/kPa$	27	19.37	10.84	29.40	2.23	56.37	0.190	4.86	139.74	31.86	29.40	695.73	4.97
	$\varphi/(^\circ)$	24	8.78	1.84	8.78	0.46	67.93	0.025	4.00	159.86	28.00	8.78	42.37	0.26

≥6个。为便于计算, 根据表 1 的样本数对泥炭质土、粉土按 10 个一组, 黏土样本量大按 20 个一组, 分别计算各组的均值和方差, 结果见表 2。作为先验分布的拟合数据, 先确定先验分布参数  $q$ ,  $t^2$ ,  $r/2$ ,  $I/2$ , 再据式(2)~(6)确定后验分布超参数  $n_n$ ,  $k_n$ ,  $m(\bar{x})$ 、 $n_n s_n^2$ , 计算结果如表 3 所示。当先、后验分布超参数确定后, 可通过 Matlab 做出 3 种土 6 个参数均值  $\mathbf{m}$  的后验分布图, 如图 2 所示, 因方差不是重点考虑的就

不再进行分析。

从图 2 可知, 3 种土中泥炭质土  $c$  最大,  $c$  范围主要落在[26, 29]kPa 区间, 粉土  $c$  最小, 黏土介于两者之间。而粉土  $\varphi$  则是最大, 黏土次之, 泥炭质土最小。由前面推论可知 3 种土的力学参数的后验分布均为一元  $t$  分布, 确定后验分布之后, 可采用 Bayes 估计区间给出岩土参数取值区间。

图 2 力学参数均值  $\mu$  的后验分布图Fig. 2 Posterior distribution of mean  $\mu$  of mechanical parameters

#### 1.4 岩土参数可信 Bayes 区间的选取

$\mu$  的后验分布获得后就可确定  $\mu$  落在区间  $[a, b]$  上的概率为  $1-a$  ( $0 < a < 1$ )，即能满足  $p(a < \mu < b | x)$  等于  $1-a$ ，则区间  $[a, b]$  就称为 Bayes 可信区间。

对经典统计学及 Bayes 的可信区间计算进行对比分析。因 3 种土的力学参数均值  $\mu$  的后验密度分布为  $t(n_n, \mu(\bar{x}), s_n^2/k_n)$ ，相关参数已经计算出，但还需引入离散度  $h_n$  这一概念。 $h_n$  综合考虑了所采集样本偏差、数量及先验超参数的影响，可作为对所采集样本分布标准偏差的一个修正值。离散度  $h_n$  计算如下：

$$h_n = \frac{t^2 \cdot s_0^2 / n}{s_0^2 / n + t^2} = \frac{t^2 \cdot s_0^2}{s_0^2 + nt^2}, \quad (7)$$

式中符号意义同前。便可得到  $\mu$  的  $1-a$  的 Bayes 区间为：  $[\mu(\bar{x}) - h_n m_{a/2}, \mu(\bar{x}) + h_n m_{a/2}]$ ，  $m_{a/2}$  为  $N(0,1)$  的上侧分位数，可信区间为 95% 时，取 1.96。经典统计学的可信区间为：  $[\mu(\bar{x}) - s_0 m_{a/2}, \mu(\bar{x}) + s_0 m_{a/2}]$ 。计算出的 Bayes 及经典统计学的可信区间如表 4 所示。由表 4 可见，与经典统计学相比 Bayes 法因考虑了先验和后验分布，充分利用已有样本带来的信息确定岩土力学参数，其可信区间范围更小，更方便工程应用。

表 4 参数的可信区间统计表

Table 4 Statistical table of confidence interval of parameters

土类	指标	Bayes 可信区间	经典统计学可信区间
泥炭	$c/\text{kPa}$	[26.6, 27.8]	[24.3, 30.04]
质土	$\phi/(\circ)$	[6.4, 6.7]	[6.1, 7.2]
粉土	$c/\text{kPa}$	[16.6, 17.2]	[15.6, 18.6]
	$\phi/(\circ)$	[17.41, 17.48]	[16.2, 18.4]
黏土	$c/\text{kPa}$	[29.2, 30.6]	[28.7, 32.1]
	$\phi/(\circ)$	[8.7, 9.0]	[6.9, 10.3]

为检验 Bayes 预测方法的可行性，选取不同地铁站点及区间隧道的岩土勘察综合指标值的取值进行检验，如表 5 所示。

表 5 不同区间站点参数指标选取值

Table 5 Parameter values for different interval sites

站点名称	泥炭质土		粉土		黏土	
	$c/\text{kPa}$	$\phi/(\circ)$	$c/\text{kPa}$	$\phi/(\circ)$	$c/\text{kPa}$	$\phi/(\circ)$
河尾村站	27.0	6.4	17.8	17.4	29.2	9.0
迎海路站	26.3	6.5	16.6	17.6	29.8	8.3
滇池学院	25.6	5.9	15.8	17.1	29.6	8.5

表 5 与表 4 对比可知，工程选用的设计值基本都落在 Bayes 区间，再次证明 Bayes 法较经典统计学有明显的优势，能缩小选值区间，为工程设计施工取值带来便利，且更加可靠。

## 2 后验分布极限

后验分布极限包括相合性和渐近正态性。样本包含信息可通过 Fisher 矩阵或观测 Fisher 矩阵来度量<sup>[11]</sup>。样本增加时，先验分布影响会逐渐减小，样本值会越来越高度集中在某个值附近，所以精确确定先验分布就没有必要。当样本量较大时，在一些正则条件下，后验分布可用极大似然估计均值  $\hat{\mu}$ ，观测 Fisher 信息矩阵的逆矩阵可用协方差的正态分布来逼近<sup>[12]</sup>。对上述 3 种土的土力学参数进行拟合分析，检验其相合性，推断当样本趋于无穷时其力学参数均值的最后收敛值。最后分析后验分布渐近正态性的可行性，为之前的贝叶斯区间估计提供检验。

#### 2.1 岩土力学参数先验分布的相合性

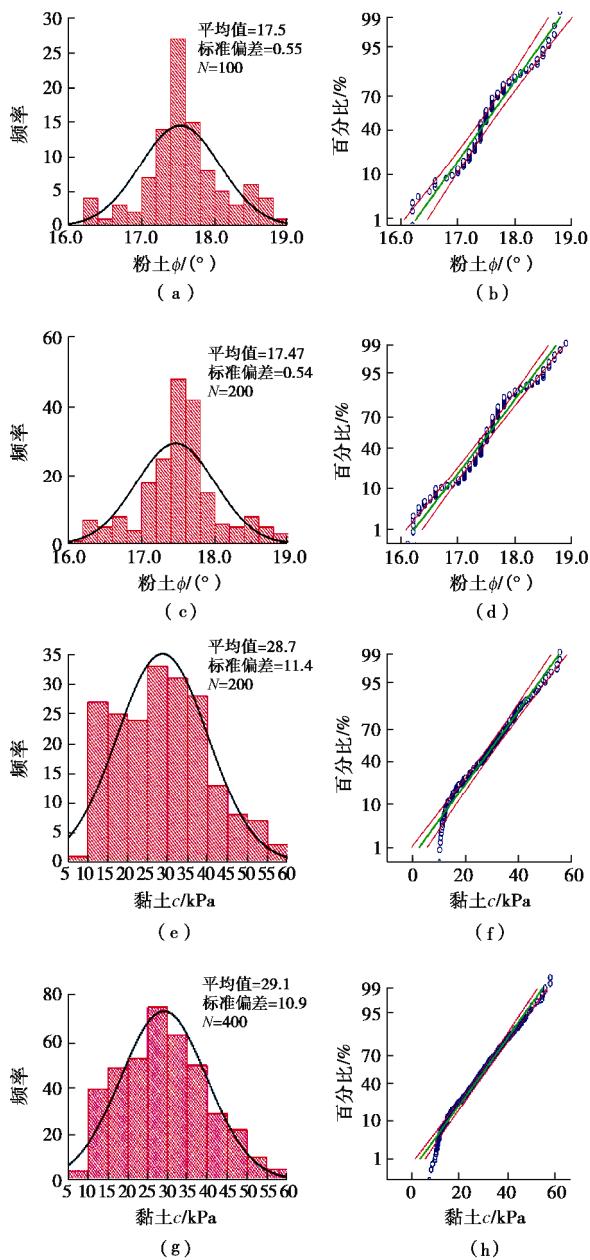
描述单个变量分布最好的是正态分布<sup>[10]</sup>，据正态分布的性质，在区间  $[\mu - 3s, \mu + 3s]$  内的概率为 0.9974，因此可用此方法对样本值太大或太小的进行舍弃。由于受到外界和内在多因素影响，使得土力学参数  $c$  和  $\phi$  是一个随机变量，但在对土取样试验时，若样本数足够大，力学参数  $c$  和  $\phi$  就会逐渐逼近一个值，这就是力学参数在该值处的相合中心。

为说明理论的适用性，把 3 种土的  $c$  和  $\phi$  样本数分成 3 份，划分为 3 组。分组太多，需做出很多直方图与 P-P 图，篇幅过于冗长；分组太少，则不能体现上述特点。样本总数及分组情况如表 6 所示。按依次累加法，把所采集样本进行分类。

现取粉土  $\phi$  和黏土  $c$  作为相合性分析对象，进行相合性证明及贝叶斯估计区间的验证，其它土的力学指标可以类推。做出不同样本量时的正态频率分布直方图及 P-P 图，如图 3 所示。

表 6  $c$  和  $\varphi$  值样本总数及分组情况Table 6 Total number and grouping of  $c$  and  $\varphi$  samples

土类	粉土		黏土		泥炭质土	
指标	$c$	$\varphi$	$c$	$\varphi$	$c$	$\varphi$
样本总数/个	230	248	540	476	269	294
第一组/个	100	100	200	200	100	100
第二组/个	200	200	400	400	200	200
第三组/个	230	248	540	476	269	294

图 3 粉土  $\varphi$  和黏土  $c$  的样本频率直方图与 P-P 图Fig. 3 Frequency histogram and P-P diagram of silt  $\varphi$  & clay  $c$ 

由图 3 (e) 可知, 黏土  $c$  样本量为 200 时, 可直观的看出频率分布直方图中样本峰值大约在 29.3 kPa 附近, 该处频率接近 34%, 样本均值为 28.7 kPa, 两者偏差已经很小。由图 3 (f) 可知, 黏土  $c$  的累积概

率基本落在一条直线上, 再次证明土的力学参数分布基本符合正态分布。从图 3 (g) 可知, 样本量为 400 时  $c$  均值为 29.1 kPa, 大约在 29.3 kPa 处同样有一高峰; 当样本量增加到 540 时, 从图 1 (i) 可知,  $c$  均值为 29.4 kPa, 频率增加更多, P-P 图也更接近一条直线, 充分说明样本越大黏土  $c$  越是收敛。同理对粉土  $\varphi$  频率直方图及 P-P 图进行分析可得相同结果。

现假定岩土参数正态分布图中, 频率最大的那个值为相合中心, 并且记为  $r$ 。其黏土  $c$  和粉土  $j$  在不同的样本量下的均值与估计的  $r$  如表 7 所示。

表 7 力学参数均值和相合中心

Table 7 Means and coincidence centers of mechanical parameters

土类	样本量	正态分布峰值		相合中心	
		$c/kPa$	$\varphi/(^\circ)$	$r_c/kPa$	$r_j/(^\circ)$
黏土	200	28.7		29.4	
	400	29.1		29.4	
	540	29.4		29.4	
粉土	100		17.50	17.50	
	200	17.47		17.50	
	248	17.50		17.50	

由表 7 可知, 随着样本量增加, 黏土  $c$  和粉土  $j$  均值都是逐渐收敛到一个值附近, 靠近相合中心, 与相合中心的差距越来越小。

## 2.2 后验分布相合性验证

由图 1 (i) 可知, 黏土  $c$  的 540 个样本服从  $N(29.4, 10.8)$  的正态分布, 其中  $s^2 = 10.8$  为已知, 即  $m$  服从  $p(q, t^2)$  的先验分布, 与  $t$  为超参数, 已经算出见表 3。黏土  $c$  的均值  $m$  服从  $p(29.4, 2.23)$  的先验分布, 粉土  $j$  的均值  $m$  服从  $p(17.45, 0.15)$  的先验分布。由 Bayes 公式<sup>[10]</sup>可得后验密度函数为

$$p(x|m) = \frac{f(x|m)p(m)}{f_m(x)} \quad (8)$$

式中  $f(x|m)$  为样本密度函数;  $p(m)$  是  $m$  的先验密度;  $f_m(x)$  为  $x$  的边缘密度, 且  $m$  无关。

故上式可写为

$$p(x|m) = \frac{f(x|m)p(m)}{f_m(x)} \propto f(x|m)p(m) \quad (9)$$

$\propto$  表示正比于。此时  $m$  的后验分布  $p(m|\bar{x})$  可用  $N(m_n(\bar{x}), e_n^2)$  的正态分布来代替。其中:

$$m_n(\bar{x}) = \frac{s^2/n}{s^2/n+t^2} + \frac{t^2}{s^2/n+t^2}\bar{x}, \quad (10)$$

$$e_n^2 = \frac{s^2 t^2}{s^2 + n t^2}. \quad (11)$$

式中,  $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{540} x_i$  等于  $m_0$ , 将  $s^2 = 10.48$ ,  $t^2 = 2.23$ ,  $n=540$ ,  $\bar{x}=29.4$ , 代入式 (10), (11) 得后验极限分布均值和方差,  $m_n(\bar{x}) = 29.39$ ,  $e_n^2 = 0.019$ 。同理可算出粉土的后验分布参数,  $m_n(\bar{x}) = 17.45$ ,  $e_n^2 = 0.002$ 。

用 Matlab 做出黏土  $c$  和粉土  $j$  大样本相合性检验图像, 如图 4 所示。由图 4 可知岩土参数在大样本情况下逐渐收敛到相和中心, 取值更加便利。

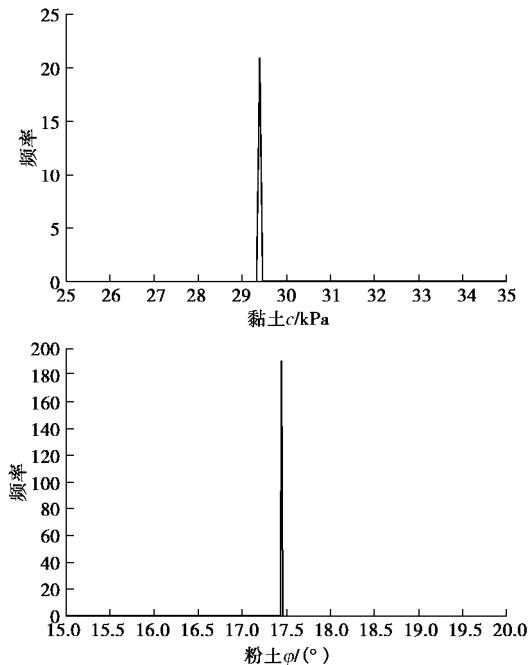


图 4 力学参数的  $m$  的后验相合性检验图

Fig. 4 Posterior consistency tests on  $\mu$  of mechanical parameters

### 3 后验分布的渐近正态性

#### 3.1 后验分布渐近正态性原理

Bayes 大样本方法主要基于岩土参数  $m$  后验分布的逼近。样本量增加时, 单个指标参数的后验分布一般条件下逐渐趋近正态分布, 因此可找到渐近正态分布函数。另外,  $I_n^{-1}$  也可用期望的 Fisher 信息矩阵在极大似然估计  $\hat{m}$  处的值来代替, 此时渐进正态函数服从  $N(\hat{m}, I_n^{-1}(m))$ , 且样本量趋于无穷时, 后验分布可被一个合适的正态分布近似。当样本较大时, 后验分布高度集中在众数附近。如原始数据中 540 个黏土  $c$  的众数 29.39 kPa, 正态分布均值是 29.4 kPa, 非常接近。

#### 3.2 渐近正态性证明

假设后验众数为  $m_n$ , 后验密度  $p(m|x_n)$  在  $m_n$  处进行泰勒展开得

$$\ln p(x|m_n) = \ln p(m_n|x_n) - \frac{1}{2} (m - m_n)^T I_n(m - m_n) \quad (12)$$

展开式中第一项的一阶导数为 0, 当  $m$  靠近  $m_n$  时, 可证明二阶以上导数是可以忽略的<sup>[10]</sup>。式中  $I_n$  为广义观测的 Fisher 矩阵, 当总体概率函数为只有一个变量时,  $I_n$  是一个信息量值而不再是矩阵, 偏导数也为对变量求二次偏导。式(12)中右边第一项与  $m$  无关, 因此后验密度可近似用下式计算。

$$f(x) = e^{\left\{-\frac{1}{2}(m-m_n)^T I_n(m-m_n)\right\}} \quad (13)$$

它是服从  $N(m_n, I_n^{-1})$ 。现只需确定  $I_n^{-1}$ , 便可找到渐近正态分布函数。另外,  $I_n^{-1}$  也可用期望的 Fisher 信息阵在极大似然估计  $\hat{m}$  处的值来代替, 此时渐进正态函数服从  $N(\hat{m}, I_n^{-1}(m))$ , 且

$$I_n(m) = E\left(-\frac{\partial^2}{\partial^2 m} \ln f(x_n|m)\right) \quad (14)$$

设  $x_1, x_2 \dots x_n$  是来自大样本正态总体  $N(m, \sigma^2)$  的一个样本, 且  $m$  已知, 黏土  $c$  值的 540 个样本中  $m=29.4$ , 正态分布的密度函数  $f(x)$  的对数为

$$\ln f(x) = -\frac{1}{2} \ln 2\pi - \frac{1}{2} \ln e^2 - \frac{(x-m)^2}{2e^2} \quad (15)$$

对  $e$  求偏导数得

$$\frac{\partial \ln f(x)}{\partial e^2} = \frac{1}{2e^4} [(x-m)^2 - e^2] \quad (16)$$

采用式(16)来计算 Fisher 值。由此可得  $e^2$  的 Fisher 信息量为

$$I_n(m) = E\left[\frac{\partial \ln f(x)}{\partial e^2}\right]^2 = \frac{1}{2e^4} \quad (17)$$

代入 2.2 节中的数据解得:  $I_n^{-1}(m) = 0.722 \times 10^{-3}$ 。同理可以解得其它土参数  $j$  和  $c$  的  $I_n^{-1}(m)$ 。又因  $m$  的后验渐进正态函数服从  $N(\hat{m}, I_n^{-1}(m))$ , 当样本趋于无穷时, 黏土  $c$  的分布可用  $N(29.4, 0.722 \times 10^{-3})$  的正态分布来逼近。也就是说黏土  $c$  值在样本量趋于无穷时, 其收敛值可取 29.4 kPa, 这与相合中心也是相互吻合的。且参数取值已经能很好的克服离散性。

### 4 误差分析

从图 1(e), (f) 可以直观的看出粉土  $c$  值的频率直方图不能很好的满足正态分布, 但能较好的满足对数正态分布。如果随机变量  $x$  自身满足正态分布, 则  $f(x) = e^x$  满足对数正态分布, 反之随机变量  $x$  满足对数正态分布, 则  $f(x) = \ln x$  就满足正态分布, 据此来研究正态分布代替对数正态分布的误差。

分析思路: 原始数据已经满足对数正态分布, 对原始数据就不做处理。根据对数正态分布的形状参数  $a$ 、刻度参数  $g$  与对数正态分布均值和标准偏差间的关系式, 推算出对数正态分布的均值和标准偏差, 进行如下计算。已知对数正态分布函数的密度函数为<sup>[10]</sup>

$$f(x, a, g) = \frac{1}{gx\sqrt{2\pi}} e^{\left\{-\left(\frac{\ln x-a}{2g}\right)^2\right\}} \quad (18)$$

式中,  $a$  为形状参数,  $g$  为刻度参数。

此时对数正态分布的均值为

$$m_1 = e^{\left(a + \frac{g^2}{2}\right)} \quad (19)$$

标准偏差为  $s_1^2 = e^{(2a+g)(e^g-1)}$  (20)

众数为  $w = e^{a-g^2}$ 。 (21)

从图 1 (e) 可得  $a = 2.8$ ,  $g = 0.22$ 。代入 (19) 式可得  $m_l = 18.36$ ,  $s_l^2 = 4.19$ ,  $w = 16.24$ 。

对数正态分布先验分布的确定: 何基报等<sup>[13]</sup>指出, 对数正态分布可取共轭先验分布为  $\ln(x, a_0, g_0)$  的对数正态分布, 其中  $a_0$ ,  $g_0$  为待确定的超参数。文献[13]中已直接给出  $a_0$ ,  $g_0$  的计算方法。根据工程经验, 粉土  $c$  的 95% 的可信区间为 (10~22 kPa), 即粉土  $c$  小于 10 kPa 的概率与大于 22 kPa 的概率为 0.05。根据文献[13]可得

$$a_0 = \frac{\ln(LL)f^{-1}\left(\frac{1+P_0}{2}\right) - \ln(UL)f^{-1}\left(\frac{1-P_0}{2}\right)}{f^{-1}\left(\frac{1+P_0}{2}\right) - f^{-1}\left(\frac{1-P_0}{2}\right)}, \quad (22)$$

$$g_0 = \frac{\ln(UL) - \ln(LL)}{f^{-1}\left(\frac{1+P_0}{2}\right) - f^{-1}\left(\frac{1-P_0}{2}\right)}, \quad (23)$$

式中, UL 及 LL 分别为粉土  $c$  的可信上、下限。

$P_0$  可根据可信区间的百分比定, 可以取 95%, 90% 等值, 本文中取 95%,  $f^{-1}$  为标准正态分布。结合标准正态分布的分位数表即可求得  $a_0$ ,  $g_0$ 。其中:

$$f^{-1}\left(\frac{1+P_0}{2}\right) = f^{-1}(0.975) = 1.96, \quad (24)$$

$$f^{-1}\left(\frac{1-P_0}{2}\right) = f^{-1}(0.025) = 0.510. \quad (25)$$

代入式 (22), (23) 可得: 形状参数  $a_0 = 2.025$ , 刻度参数  $g_0 = 0.54$ , 先验分布也随之确定。当先验分布确定后, 黄超<sup>[14]</sup>结合样本信息给出对数正态分布情况下 Bayes 关于后验分布均值的表达式, 并得出相关结论。如果  $Y = \ln x$  是服从均值为  $m_l$ , 方差为  $s_l^2$  的正态分布, 且参数  $m_l$  的先验分布为  $\ln(x, a_0, g_0)$  的对数正态分布, 则在给定样本  $Y_1, Y_2, \dots, Y_n$  时,  $m_l$  的后验分布表达式为  $N\left(\frac{n\bar{Y}g_0^2 + a_0 s_l^2}{ng_0^2 + s_l^2}, \frac{g_0^2 s_l^2}{ng_0^2 + s_l^2}\right)$ 。  $\bar{Y}$  为观测样本平均值;  $n$  为样本数;  $s_l^2$  为观测样本方差。

从式 (20) 可知  $s_l^2 = 4.19$ 。将先验分布数据  $a_0$ ,  $g_0$ ,  $n = 230$  代入, 得粉土黏聚力大样本下  $m_l$  的对数正态后验分布为  $N(17.399, 0.0171)$ 。文献[14]也给出其可信 Bayes 区为

$$\left[\left(\bar{Y} - \frac{S_Y}{\sqrt{n-1}} t_{a/2} \frac{1}{2}, \bar{Y} + \frac{S_Y}{\sqrt{n-1}} t_{a/2} \frac{1}{2}\right)\right], \text{ 其中 } S_Y =$$

$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{230} \left( \ln x_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{230} \ln x_i \right)^2 = 0.0475$ , 取 95% 可信区间时,  $t_{a/2} = 1.96$ , 计算可得粉土的对数正态分布 95% Bayes 可信区间为 [16.95, 18.28] kPa, 这与表 4 采用正态分布计算结果相比下限误差为 2.06%, 上限误差为 4.5%。

可见采用正态分布代替对数正态分布的误差是可以忽略的。

## 5 结 论

(1) Bayes 法因考虑了先验信息作用, 与经典统计学相比, 参数变化区间变小, 取值更准确。

(2) 滇池湖相沉积软土的力学参数随机性非常大, 但可通过增加样本量的方法寻找参数可靠值。如黏土快剪下的黏聚力  $c$  就稳定在 29.3 kPa 附近。

(3) 对数正态分布与正态分布两者可以相互转化, 并且误差不是很大, 参数满足对数正态分布时也可用正态分布来进行分析计算。

(4) 当样本充分大, 对于一类先验分布, 可用  $N(\hat{m}, I_n^{-1}(\mathbf{m}))$  来代替后验分布, 且这些量均不依赖于先验分布。

(5) 当样本足够大, 且样本间离散性不是很强, 方差不大时, 相合性在一维变量情况下都普遍成立。后续进行二维或多维情况的讨论。

(6) 相合性分析知, 大样本时可减少先验分布所带来的误差, 对真值有影响的其它因素所占比重逐步降低。

## 参考文献:

- [1] KEATON J R, PONNABOYINA H. Selection of geotechnical parameters using the statistics of small samples[J]. Geo-Congress, ASCE, 2014, 234(1): 1532~1541.
- [2] 吴越, 刘东升, 孙树国, 等. 岩土强度参数正态-逆伽马分的最大后验估计[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(6): 1188~1196. (WU Yue, LIU Dong-sheng, SUN Shu-guo, et al. Maximum a posteriori estimation of normal-inverse gamma-series of geotechnical strength parameters[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(6): 1188~1196. (in Chinese))
- [3] 宫凤强, 黄天朗, 李夕兵. 岩土抗剪强度参数的最优概率分布函数推断方法[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(增刊 2): 204~209. (GONG Feng-qiang, HUANG Tian-lang, LI Xi-bing. Inference method of optimal probability distribution function for shear strength parameters of rock and soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(S2): 204~209. (in Chinese))
- [4] 刘健, 陈亮, 王驹, 等. 二维 K-S 检验法在岩体统计均质区划分中的应用[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(12): 2374~2380. (LIU Jian, CHEN Liang, WANG Wei, et al. Application of two-dimensional K-S test method in statistical homogeneous zone division of rock mass[J]. Chinese Journal

- of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(12): 2374 – 2380. (in Chinese))
- [5] 朱唤珍, 李夕兵, 宫凤强. 大样本岩土参数概率分布的正态信息扩散推断[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3275 – 3282. (ZHU Huan-zhen, LI Xi-bing, GONG Feng-qiang. Inference of normal information diffusion for probability distribution of large sample geotechnical parameters[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3275 – 3282. (in Chinese))
- [6] CONTRERAS L F, BROWN E T. Slope reliability and back analysis of failure with geotechnical parameters estimated using Bayesian inference[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019, **11**(3): 628 – 643.
- [7] CONTRERAS L F, BROWN E T, RUEST M. Bayesian data analysis to quantify the uncertainty of intact rock strength[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2018, **10**(1): 11 – 31.
- [8] 阮永芬, 刘岳东. 昆明盆地粉土的特性研究与利用[J]. 岩土力学, 2003, **24**(增刊 2): 199 – 202. (RUAN Yong-fen, LIU Yue-dong. Study and utilization of silt characteristics in Kunming Basin[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(S2): 199 – 202. (in Chinese))
- [9] 岩土工程勘察规范 : GB50021 — 2001[S]. 2009. (Geotechnical Engineering Survey Specification: GB50021—2001[S]. 2009. (in Chinese))
- [10] 韦来生, 张伟平. 贝叶斯分析[M]. 北京:中国科学技术大学出版社, 2013. (WEI La-sheng, ZHANG Wei-ping. Bayesian Analysis[M]. Beijing: University of Science and Technology of China, 2013. (in Chinese))
- [11] 范诗松, 程依明, 濮晓龙. 概率论与数理统计教程习题与解答 [M]. 北京: 高等教育出版, 2006. (PEI Shi-song, CHENG Yi-ming, ZHAI Xiao-long. Exercises and Answers to Probability Theory and Mathematical Statistics Tutorials[M]. Beijing: Higher Education Publishing, 2006. (in Chinese))
- [12] 梁晓辉. 利用 Fisher 信息矩阵确定伽玛分布的无信息先验 [J]. 新疆师范大学学报(自然科学版), 2007, **26**(3): 19 – 21. (LIANG Xiao-hui. Determining the information-free prior of Gamma distribution using fisher information matrix[J]. Journal of Xinjiang Normal University (Natural Science Edition), 2007, **26**(3): 19 – 21. (in Chinese))
- [13] 何基报, 范诗松. 对数正态分布场合的 BAYES 分析和大样本的后验分布[J]. 应用概率统计, 1998, **14**(3): 272 – 283. (HE Ji-bao, PEI Shi-song. Bayes analysis of lognormal distribution and posterior distribution of large samples[J]. Applied Probability and Statistics, 1998, **14**(3): 272 – 283. (in Chinese))
- [14] 黄超. 对数正态分布的参数估计[J]. 高等数学研究, 2015, **18**(4): 4 – 6. (HUANG Chao. Parameter estimation of lognormal distribution[J]. Advanced Mathematics Research, 2015, **18**(4): 4 – 6. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003006

# 降雨对软土基坑支护结构影响实测及机理研究

刘 畅<sup>1,2</sup>, 季凡凡<sup>1</sup>, 郑 刚<sup>1,2</sup>, 刘 涛<sup>1,4</sup>, 刘永超<sup>3</sup>

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072;

3. 天津市桩基技术工程中心, 天津 300301; 4. 北京龙湖中佰置业有限公司, 北京 100020)

**摘要:** 降雨通常易导致土质边坡的滑动、失稳, 降雨对基坑特别是软土条件下的基坑的影响研究较少。针对天津市某基坑展开实测, 开挖结束后在没有其他施工条件下, 连续 3 d 247 mm 降雨导致基坑支护桩顶水平位移增加 13.75 mm, 因此研究降雨入渗诱发软土基坑变形的机理具有十分重要的意义。首先进行降雨的入渗深度及对非饱和黏土物理力学性质影响室内试验, 在此基础上结合工程实测, 采用 Plaxis2D 有限元分析软件建立二维软土基坑模型, 分析了降雨对软土基坑支护结构变形的影响机理, 主要对比了降雨强度、降雨时长、降雨量对基坑支护结构变形的影响, 以及开挖深度、桩顶初始位移、支护形式不同对降雨的敏感程度。结果表明: 降雨对软土基坑支护结构变形影响主要因素为坑外杂填土重度增加、坑内土体软化、渗流作用, 降雨量是对基坑支护变形影响较大的因素; 降雨产生的支护结构位移增量受支护结构初始位移影响最大, 而基坑开挖深度对相同降雨条件下支护结构变形增量影响差异不大。

**关键词:** 降雨; 软土; 基坑; 支护结构

中图分类号: TU447 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0447-10

作者简介: 刘 畅(1974—), 女, 副教授, 博士, 主要从事桩基础、基坑工程、地下工程研究工作。E-mail: lclc74@163.com。

## Measurement and mechanism of influences of rainfall on supporting structures of foundation pits in soft soils

LIU Chang<sup>1,2</sup>, JI Fan-fan<sup>1</sup>, ZHENG Gang<sup>1,2</sup>, LIU Tao<sup>1,4</sup>, LIU Yong-chao<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Ministry of Education, Tianjin 300072, China; 3. Tianjin Pile Foundation Technology Engineering Center, Tianjin 300301, China; 4. Beijing Longhu Zhongbai Real Estate Co., Ltd., Beijing 100020, China)

**Abstract:** Rainfall is usually easy to cause sliding and instability of soil slopes. At the same time, it also has a great influence on foundation pits, especially for those in soft soils. In the absence of other construction, after three days of rainfall of 247 mm deep, the horizontal displacement of supporting structures of a foundation pit in Tianjin increases by 13.75 mm. Therefore, it is of great significance to study the mechanism of deformation induced by rainfall of foundation pits in soft soils. Firstly, the experiments on the influences of rainfall on relevant model are conducted by using Plaxis2D. The influence mechanism of rainfall on the deformation of supporting structures of the foundation pit in soft soils is analyzed. The influences of intensity, duration and amount of rainfall on the deformation of supporting structures are analyzed, and the sensitivities of the excavation depth, the initial displacement of pile top, the form of supporting structures to rainfall are studied. The main factors affecting the deformation of supporting structures are the increase of the residual soils outside the pit, the softening of the soils in the pit and the fluid-solid coupling. The amount of rainfall is a factor to have a large influence on the deformation of the supporting structures of the foundation pit. The displacement increment of the supporting structures caused by rainfall is most affected by their initial displacement, while the depth of foundation excavation has small influences on their deformation increment under the same rainfall conditions.

**Key words:** rainfall; soft soil; foundation pit; supporting structure

## 0 引言

在基坑施工过程中, 降雨对基坑的安全影响较大, 尤其对于软土基坑, 土的含水率高、抗剪强度低, 受力和变形易受外界环境影响, 降雨会使软土基坑的支

护结构变形增大、整体安全性降低, 存在基坑倒塌的

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2010CB732106); 国家自然科学基金项目(51108312)

收稿日期: 2018-12-24

危险。目前学术界对降雨造成的基坑支护结构变形影响研究相对较少,更多的学者关注降雨对非饱和土边坡的研究<sup>[1-9]</sup>,少量的学者对有支护的基坑在降雨条件下的变形和稳定性做了分析<sup>[10-13]</sup>。李炎隆等<sup>[9]</sup>基于ABAQUS有限元软件进行降雨条件下渗流场有限元数值计算,分析研究了基坑边坡的稳定性。邱海兵<sup>[10]</sup>结合西安某基坑工程以MIDAS有限元软件数值模拟,分析了暴雨和连阴雨对非饱和土基坑变形和稳定性的影响。崔凤展<sup>[11]</sup>采用FLAC3D数值模拟和现场监测相结合的方法分析了强降雨条件下无支护与设计支护状态下的基坑边坡水平位移的变化规律和基坑稳定性,提出强降雨条件下深基坑的稳定控制措施。周根郊<sup>[12]</sup>结合现场试验监测,利用FLAC3D分析了成都膨胀土基坑边坡降雨条件与支护结构内力的关系,提出降雨入渗后土体强度衰减参数的取值问题。笔者研究降雨对软土基坑支护结构的变形一方面可以补充降雨对基坑稳定性影响研究的成果,另一方面可以为软土基坑雨季条件下施工做出预防措施,防止基坑出现大变形甚至倒塌的事故。

本文结合天津市某基坑工程实测,针对降雨对非饱和黏土物理力学性质影响进行室内降雨试验,研究基坑开挖至坑底后,无其他施工条件,降雨作用下的基坑支护结构变形问题,通过Plaxis2D有限元分析软件建立二维软土基坑模型,与工程实测数据对比,分析降雨因素和基坑参数因素对降雨后支护结构变形增量影响,为基坑支护设计提供理论支持和科学依据。

## 1 工程案例

### 1.1 工程概况

天津市某基坑工程场地土层分布及支护形式、开挖深度如图1所示。基坑开挖深度为4.9 m,采用截面尺寸500 mm×375 mm的C80预应力混凝土矩形空心桩,桩内径210 mm、桩长12 m,间距0.6 m,顶部向坑外8°倾斜。护坡采用70 mm厚喷射混凝土,混凝土强度等级C20,内配置单层双向Φ4@250钢筋网片,止水帷幕采用Φ700@1000双轴水泥土搅拌桩。地表至桩底土层分布为:①<sub>1</sub>杂填土、①<sub>2</sub>素填土、③<sub>1</sub>黏土、③<sub>3</sub>淤泥质黏土、⑥<sub>1</sub>粉质黏土、⑦粉质黏土、⑧<sub>1</sub>粉质黏土。

### 1.2 工程实测结果

基坑在7月12日开挖至坑底,在之后20 d内无其他施工,期间遇到3次降雨,降雨时间为①7月19—21日;②7月24—25日;③7月30日。其中,7月19—21日降雨强度最大,3 d降雨量247 mm。以开挖至坑底桩顶水平位移34.03 mm为基准,后期测试桩桩顶水平位移增量如表1及图2所示。

表1 测试桩桩顶水平位移增量

Table 1 Increments of horizontal displacement of test pile top

监测日期	桩顶水平位移增量/mm	日均增量/(mm·d <sup>-1</sup> )	降雨情况
7月12日	0	2.29	无降雨
7月15日	6.86	0.86	无降雨
7月18日	9.44	3.44	降雨
7月22日	23.19	1.89	降雨
7月25日	28.84	0.70	无降雨
7月28日	30.94	1.33	降雨
8月3日	38.92		

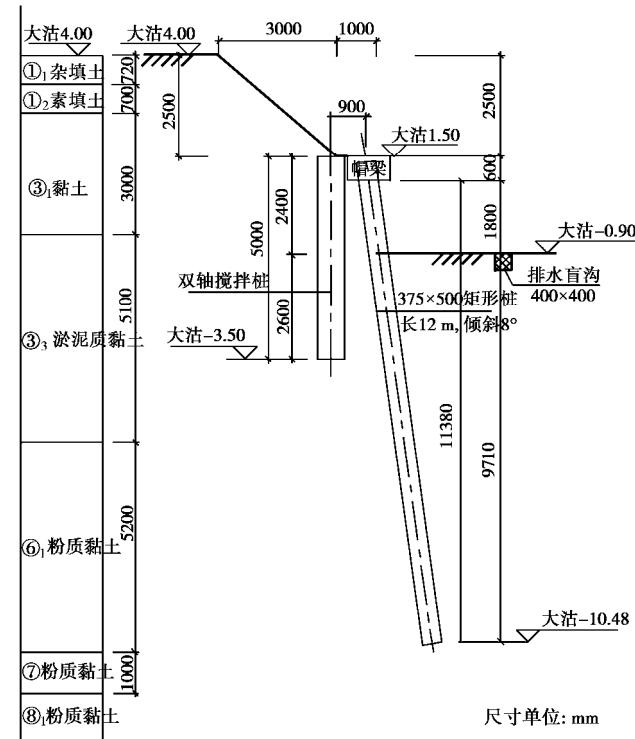


图1 基坑剖面图

Fig. 1 Profile of foundation pit

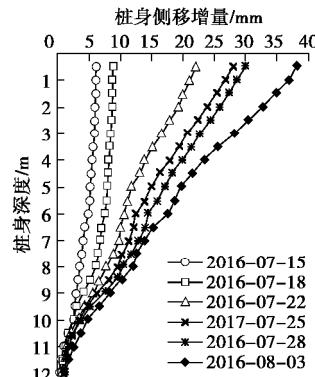


图2 不同时间实测桩身侧移增量

Fig. 2 Measured increments of lateral displacement of pile at different time

结合表1和图2可以发现, 基坑开挖至坑底后的3 d内桩顶水平位移增量较大, 分析是开挖初期蠕变和固结作用的影响, 其后的半个月时间内, 无降雨时段基坑位移日增量小于1 mm/d, 但3次降雨后位移均明显增大, 根据降雨强度不同, 位移增量在1.33~3.44 mm/d。可以看出, 降雨会导致基坑的支护结构变形显著增大。

## 2 黏土降雨入渗室内试验

基坑开挖至坑底, 坑内地下水位以上土体为非饱和土, 降雨作用下雨水入渗到土中, 土体强度降低, 坑内土压力减小, 支护结构向坑内发生变形。为模拟降雨后土体的软化, 进行室内黏土降雨试验, 研究土体入渗深度及强度参数变化规律。

### 2.1 试验原理

#### (1) 饱和-非饱和渗流理论

达西定律是研究多孔介质中饱和流体渗流理论的基本方程, Richards通过研究流体通过多孔介质中毛细管的传导作用, 认为达西定律可以引申用于非饱和带水的运动, 但此时的渗透系数 $k$ 不再是一个常数, 而是与土的含水率相关, 将扩展后的达西定律引入渗流连续性方程得到以下方程:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K_x(q) \frac{\partial H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ K_y(q) \frac{\partial H}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z(q) \frac{\partial H}{\partial z} \right]. \quad (1)$$

表2 降雨试验方案

Table 2 Test plans of rainfall

控制变量	降雨强度 (mm·h <sup>-1</sup> )	降雨类型	降雨持时 /h	总降雨量 /mm	降雨间隔时间 /min	降雨 次数	每次降雨量 /g
降雨时长	1.25	中雨	6	7.5	5	72	4.71
	1.25	中雨	12	15	5	144	4.71
	1.25	中雨	24	30	5	288	4.71
降雨强度	0.4	小雨	12	4.8	5	144	1.51
	1.25	中雨	12	15	5	144	4.71
	2.5	大雨	12	30	5	144	9.42
降雨强度	1.25	中雨	28.8	36	5	346	4.71
	2.5	大雨	14.4	36	5	173	9.42
	6	暴雨	6	36	5	144	11.31

表3 不同含水率黏土的初始物理力学性质

Table 3 Initial physical and mechanical properties of clays with different water contents

含水率 $w$	饱和度 $S_r$	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )	$w_p/\%$	$w_l/\%$	$I_p$	$I_L$	固结快剪		压缩模量 $E_s/\text{MPa}$
							黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	
25%	70.1%	17.3					22.91	17.70	8.2
30%	84.1%	17.9	27.8	46.5	18.7	0.67	13.86	14.61	6.9
35%	98.0%	18.6					11.84	12.52	4.3

### (2) 土的抗剪强度指标随含水率变化的理论

饱和土的破坏准则一般采用莫尔-库仑强度准则进行计算, 在考虑孔隙水压力和基质吸力后, 得到扩展的莫尔-库仑强度准则:

$$t_f = c' + (s_v - u_a)_f \tan f' + (u_a - u_w)_f \tan f^b, \quad (2)$$

式中,  $c'$  为与净法向应力和吸力相关的有效黏聚力,  $f'$  为与净法向应力相关的有效内摩擦角,  $s_v$  为总的正应力,  $u_a$  为孔隙气压力,  $u_w$  为孔隙水压力,  $f^b$  为与吸力相关的有效内摩擦角,  $f$  为下标指破坏状态,  $f^b$  可采用以下公式进行计算:

$$\tan f^b = \left( \frac{q - q_r}{q_s - q_r} \right). \quad (3)$$

根据以上饱和-非饱和渗流、土抗剪强度指标随含水率变化理论, 笔者自行设计室内降雨试验, 研究降雨对不同饱和度土体影响深度和强度参数变化规律。

### 2.2 试验方案

取天津市津南区咸水沽镇的黏土进行烘干研磨, 过5 mm筛对土体进行过滤。制备土体的含水率控制为25%, 30%, 35%, 采用分层喷雾洒水搅拌, 将搅拌后的土体放入封闭的塑料袋内静置3 d, 使土中的水分充分的迁移, 保证土体的含水率均匀。然后将土体填筑到高60 cm、外径25 cm、内径24 cm的有机玻璃管内, 管内表面和底面涂抹凡士林, 作为隔水边界条件并防止水沿侧壁下漏, 分层填实, 控制干密度在1.38 g/cm<sup>3</sup>, 填筑40 cm高, 最后在土柱上铺设5 cm砂层,

静置固结一周。

降雨装置<sup>[14]</sup>采用加压喷壶，喷头为雾化喷水式，能均匀喷洒在土柱上。试验方案如表 2 所示，分为 1.25 mm/h 降雨强度不同降雨时长、降雨 12 h 不同降雨强度以及降雨量 36 mm 不同降雨工况三大类降雨模式。不同含水率土体降雨前物理力学性质如表 3 所示。

### 2.3 试验现象及分析

试验数据整理中将初始含水率为 25%，30%，35% 的土柱分别表示为土柱 I、II、III，整理各土柱在 3 种降雨模式下的的含水率、黏聚力、内摩擦角和压缩模量分布如图 3~5 所示。

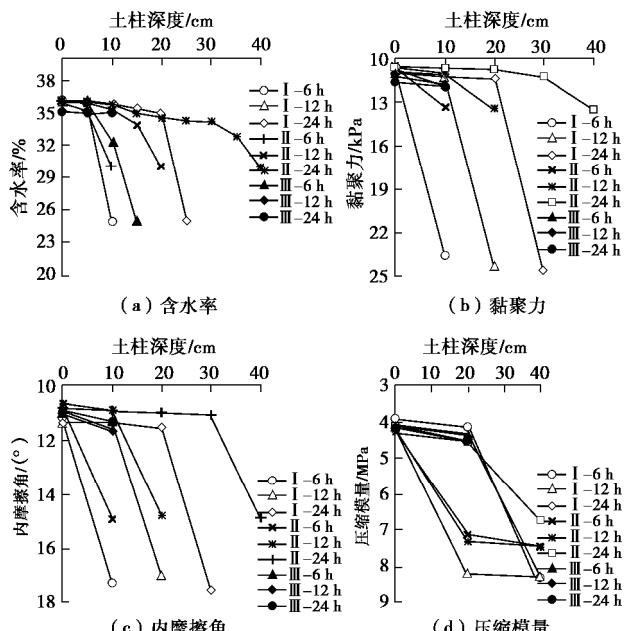


图 3 中雨强度不同降雨时长的不同土柱含水率及强度参数

Fig. 3 Water contents and strength parameters of different soil columns under different rainfall durations at rainfall intensity of 1.25 mm/h

根据图 3 可以看出，在中雨强度下，随降雨时长由 6 h 增加至 12，24 h，土体入渗深度增加，在入渗深度内含水率增加，黏聚力与内摩擦角、压缩模量降低，说明土体强度参数的改变主要是由于土柱不同深度处含水率的变化。

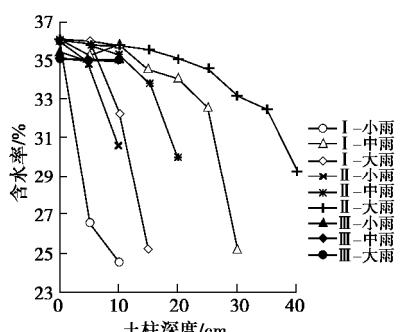


图 4 12 h 降雨时长不同降雨强度下不同土柱的含水率

Fig. 4 Water contents of different soil columns under different rainfall intensities at rainfall duration of 12 h

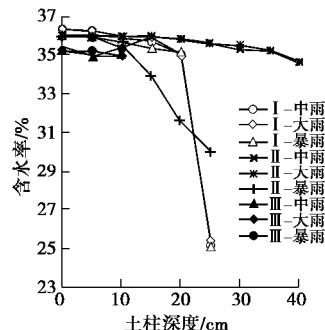


图 5 36 mm 降雨量不同降雨强度下的不同土柱含水率

Fig. 5 Water contents of different soil columns under different rainfall intensities of rainfall 36 mm deep rainfall

图 4 和图 5 分别是降雨 12 h，小、中、大雨 3 种降雨强度和降雨量 36 mm，中、大、暴雨 3 种降雨工况的两种降雨方案下土柱深度的含水率分布图。图 6 为各土柱在 1.25 mm/h（中雨）降雨 6, 12, 24 h 条件下的积水现象，可直观发现土柱 I（含水率 25%）、土柱 II（含水率 30%）随降雨时长增加，土柱没有积水，而土柱 III（含水率 35%）积水量一直增加。

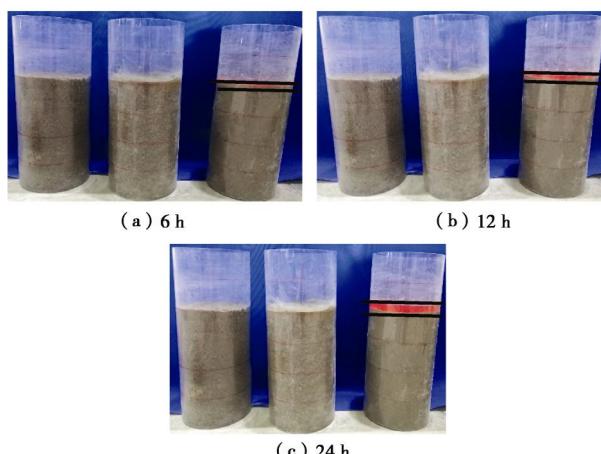


图 6 中雨强度不同降雨时长土柱 I、II、III 积水现象

Fig. 6 Water accumulation of soil columns I, II and III under different rainfall durations at rainfall intensity of 1.25 mm/h

表 4 为不同降雨方案下不同土柱积水、入渗深度，从表中可以得到，土柱 I 在 4 种工况下均无积水，说明土柱 I 的渗透能力大于 6 mm/h；土柱 III 在 4 种工况下均有积水，说明土柱 III 渗透能力低于 0.4 mm/h；土柱 II 在大雨、中雨、小雨工况下无积水，在暴雨工况下有积水，说明土柱 II 的渗透能力介于 2.5 mm/h 与 6 mm/h 之间。表 5 给出了土柱入渗深度内土体物理力学性质参数改变，从表中可以得到，在雨水入渗深度内，饱和度 70% 的土体黏聚力降低 50%、内摩擦角降低 30%、压缩模量降低 48%；饱和度为 84% 的土体黏聚力降低 15%、内摩擦角降低 14%、压缩模量降低 38%。

表 4 不同降雨方案下不同土柱积水、入渗深度

Table 4 Water accumulations and infiltration depths of different soil columns under different rainfall schemes

降雨强度/(mm·h <sup>-1</sup> )	降雨类型	降雨时长/h	降雨量/mm	积水深度/mm			入渗深度/cm		
				土柱 I	土柱 II	土柱 III	土柱 I	土柱 II	土柱 III
1.25	中雨	6	7.50	0	0	6.48	5	10	0
1.25	中雨	12	15.00	0	0	12.96	10	20	0
1.25	中雨	24	30.00	0	0	25.92	20	40	0
0.40	小雨	12	4.80	0	0	2.76	5	10	0
2.50	大雨	12	30.00	0	1.20	27.96	10	20	0
1.25	中雨	28.8	36.00	0	0	31.10	20	40	0
2.50	大雨	14.4	36.00	0	1.44	33.55	20	40	0
6.00	暴雨	6	36.00	0	21.60	34.98	20	20	0

表 5 土柱入渗深度范围内土体物理力学参数改变

Table 5 Change of physical and mechanical parameters of soil in soils column infiltration depth

初始饱和度 $S_r$	重度 $g /(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$			黏聚力 $c/\text{kPa}$			内摩擦角 $\phi/^\circ$			压缩模量 $E_s/\text{MPa}$		
	降雨前	降雨后	增幅	降雨前	降雨后	减幅	降雨前	降雨后	减幅	降雨前	降雨后	减幅
70%	17.3	18.7	7.5%	22.91	11.79	50%	17.7	12.46	30%	8.2	4.2	48%
84%	17.9	18.6	3.9%	13.86	11.65	15%	14.61	12.45	14%	6.9	4.3	38%
98%	18.6	18.7	0.5%	11.84	11.62	1.9%	12.52	12.51	0.1%	4.3	4.2	2.3%

表 6 土体计算物理力学指标

Table 6 Computational physical and mechanical indexes of soil

层号	土层厚度/m	重度/ $(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$E_{50}^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	$G_0^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\phi/^\circ$	$K_H /(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	$K_v /(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	
① <sub>1</sub> 杂填土	0.72		16.00	2.0	2.0	16.0	48	8	10	$8.64 \times 10^{-1}$	$8.64 \times 10^{-1}$
① <sub>2</sub> 素填土	0.70		18.88	3.5	3.5	28.0	84	20	8	$8.64 \times 10^{-4}$	$8.64 \times 10^{-5}$
③ <sub>1</sub> 黏土	3.48		18.61	4.2	4.2	33.6	100	16.45	12.52	$8.64 \times 10^{-5}$	$8.64 \times 10^{-5}$
③ <sub>3</sub> 淤泥质黏土	5.10		18.30	3.0	3.0	24.0	72	9	10.5	$8.64 \times 10^{-5}$	$6.70 \times 10^{-5}$
⑥ <sub>1</sub> 粉质黏土	10		19.24	6.0	6.0	36.0	90	15	21.19	$3.71 \times 10^{-3}$	$2.78 \times 10^{-4}$

表 7 淤泥质黏土饱和/非饱和土体参数

Table 7 Parameters of silt clay saturated/unsaturated soils

饱和度 $S_r$	土层厚度/m	重度/ $(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$E_{50}^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	$G_0^{\text{ref}} /(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\phi/^\circ$	$K_H /(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	$K_v /(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$
80%	1.0		17.3	5.2	5.2	41.6	124.8	13.5	12.62	
100%	1.0		18.2	3.0	3.0	24.0	72.0	9.0	10.50	

### 3 数值模拟分析

#### 3.1 有限元数值模型

根据基坑土层分布, 土体材料参数取值如表 6 所示。同时根据前述试验结论, 基坑开挖至坑底后坑内地下水位以上的土体饱和度为 80%, 参照表 5 对饱和度 70%, 84% 的土体入渗规律采用线性内插法, 得到坑内地下水以上土体参数如表 7 所示。

根据基坑工程实际, 采用 Plaxis2D 有限元软件建立如图 7 所示的有限元模型, 计算域 70 m (长)  $\times$  20 m (高), 基坑深 4.9 m, 围护结构后方土体长 30 m; 土体材料模型选择以莫尔-库仑屈服准则为破坏标准的小应变土体硬化模型 (HSS), 排水类型为不排水 (A), 基坑范围内共 5 层土。桩用板单元模拟, 数值

模拟参数见表 6, 桩土接触采用 interface 单元, 模型为平面应变模型, 单元为 15 节点单元; 基坑主动区地下水位位于地表以下 2 m 处, 被动区地下水位位于坑底以下 1 m 处, 地下水位模拟通过控制水头实现。

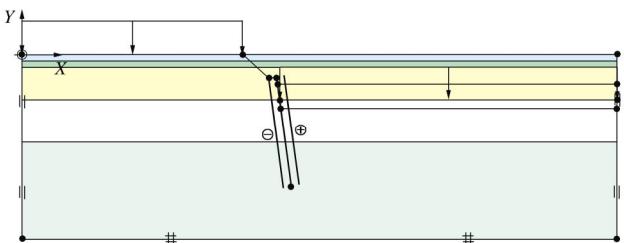


图 7 有限元计算模型

Fig. 7 Finite element model

### 3.2 降雨对软土基坑支护结构变形影响机理分析

开挖前由于基坑降水，基坑被动区土体一定深度内变为非饱和土体。开挖结束，暴露的基坑受降雨影响，雨水从基坑土体表面不断入渗，表层暂态饱和区逐渐向下扩展，地下水位升高，土体强度降低；降雨使基坑发生瞬态渗流，产生一定的附加渗流力，增大基坑主、被动区水头差；雨水渗入渗透系数较大杂填土层，导致坑外杂填土层重度增加；急降雨导致坑内外存在积水荷载。为研究降雨对基坑的影响因素，现针对3d 247 mm（暴雨）的降雨，分别针对以上5个方面分析降雨对基坑支护结构变形、受力的影响机理。

#### （1）坑内土体软化影响分析

坑内地下水位在坑底以下1m处，地下水位以上为非饱和土，根据室内降雨试验结果，坑内淤泥质黏土入渗深度1m，入渗深度内土体物理力学参数如表7所示。整理数据得到坑内桩侧水土压力的分布（图8）以及土体软化前后的桩身侧移（图9）。

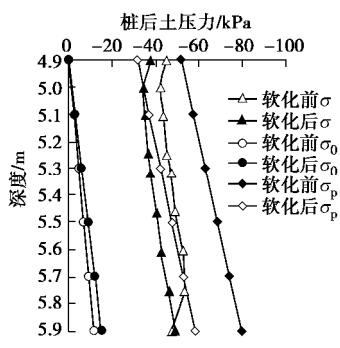


图8 坑内1m桩侧水土压力

Fig. 8 Earth pressures on pile in foundation pit

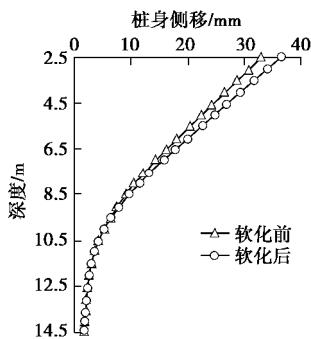


图9 软化前后桩身侧移

Fig. 9 Lateral movements of pile before and after softening

坑内水土压力在坑底以下1m范围内发生变化，软化前坑内水土压力明显大于软化后的坑内水土压力，基坑支护结构发生向坑内的变形，由基坑开挖至坑底的32.9mm增加3.5mm至36.5mm，增加了10%。

#### （2）坑外杂填土重度增加影响分析

杂填土性质较差，强度较低，本文对杂填土在降雨后只改变重度，由非饱和时候的 $16 \text{ kN/m}^3$ 改为降雨

后的 $19.5 \text{ kN/m}^3$ 。整理计算结果得到杂填土重度增加前后的桩身侧移、弯矩，如图10所示。

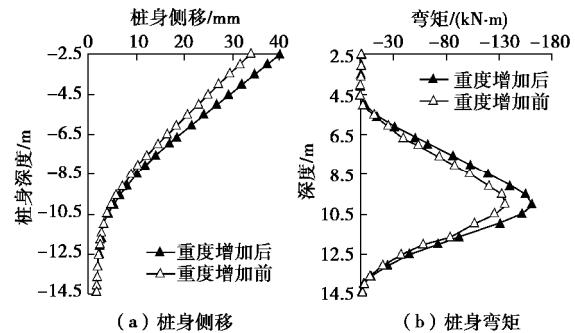


图10 坑内土体软化前后桩身侧移及弯矩

Fig. 10 Lateral movements and bending moments of pile before and after softening

杂填土重度增加，坑外桩侧水土压力增加，基坑支护结构向坑内发生变形。桩顶水平位移由32.9mm增至降雨后的38.8mm，增加17%。

#### （3）积水荷载影响分析

工况1：坑外积水，坑内无积水，坑外施加2.5kPa积水荷载；工况2：坑内积水，坑外无积水，坑内施加2.5kPa积水荷载；工况3：坑内积水，坑外积水，坑内外同时施加2.5kPa积水荷载。整理计算结果得到3种积水工况下桩顶水平位移如表8所示。

表8 不同积水工况桩顶水平位移

Table 8 Horizontal displacements of pile top under different water accumulation conditions

积水工况	桩顶水平位移/mm	桩顶水平位移增量/mm	桩顶水平位移增幅/%
工况1	39.85	6.17	18
工况2	33.64	-0.04	0
工况3	37.42	3.73	11

主动区施加积水荷载，坑外桩侧水土压力增大，桩向坑内发生变形；仅在坑内施加荷载，坑内外的桩侧水土压力变化很小，可忽略不计；坑内外积水荷载同时施加，主、被动区桩侧水土压力均增大，桩向坑内变形。由此可得，坑外积水荷载导致基坑的支护结构变形增大，坑内积水荷载会减弱坑外积水荷载对支护结构变形的影响。

#### （4）地下水位上升影响分析

工况1：主动区地下水位上升50cm（根据现场地下水位监测）；工况2：坑内地下水位上升1m至坑内地表；工况3：主动区地下水位上升50cm，同时坑内地表地下水位上升1m。计算得到不同工况坑内外桩侧总孔压分布，如图11所示，坑内外地下水位上升，主、被动区总孔隙水压力几乎没有变化，桩身受力、变形影响较小，桩顶水平位移几乎没有变化。

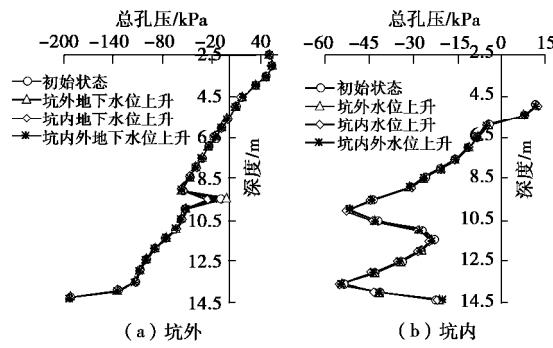


图 11 不同水位上升工况坑内外桩侧总孔压分布

Fig. 11 Pore pressures on pile side inside and outside foundation pit at different water-level rise conditions

### (5) 流固耦合影响分析

开挖结束后, 基坑达到稳态渗流, 之后, 在基坑的表面施加水流量边界条件: 强度为  $0.083 \text{ m/d}$ , 时长为 3 d, 基坑发生瞬态渗流。据图 12 可知, 流固耦合作用后, 坑外桩侧总孔压在坑底以上减小, 桩底处桩侧的总孔压减小; 坑内桩侧孔压在接近桩底时增加, 坑内外的总孔压差值增大, 桩向坑内发生变形。桩顶水平位移由 32.9 mm 增至降雨后的 40 mm, 增量为 7 mm, 增加 20%。

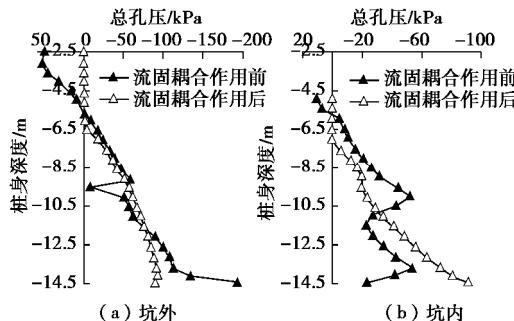


图 12 流固耦合作用前后坑内外桩侧总孔压分布

Fig. 12 Pore pressures on side of pile before and after fluid-solid coupling

根据以上 5 个方面的分析, 降雨对基坑支护结构变形影响主要的因素: ①坑外杂填土重度增加(或存在积水荷载); ②坑内地下水位以上非饱和土体软化; ③降雨条件下基坑发生瞬态渗流。

### 3.3 数值模拟与工程实测对比

#### (1) 固结、蠕变对基坑支护结构变形的影响

基坑开挖至坑底, 桩顶水平位移为 32.9 mm, 土体变形云图如图 13 所示。基坑在开挖结束后坑内存在超孔隙水压力, 固结过程中逐渐消散, 同时坑底土体为淤泥质黏土, 蠕变作用较明显<sup>[15]</sup>。开挖结束后基坑受蠕变和固结作用, 桩顶水平位移及增量随固结、蠕变时间的变化如图 14 所示。

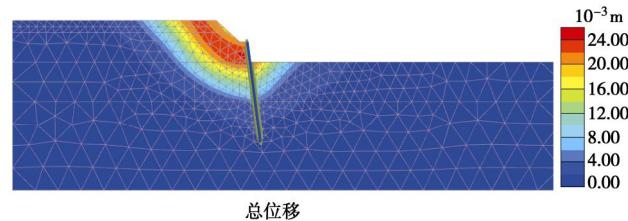


图 13 基坑开挖至坑底时土体变形云图  
Fig. 13 Cloud diagram of soil deformation under excavation of foundation pit to its bottom

Fig. 13 Cloud diagram of soil deformation under excavation of foundation pit to its bottom

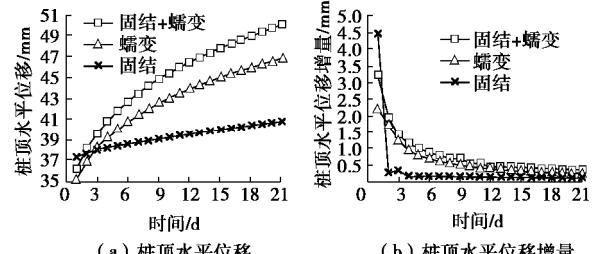


图 14 随固结及蠕变时间变化的桩顶位移

Fig. 14 Variation of displacement of pile top with consolidation and creep

据图 14 可知: 基坑在固结、蠕变 3 d 时, 桩顶水平位移增加 6.66 mm, 在固结、蠕变 6 d 时, 桩顶水平位移增加 9.75 mm。前 6 d 未降雨, 固结和蠕变对基坑的作用使支护结构变形增大; 随时长增加, 蠕变和固结作用产生的桩顶水平位移增量减小。

#### (2) 降雨对基坑支护结构变形的影响

根据降雨对基坑的实际影响, 设定计算条件: ①坑外杂填土重度增加, 以均布积水荷载  $2.5 \text{ kN/m}$  的形式施加在坑外侧; ②坑内土体软化, 取值参数按照表 7 选取; ③降雨边界条件下, 基坑瞬态渗流。数值模拟计算降雨影响前后桩身内力、侧移得到如图 15 所示结果, 桩顶水平位移在 7 月 12 日—15 日期间增加 6.5 mm, 7 月 15 日—18 日期间增加 3 mm, 7 月 18 日—22 日期间增加 14 mm。

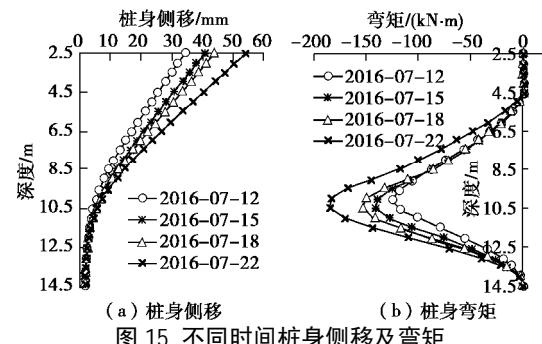


图 15 不同时间桩身侧移及弯矩  
Fig. 15 Lateral movements and bending moments of pile at different time

#### (3) 数值模拟与实测结果对比

将数值模拟的桩顶水平位移结果与工程实测对比, 图 16 可以直观看出实测值与模拟值的关系。

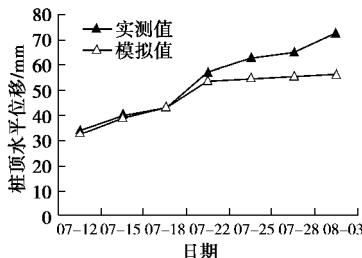


图 16 工程实测与数值模拟桩顶水平位移对比

Fig. 16 Comparison between measured and simulated horizontal displacements of pile top

第一次降雨时, 桩顶水平位移实测值与模拟数值接近, 误差在 5% 内, 而二次降雨后, 实测与模拟差值变大, 这是由于两次降雨存在 3 d 的时间间隔, 坑内水被排走, 土体表面水分蒸发, 土体强度逐渐回升, 第二次降雨时, 坑内外土体强度再次降低, 坑外杂填土重度重新增加。但由于数值模拟无法完成该自然现象的模拟, 故只对基坑开挖结束后第一次降雨进行了模拟验证, 验证结果良好, 说明对坑内淤泥质黏土饱和度的假定和数值模拟计算条件、计算方法可靠。

#### 4 降雨及基坑各影响因素分析

为考虑降雨对基坑的影响, 在基坑开挖结束后即降雨, 不考虑固结、蠕变的影响, 假定坑内没有积水, 降雨量 300 mm 内的雨水在坑外可全部入渗到杂填土层。按照此假定进行如下计算: ①降雨量在坑外以均布荷载的形式施加在坑外杂填土层上; ②坑内无积水, 在坑内不施加外荷载; ③坑内土体降雨后雨水入渗, 入渗深度范围内土体发生软化, 强度降低, 参照表 4 进行取值; ④施加降雨边界条件, 基坑瞬态渗流。

##### 4.1 不同降雨因素影响分析

以悬臂支护为例研究降雨强度、降雨时长、降雨量对基坑支护结构变形的影响, 设计基坑开挖结束时的桩顶水平位移为 4 cm。

###### (1) 降雨强度

控制降雨时长为 24 h, 计算中雨、大雨、暴雨、大暴雨 4 种工况, 坑内土体软化深度分别为 20, 40, 70, 70 cm, 坑外均布积水荷载分别为 0.3, 0.6, 1.44, 2.4 kN/m, 整理结果得到降雨前后的桩身侧移、弯矩如图 17 所示。降雨 24 h, 随降雨强度增加, 桩顶水平位移增量由中雨的 6 mm 增至大雨的 10 mm、暴雨的 17 mm、大暴雨的 21 mm, 桩身弯矩、支护结构变形增量随着降雨强度的增大而显著增大。

###### (2) 降雨时长

控制降雨强度为 2.5 mm/h (大雨), 计算 12, 24, 48, 72 h 4 种降雨时长, 坑内土体软化深度分别为 20, 40, 80, 100 cm, 坑外均布积水荷载分别为 0.3, 0.6, 1.2, 1.8 kN/m, 整理降雨前后桩顶水平位移和桩身最

大弯矩值如表 9 所示。

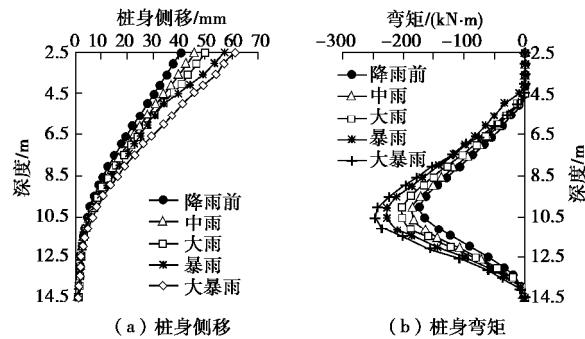


图 17 降雨 24 h 不同降雨强度桩身侧移及弯矩

Fig. 17 Lateral displacements and bending moments of pile under different rainfall intensities at rainfall duration of 24 h

表 9 不同降雨时长导致桩身位移及内力变化

Table 9 Variation of pile displacement and internal force during heavy rainfall intensity with different rainfall durations

降雨时长/h	桩顶水平位移			桩身最大弯矩		
	降雨前/mm	增量/mm	增幅/%	降雨前/(kN·m)	增量/(kN·m)	增幅/%
0	40.48	0	0	173.4	0	0
12	45.47	5.00	12	186.8	13.4	8
24	49.79	9.31	23	203.0	29.6	16
48	56.64	16.16	40	229.4	56.0	28
72	62.88	22.40	55	254.0	80.6	35

大雨强度下, 桩顶水平位移增幅在 12 h 时为 12%, 24 h 为 23%, 48 h 为 40%, 72 h 为 55%, 降雨强度一定时, 随降雨时长增加, 桩顶水平位移接近线性增加。

###### (3) 降雨量

针对 50, 100, 200, 300 mm 4 种降雨量, 研究降雨量以及降雨量一定降雨强度、历时不同的影响, 计算方案如表 10 所示。

表 10 不同降雨量及降雨强度计算条件

Table 10 Calculation conditions for different rainfall amounts and intensities

降雨量/mm	降雨类型	降雨强度/(mm·h <sup>-1</sup> )	降雨时长/h	坑内土体软化深度/cm	坑外均布荷载/(kN·m <sup>-1</sup> )
50	小雨	1.25	40	30	0.5
	大雨	2.50	20	30	
	暴雨	6.00	8.3	25	
	大暴雨	10.00	5	15	
100	小雨	1.25	80	65	1.0
	大雨	2.50	40	65	
	暴雨	6.00	16.7	50	
	大暴雨	10.00	10	30	
200	小雨	1.25	160	100	2.0
	大雨	2.50	80	100	
	暴雨	6.00	33.3	100	
	大暴雨	10.00	20	60	
300	小雨	1.25	240	100	3.0
	大雨	2.50	120	100	
	暴雨	6.00	50	100	
	大暴雨	10.00	30	90	

图 18 给出了计算得到的桩顶水平位移、水平位移增量。降雨量为 50 mm 时, 桩顶水平位移增量为 4 mm, 增加 10%; 降雨量为 300 mm 时, 桩顶水平位移增量为 28 mm, 增加 70%。随降雨量增加, 基坑支护结构的变形增大; 降雨量一定, 长历时低强度比短历时高强度的降雨对基坑支护结构的变形影响略大。

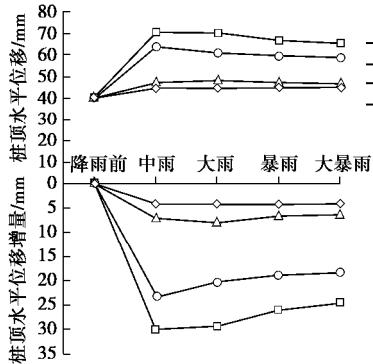


图 18 不同降雨量及降雨强度桩顶水平位移及增量

Fig. 18 Lateral displacements of pile under different rainfall amounts and intensities

#### 4.2 基坑参数因素

根据前述结论, 降雨对基坑的影响主要与降雨量相关, 为进一步研究基坑参数对降雨的敏感程度, 针对不同基坑开挖深度、不同支护结构的初始设计位移、不同支护形式的基坑, 分析支护结构变形对降雨的敏感程度, 降雨计算方案采用降雨 3 d 247 mm, 坑内软化深度 1 m, 坑外积水荷载 2.5 kN/m。

##### (1) 开挖深度

基坑不同开挖深度时, 基坑的支护形式均为围护桩加设一道水平支撑, 控制桩身的最大位移均为 1 cm, 图 19 给出了开挖深度 5, 6, 7, 8 m 基坑降雨前后支护桩的桩身侧移、弯矩, 降雨后桩身最大水平位移增量约为 2.5 mm, 降雨对基坑支护结构变形的影响与开挖深度关系不大。

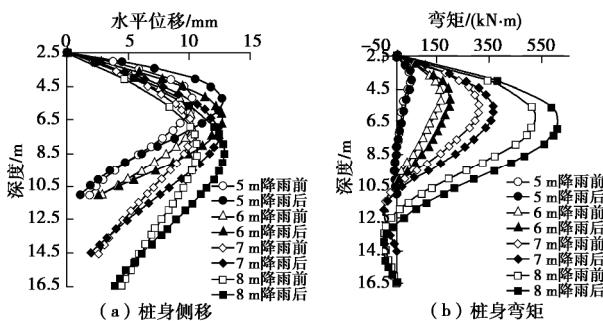


图 19 不同开挖深度降雨前后桩身侧移及弯矩

Fig. 19 Lateral displacements and bending moments of pile under different excavation depths before and after rainfall

##### (2) 桩顶初始位移

基坑支护结构为悬臂桩, 桩顶初始位移设计为 2, 3, 4, 5 cm, 图 20 (a) 给出了降雨前后初始位移不同的桩身侧移, 整理得到桩顶水平位移增量与初始水

平位移的关系曲线 (图 20 (b))。

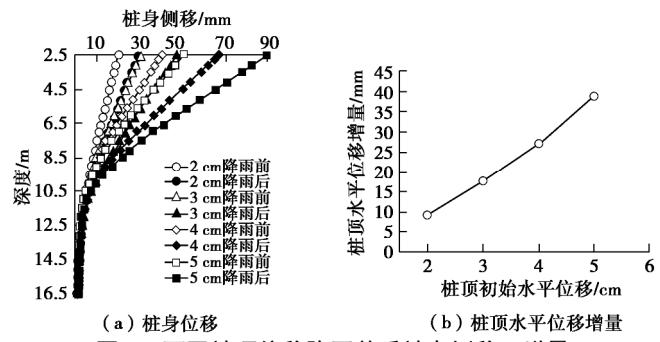


图 20 不同桩顶位移降雨前后桩身侧移及增量

Fig. 20 Lateral displacements of piles under different initial displacements of pile top before and after rainfall

根据图 20 可知: 当桩顶初始位移为 2 cm 时, 桩顶水平位移增量为 9 mm, 增加 45%; 当桩顶初始位移为 5 cm 时, 桩顶水平位移增量为 39 mm, 增加 78%。随着桩顶初始位移增大, 降雨导致的桩顶水平位移的增量和增幅均增加。

## 5 结 论

结合现场实测和室内试验, 基于饱和-非饱和渗流理论, 利用 Plaxis2D 有限元分析软件, 分析了降雨对基坑支护结构变形的影响, 进一步认识了降雨对基坑支护结构变形影响的作用机理, 得到如下结论:

(1) 根据室内试验, 土体饱和度越大, 渗透能力越低; 降雨量一定, 低强度长历时比高强度短历时工况土体入渗深度大; 黏聚力和压缩模量对雨水的敏感程度高于内摩擦角。孔隙比为 0.97、饱和度 70% 的黏土在入渗深度内, 黏聚力、压缩模量降低 50%, 内摩擦角降低 30%。

(2) 降雨对软土基坑支护结构变形影响主要因素为坑外杂填土重度增加、坑内土体软化及渗流作用。

(3) 降雨量为支护结构变形的主要影响因素。降雨量 300 mm 内, 降雨强度一定, 随降雨时长增加, 以及降雨时长一定, 随降雨强度增加, 基坑支护结构变形增量呈接近线性增长的趋势; 降雨量一定, 低强度长历时比高强度短历时的降雨工况对基坑支护结构变形的影响略大。

(4) 支护结构初始位移相同时, 开挖深度对相同降雨条件下的支护结构变形增量影响不大。

(5) 支护桩顶初始位移越大, 支护结构受降雨影响越大。相同降雨工况下, 悬臂支护基坑桩顶初始位移为 2 cm 时, 桩顶水平位移增加 45%, 当桩顶初始位移为 5 cm 时, 增幅为 78%。

## 参考文献:

- [1] 张华庆, 谭佳佳, 左殿军. 降雨入渗对软土岸坡稳定性影

- 响研究[J]. 水运工程, 2014(4): 148 - 153. (ZHANG Hua-qing, TAN Jia-jia, ZUO Dian-jun. Stability study of unsaturated soft soil slopes under rainfall infiltration[J]. Port and Waterway Engineering, 2014(4): 148 - 153. (in Chinese))
- [2] 李振嵩. 降雨条件下非饱和土边坡的稳定性分析[D]. 广州: 中山大学, 2007. (LI Zhen-song. Stability Analysis of Unsaturated Soil Slopes Under the Conditions of Rainfall[D]. Guangzhou: Sun Yat-Sen University, 2007. (in Chinese))
- [3] 孔郁斐, 周梦佳, 宋二祥, 等. 利用 PLAXIS 软件计算考虑降雨的边坡稳定性[J]. 水利水运工程学报, 2014(3): 70 - 76. (KONG Yu-wen, ZHOU Meng-jia, KONG Er-xiang, et al. Calculation of the slope using Plaxis software under the conditions of rainfall[J]. Hydro-Science and Engineering, 2014(3): 70 - 76. (in Chinese))
- [4] 刘子振. 持续降雨入渗非饱和黏土边坡失稳机理及其应用研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2014. (LIU Zi-zhen. Instability Mechanism and Application Analysis of Partially Saturated Clay Slope Under Sustained Rainfall Infiltration[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2014. (in Chinese))
- [5] 石振明, 沈丹祎, 彭 铭, 等. 考虑多层非饱和土降雨入渗的边坡稳定性分析[J]. 水利学报, 2016, 47(8): 977 - 985. (SHI Zhen-ming, SHEN Dan-yi, PENG Ming, et al. Slope stability analysis by considering rainfall infiltration in multi-layered unsaturated soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, 47(8): 977 - 985. (in Chinese))
- [6] 王玉军. 降雨入渗对黏土边坡的影响分析[D]. 成都: 西南石油大学, 2016. (WANG Yu-jun. Stability Analysis of Clay Slope Under Rainfall Infiltration[D]. Chengdu: Southwest Petroleum University, 2016. (in Chinese))
- [7] 徐 全, 谭晓慧, 沈梦芬. 降雨入渗条件下土质边坡的稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(增刊): 254 - 259. (XU Quan, TAN Xiao-hui, SHEN Meng-fen. Stability analysis of soil slopes under rainfall infiltration[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S0): 254 - 259. (in Chinese))
- [8] 彭立新. 降雨入渗对地铁基坑边坡变形影响分析[D]. 武汉: 华中科技大学, 2011. (PENG Li-xin. Analysis of Rainfall Infiltration on Deformation of Subway Excavation Slope[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2011. (in Chinese))
- [9] 李炎隆, 陈 波, 马成成, 等. 基于 ABAQUS 的降雨入渗条件下基坑边坡稳定性分析[J]. 应用力学学报, 2017, 34(1): 155 - 161. (LI Yan-long, CHEN Bo, MA Cheng-cheng, et al. Analysis of excavation slope under rainfall infiltration basing on ABAQUS[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2017, 34(1): 155 - 161. (in Chinese))
- [10] 邱海兵. 降雨入渗对非饱和土基坑围护结构稳定性影响的研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2013. (QIU Hai-bing. Study of rain infiltration on stability of unsaturated pit supporting structure[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2013. (in Chinese))
- [11] 崔凤展. 强降雨作用下土质深基坑稳定性及其控制技术研究[D]. 北京: 中国矿业大学(北京), 2016. (CUI Feng-zhan. Study on the Stability and Controlling Technology of Soil Deep Foundation Pit under Strong Rainfall[D]. Beijing: China University of Mining & Technology, 2016. (in Chinese))
- [12] 周根鄰. 成都膨胀土基坑边坡降雨条件与支护结构内力关系的数值模拟研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2016. (ZHOU Gen-tan. The Numerical Emulation Study on the Relationship between the Rainfall Conditions and the Internal Force of Retaining Structure of Expansive Soil Foundation Pit in Chengdu[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016. (in Chinese))
- [13] MORGENTERN N R, PRICE V. The analysis of the stability general slip surface[J]. Géotechnique, 1965, 15(1): 79 - 93.
- [14] 覃小华, 刘东升, 宋强辉, 等. 降雨条件下一维土柱垂直入渗模型试验研究及其渗透系数求解[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(2): 475 - 484. (QIN Xiao-hua, LIU Dong-sheng, SONG Qiang-hui, et al. Experimental study on one-dimensional vertical infiltration in soil column under rainfall and the derivation of permeability coefficient[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(2): 475 - 484. (in Chinese))
- [15] 陈文苏. 软土蠕变沉降的数值模拟[D]. 天津: 天津大学, 2004. (CHEN Wen-su. Numerical Simulation of Creep Settlement of Soft Soil[D]. Tianjin: Tianjin University, 2004. (in Chinese))
- [16] FREDLUND D G. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1979, 16: 121 - 129.
- [17] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Géotechnique, 1999, 3(49): 387 - 403.

DOI: 10.11779/CJGE202003007

# 基于微震与电磁辐射联合监测的多元岩爆预警方法研究

周春华<sup>1,2</sup>, 李云安<sup>\*1</sup>, 尹健民<sup>2</sup>, 汪洋<sup>2</sup>, 周朝<sup>2</sup>, 郭喜峰<sup>3</sup>

(1. 中国地质大学工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010;  
3. 长江科学院重庆分院, 重庆 400026)

**摘要:** 黑龙江某抽水蓄能电站在施工初期的岩爆现象显著, 随着地下厂房的深层开挖亟需开展诱发岩爆的监测预警研究。首次采用微震和电磁辐射联合监测方法对水电站地下洞室诱发岩爆的前兆信息进行了识别和特征分析, 提出基于微震累计能量、视应力变化梯度、累计视体积率、电磁辐射强度变化率和脉冲数变化率 5 个量化预警指标的多元预警方法, 并在地下厂房潜在岩爆的重点区域进行了应用。研究结果表明: 在岩爆诱发期, 微震累计能量呈增加趋势, 同时呈现视应力减小及累计视体积骤增等特征; 电磁辐射强度和脉冲数波动幅度较大, 围岩破坏前兆特征显著; 基于联合监测的多元预警法判定的预警时间及圈定的微破裂活动空间分布与工程实际相吻合, 应用效果较好, 可为类似工程岩爆监测预警提供新思路。

**关键词:** 地下厂房; 岩爆; 前兆信息; 微震监测; 电磁辐射; 多元预警

**中图分类号:** TU452    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1000-4548(2020)03-0457-10

**作者简介:** 周春华(1978—), 男, 博士研究生, 高级工程师, 主要从事岩石力学、地应力测量与岩爆监测方面的研究工作。E-mail: zhouchunhuajx@sina.com

## Multivariate early warning method for rockbursts based on comprehensive microseismic and electromagnetic radiation monitoring

ZHOU Chun-hua<sup>1,2</sup>, LI Yun-an<sup>1</sup>, YIN Jian-min<sup>2</sup>, WANG Yang<sup>2</sup>, ZHOU Chao<sup>2</sup>, GUO Xi-feng<sup>3</sup>

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China; 3. Chongqing Branch Institute, Yangtze River Scientific Research Institute, Chongqing 400026, China)

**Abstract:** The phenomenon of rockbursts is notable during the initial stage of the construction of a pumped storage power station in Heilongjiang Province, and thus it is urgent to study the monitoring and early warning of the induced rockbursts along with the deep excavation of the underground powerhouse. The microseismic (MS) and electromagnetic radiation (EMR) monitoring systems are firstly used to identify and analyze the precursory information of the induced rockbursts in the underground caverns of the hydropower station. Meanwhile, a multivariate early warning method is also proposed based on the five quantitative early warning parameters, cumulative energy of microseismic events, apparent stress gradient, cumulative apparent volume rate, variation rate of electromagnetic radiation intensity and variation rate of pulse number. Then the multivariate early warning method is applied in the key area of the underground powerhouse for the potential rockbursts. The comprehensive monitoring results show that there is an increasing trend of the cumulative energy of microseismic events in the early stage of rockbursts while the apparent stress decreases and the cumulative apparent volume increases sharply. In addition, the intensity of electromagnetic radiation and the number of pulses are characterized by large fluctuations, and the precursory characteristics of the surrounding rockmass damage are significant. The application results show that the early warning time and the delineated location of microfracture activity are both consistent with the engineering practice. The proposed method is proved to be effective and may provide new ideas for the early warning of the rockbursts induced in the similar projects.

**Key words:** underground powerhouse; rockburst; precursory information; microseismic monitoring; electromagnetic radiation; multivariate early warning

## 0 引言

随着人们对水资源的需求不断加大, 越来越多的

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0401803); 国家自然科学基金委与广东省联合基金重点项目(U1711266); 中央级公益性科研院所基本科研业务费项目(CKSF2019190/YT)

收稿日期: 2019-04-23

\*通信作者(E-mail: liyunan@cug.edu.cn)

水电工程在特定地形地貌等地质条件下,不可避免地将电站地下厂房等主要水工建筑布置于赋存节理或隐伏构造的深埋地层中。随着开挖临空面不断扩大,洞室围岩应力场调整速度加快,施工扰动诱发岩爆<sup>[1]</sup>的概率也随之增大。理论上讲,岩质地下洞室随着埋深和开挖临空面的不断增大,洞室围岩的赋存环境愈加复杂,主要表现为两方面:潜在地质构造在空间上的不利组合对深埋硬脆性围岩物理力学性质的弱化,及外界施工扰动对深部岩体结构面的力学效应显著恶化<sup>[2-3]</sup>。因此,诱发岩爆的可能性将不断增大。

岩爆作为一种地质动力灾害愈来愈引起人们的重视,造成人员伤亡和经济损失的工程案例不少<sup>[4]</sup>:加拿大苏德伯里镍铜矿和前苏联基塞洛夫煤田因断层滑动而发生了岩爆事故<sup>[5]</sup>;2010年10月28日发生在锦屏的极强岩爆正是由一条NWW向结构面的剪切破坏触发<sup>[6]</sup>。为此,针对其中断裂型岩爆必须采取有效的监测措施和预警方法,以保证施工人员和设备安全。国内外学者通过理论分析、室内试验、现场监测和数值仿真等方法开展了有关岩爆机理、预测预警及岩爆防治等方面的研究<sup>[7-13]</sup>,并取得丰硕研究成果。由于诱发岩爆因素众多,加之深部围岩结构特征复杂,至今对岩体断裂结构和岩爆的内在关系尚不明确,仍处于理论与试验研究阶段<sup>[14-19]</sup>,研究结论仍难以直接应用于工程实践,而现场岩爆监测的优越性已被众多工程实践所证实,并广泛应用于指导安全施工。目前,有关岩爆或冲击地压的常用监测和预警方法主要包括直接接触监测和地球物理方法。前者包括钻屑法、钻孔应力测量法等;后者包括微震法、电磁辐射法、地震检波器法、地震CT技术等<sup>[4]</sup>。其中,微震法已广泛应用在不同领域的地下工程岩爆监测预警实践中<sup>[20-23]</sup>,而电磁辐射法则普遍应用于矿山领域冲击地压的监测预警<sup>[24-30]</sup>。因工程实践中诱发岩爆或冲击地压的前兆信息复杂,孤立地采用某一监测技术所获得的前兆信息存在片面性。联合应用不同监测方法进行监测预警已逐渐成为趋势,国内许多学者<sup>[31-37]</sup>开展了电磁辐射法、微震法、钻屑法、地音监测等在矿山冲击地压的联合监测预警研究,但联合监测法在水电工程行业中鲜有报道。通过对不同形式的能量进行联合监测与分析<sup>[33, 38]</sup>,应用微震和电磁辐射法将有利于岩爆监测预警水平的提高。

本文以黑龙江某抽水蓄能电站地下厂房在深层开挖过程中诱发的应变-结构面滑移型岩爆为研究对象,首次采用以微震监测为主,局部进行电磁辐射监测的联合监测方法,对发生岩爆的前兆信息进行识别。通过结合现场岩爆发生规律,提取预警参数并量化为预警指标,建立多元预警模型。最后在工程实践中进

行了预警模型的效果验证,结果表明采用微震和电磁辐射法联合监测技术可以实现工程潜在岩爆的多元预警,为类似工程提供有益参考和借鉴。

## 1 工程地质背景及早期岩爆特征

黑龙江某抽水蓄能电站总装机容量120万kW(4台30万kW机组),属大(1)型电站。输水系统引水隧洞长1330m,尾水隧洞长1050m,洞径均为6.7m;电站地下厂房垂直埋深300~310m,开挖尺寸150.5m×24m×53.4m(长×宽×高),属高边墙大跨度地下洞室<sup>[40]</sup>。工程场址位于张广才岭东北部,属构造侵蚀中低山地及河流山谷间的小型构造盆地地形;地层岩性以变质岩及火山岩为主。输水发电系统及地下厂房系统基岩为白岗花岗岩,其微新岩石纵波波速为4500~5300m/s。初勘阶段厂房区地应力测试结果表明地应力等级为中等应力水平,最大主应力方向近EW向,且呈近水平分布,以构造应力为主<sup>[40]</sup>。

电站地下洞室在施工初期存在轻微岩爆现象,呈5~20cm厚片状剥落。随着地下洞室的深层开挖,岩爆现象不断加剧。通过统计2016年—2017年期间发生的岩爆现象,其分布位置较广(图1),包括#2、#3、#6施工支洞、主厂房、上/中/下层排水廊道、压力钢管上部排水廊道、压力钢管、尾水支洞等施工洞室,岩爆破坏部位主要集中在各洞室顶拱或拱肩,个别位于洞室交汇处或临近断层构造。岩爆强度以轻微为主,偶有中等岩爆。现场岩爆破坏迹象因强度不同而有所差别(图2),轻微岩爆呈爆裂松脱及片状剥落状,中等岩爆呈崩塌状,甚至出现1m深爆坑。

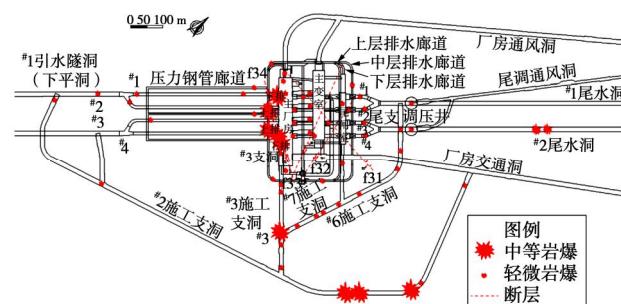


图1 现场岩爆发生位置分布

Fig. 1 Distribution of rockbursts in site

同时,通过统计工程中典型岩爆部位的围岩结构、埋深、洞室走向等特征(表1)可知:岩爆频次受构造节理密集度影响较大;发生岩爆的垂直埋深普遍大于300m;岩爆发生与否和洞室走向的关系并不显著。其中,2017年8月27日在#3施工支洞0+249m处的顶拱部位发生过中等岩爆(图2(d)),直接导致初支喷混凝土剥落、开裂,支护锚杆暴露。结合现场施工实际,诱发岩爆部位因受附近洞室开挖爆破震动,

表1 现场典型岩爆特征统计

Fig. 1 Statistics of typical rockburst characteristics in site

日期	位置(桩号)	岩爆现象	围岩特征	洞室埋深/m	走向
2016-01-01	#2施工支洞(0+346 m—0+356 m)	左顶拱和拱肩轻微岩爆	左侧顶拱及左侧壁发育两组陡倾角节理, 节理面闭合	380	N41°E
2016-04-09	#3施工支洞(0+075 m—0+087 m)	顶拱中等岩爆, 并引起塌方; 桩号0+075 m顶拱轻微岩爆, 呈片状剥落, 并伴有爆裂声	临近发育两NW~NWW向断层、岩质坚硬, 节理不发育, 岩体完整	380	N49°W
2016-05-28	#3施工支洞(0+170 m—0+200 m)	顶拱及拱肩局部轻微岩爆, 呈片状剥落	岩质坚硬, 节理轻度发育, 岩体较完整	385	N49°W
2016-06-25	中层排水廊道	局部轻微岩爆	围岩节理一般不发育	336	N49°W
2016-08-07	#3施工支洞(0+200 m—0+249 m)	顶拱及拱肩局部轻微岩爆, 呈片状剥落	岩质坚硬, 节理轻度发育	410	N49°W
2017-08-27	#3施工支洞(0+249 m)	于2016年施工完后, 顶拱局部中等岩爆, 呈小规模塌方, 呈片状剥落	两断层交汇	370	N49°W
2017-09-19	#4施工支洞(0+620 m—0+680 m)	完工近两年, 顶拱局部轻微岩爆, 呈片状剥落	节理轻度发育, 岩体较完整	170	N49°W

导致早期处于临界极限平衡状态的顶拱围岩垮塌并呈片状或块状堆积于地表。从岩爆孕育的应力角度分析, 由于岩爆位置正处于#3施工支洞与地下厂房右端墙交汇部, 极易形成应力集中区。由此推断该岩爆是施工扰动导致的应力集中和地下洞室围岩弱结构面的综合作用。岩爆类型属于应变-结构面滑移型岩爆<sup>[11]</sup>, 有关研究主要是针对该类型岩爆进行的。

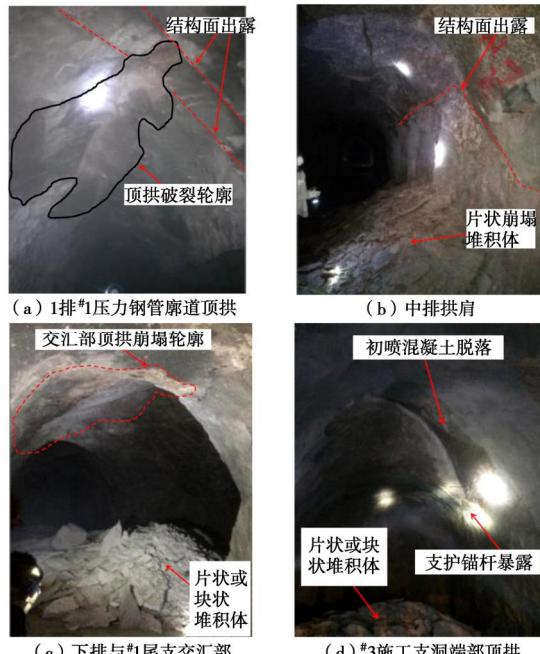


图2 现场岩爆典型破坏迹象

Fig. 2 Typical failure signs of rockbursts in site

## 2 工程区岩爆的联合监测方法与前兆信息识别

### 2.1 地下厂房等大型洞室开挖区的微震监测

监测过程中采用了加拿大ESG高精度微震监测

系统<sup>[41]</sup>, 限于篇幅, 具体监测原理和方法可参阅文献[42], 在此不再赘述。在构建微震监测系统时, 结合现场施工进度及早期岩爆特征(图1), 将18个单轴加速度计传感器合理布置在上/中层排水廊道内侧(图3)。布置过程中充分利用已有排水廊道等地下洞室形成的立体空间, 确保地下厂房等地下洞室位于传感器空间阵列内, 达到重点监测地下厂房与周边排水廊道岩柱间围岩微破裂活动的目的。

微震监测系统及传感器空间阵列如图4所示, 监测范围涵盖了地下厂房、主变室和尾闸室等主要洞室。为了尽量减小岩体非均质性导致的震源波速误差, 确保监测系统定位精度, 采用人工敲击试验及波速率定等方法对系统进行了标定, 具体方法可参阅文献[43]。通过均匀选取P波波速4700~5500 m/s范围内17个不同波速, 并计算出对应的10次敲击试验定位误差, 最终确定监测区内围岩最优波速为5150 m。

### 2.2 工程区域-局部式电磁辐射监测

根据现场岩爆的特点, 监测设备采用YDD16型煤岩动力灾害声电监测仪。电磁辐射强度监测范围0~500 mV, 电磁辐射脉冲数为0~5000 Hz, 频率带宽为500 Hz~500 kHz。监测过程中采用非接触式定向监测, 每10 m间距布置1个测点。利用三角支架将接天线固定在距离地面1.5 m处, 天线垂直洞壁且两者间距保持在0.2 m以内。接收天线的有效监测范围为角度60°、纵深7~22 m的扇形区域。采集过程中每个监测点数据采集时长为2 min。

参照矿山巷道电磁辐射监测方法, 同时结合工程实际, 对地下厂房、主变室及尾闸室、尾支周边的排水廊道内侧(即不同洞室间的岩柱范围)分别布点进行监测。首先, 对周边环境的背景电磁辐射进行监测; 其次, 对周边不同高程的廊道开展立体式监测; 最后,

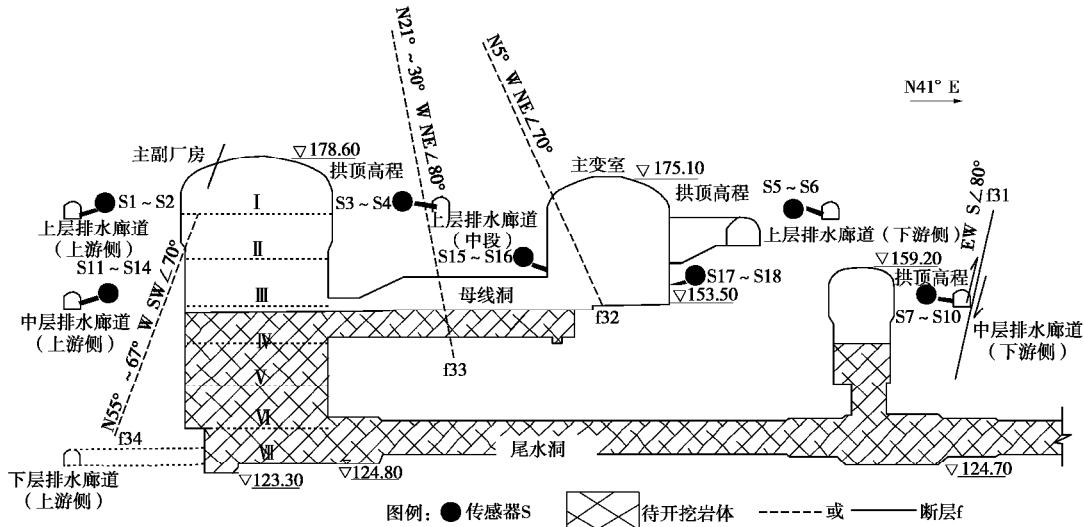


图3 地下厂房分层开挖及传感器位置示意图

Fig. 3 Schematic diagram of stratified excavation of underground powerhouse and position of sensors

对施工密集区的中层排水廊道潜在岩爆范围进行定点连续监测。监测过程中共布置了139个监测点,即上层排水廊道55个监测点、中层排水廊道60个监测点、下层排水廊道24个监测点。限于篇幅,仅就中层排水廊道的监测进行介绍。布置在中层排水廊道内边墙的监测点如图5所示,图中圆圈●代表各监测点。其中,#1监测点位于柱号厂右0~70 m,#15监测点位于厂左0+70 m。红色虚/实线代表断层f34的裂隙密集带。

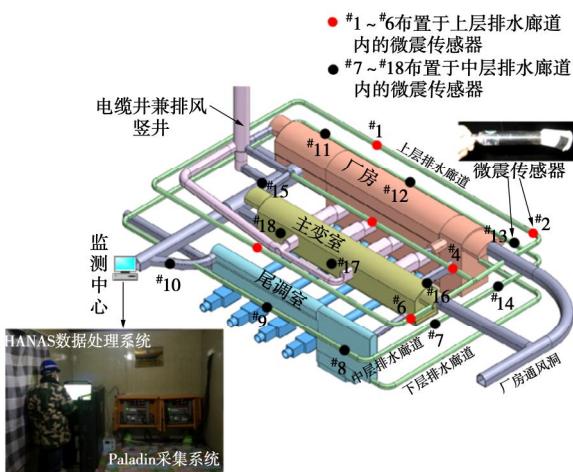


图4 微震监测系统及传感器空间阵列布置

Fig. 4 Layout of microseismic monitoring system and spatial array of sensors

### 2.3 基于微震与电磁辐射联合监测的岩爆前兆信息识别

岩体结构破坏的本质是非均质围岩微裂隙萌生—发育—贯穿等微破裂活动,该过程已被事实证明是诱发岩爆的前兆。因此,通过借助专业监测设备,可以实现岩爆相关前兆信息的识别。由于岩爆和地震同属于岩石破裂过程中的失稳问题,在岩爆监测预警研究

中可充分借鉴地震学和地球物理学的有关方法。微

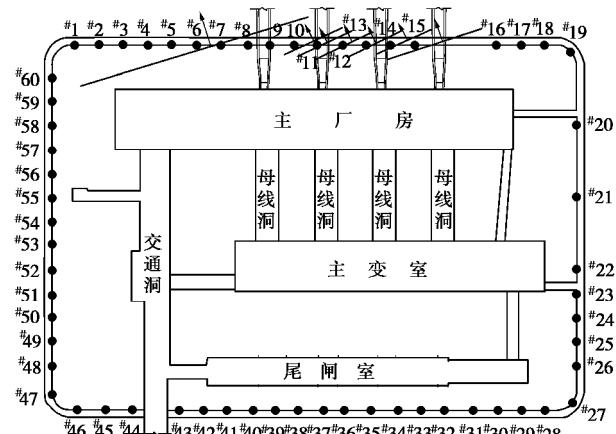


图5 中层排水廊道电磁辐射监测点布置

Fig. 5 Distribution of electromagnetic radiation monitoring points in middle drainage corridor

震法和电磁辐射法同属于地球物理方法,其中,微震法具有区域范围内实时监测优势,但受声波传播路径限制,对洞室群局部岩柱内微破裂活动的监测仍有不足。电磁辐射法可以进行便携式动态监测,对局部范围内潜在岩爆具有较强的针对性。因此,联合两者各自优势,有助于提高岩爆预警水平<sup>[44]</sup>。

通过统计分析2017年11月至2018年1月期间的微震监测信息(图6),发现微震事件主要聚集在厂房上游侧顶拱与上层排水廊道间,其次为下层排水廊道上游侧和#3施工支洞与安装间部位。

监测范围内微震事件数与累计能量的时序分布规律如图7所示,微震事件与工程实际吻合较好。微震事件数及总能量显著增加的3个时段与现场围岩破裂事件相对应:①2017年12月4日下层排水廊道#2尾水支洞的岩石剥落;②2017年12月25日中层排水廊

道与地下厂房上游侧厂左0+40 m—0+60 m区间岩柱内部微破裂;③2018年1月17日累计能量高达8000 J,诱发#4尾水支洞边墙及顶拱等多处岩石崩落(图8)。

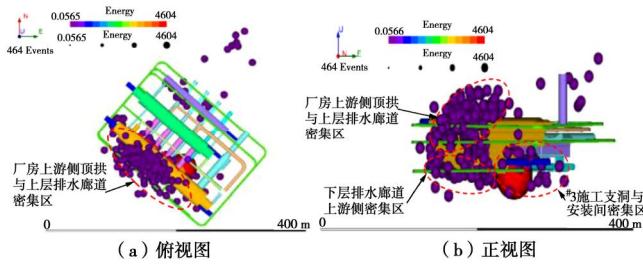


图6 微震事件空间分布

Fig. 6 Spatial distribution of microseismic events

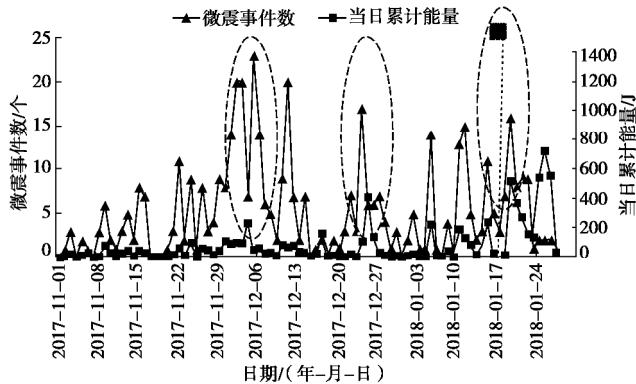


图7 监测范围内每日微震事件频次与总能量关系

Fig. 7 Relationship between daily frequency of microseismic events and total energy in monitoring area

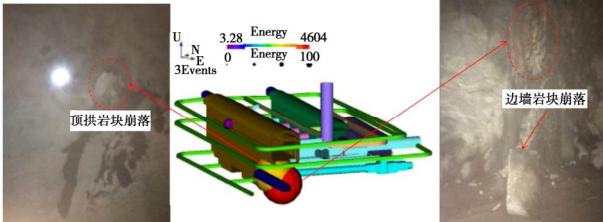


图8 事件③诱发围岩崩落迹象

Fig. 8 Signs of surrounding rock caving induced by event ③

为了进一步分析岩爆前兆特征,以其中微震能量较高的事件③为例,统计该监测期内微震事件的视应力和累计视体积,如图9所示。结果表明视应力经过一段“平静期”,然后呈现视应力下降而累计视体积显著增加等特征,这与已有研究一致<sup>[45]</sup>,印证了选取的微震累计能量、视应力与累计视体积等前兆参数合理。

已有煤岩电磁辐射监测案例表明,电磁辐射强度及电磁辐射脉冲数分别代表应力梯度水平和岩体微破裂发生频次。因此,通过分析电磁辐射强度与脉冲数等监测信息即可预测煤岩体内部潜在岩爆的危险程度。中层排水廊道背景电磁辐射的普查监测结果表明,图10中#1~#10监测点电磁辐射强度存在显著的先升后降趋势,临近裂隙密集区的电磁辐射强度和脉冲数

均表现为骤降。迹象表明该范围内应力调整剧烈,为诱发围岩内部微破裂提供了力学条件。<sup>#11~#16</sup>监测点电磁辐射强度相对稳定,但电磁辐射脉冲数变化剧烈,表明该监测范围内应力水平较低但微破裂活动频繁,这与图5中断层f34附近密集分布裂隙的地质特征相符,并与前述微震监测结果(<sup>#12~#14</sup>监测点附近围岩内部出现微破裂)一致。

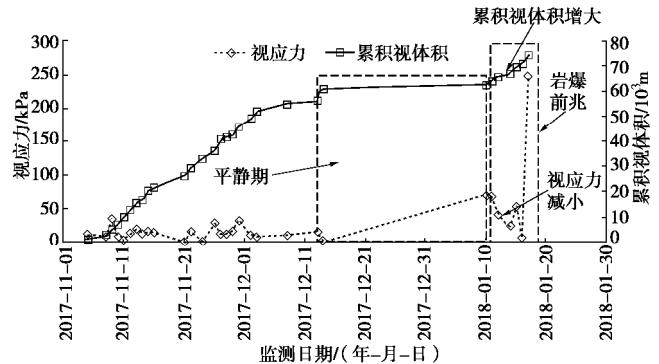


图9 微震事件视应力与累计视体积的时间分布

Fig. 9 Temporal distribution of apparent stress and cumulative apparent volume of microseismic events

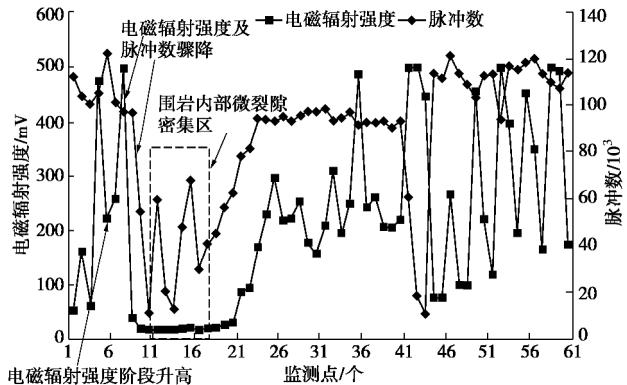


图10 中层排水廊道电磁辐射监测普查结果

Fig. 10 Preliminary survey results of electromagnetic radiation monitoring in middle drainage gallery

综上分析,通过图7所示地下厂房区域微震事件总能量的分布,可圈定显现岩爆事件和围岩内部微破裂事件,进而分析微震和电磁辐射等前兆信息,获得如图9,10所示的显著前兆特征。其中,微震信息的前兆特征主要表现为:微震事件的视应力存在一段平静期,即对应诱发岩爆的能量储蓄阶段;而后呈现急速下降,即对应能量释放阶段。同时,累计视体积表现为大幅度增加趋势,对应围岩内部损伤非弹性变形的扩容阶段。电磁辐射信息的前兆特征主要表现为围岩内部电磁辐射强度的剧烈变化,即对应诱发微破裂的内部应力调整加速阶段;电磁辐射脉冲数的剧烈变化则预示围岩内微破裂活动频繁。因此,联合应用微震法和电磁辐射法能够识别潜在岩爆的前兆信息,从而实现多元预警。

### 3 多元预警方法及工程实践

#### 3.1 工程区潜在岩爆风险的多元预警指标

##### (1) 微震预警指标

经现场围岩破坏现象印证, 图7表明微震能量在工程区诱发岩爆或大型微震事件之前存在某一临界值, 因此可以将微震能量作为潜在岩爆风险的早期预警指标之一, 统计得出微震能量预警阀值为230 J。同时, 结合图9所示视应力和累积视体积变化趋势, 考虑到监测期内每日微震事件数各异, 提取相应的视应力变化梯度(发生微震事件的相邻时间段内累计视应力日均变化量)以及累积视体积变化率(相邻2 d微震事件累计视体积差)作为另外两个预警指标。通过统计分析微震监测结果以及工程实际, 确定视应力减小梯度和累积视体积增大率的预警指标阀值分别为-9.0 kPa/d和1230 m<sup>3</sup>/d。

##### (2) 电磁辐射预警指标

电磁辐射的预警临界值在矿山领域通常取作冲击地压电磁辐射的平均值倍数。为了突出岩爆孕育过程中围岩内部微破裂的动态发展趋势, 借鉴矿山领域的动态变化趋势系数法, 取电磁辐射强度和电磁辐射脉冲数相对变化率(百分比)作为预警指标<sup>[46]</sup>。对比分析图10中临近围岩内部微裂隙密集区的电磁辐射分布趋势, 分别取40%和50%作为电磁辐射强度变化率以及电磁辐射脉冲数变化率的预警阀值。

#### 3.2 多元预警方法的建立

由于微震法与电磁辐射法在监测范围上互为补充, 识别的前兆信息从不同角度揭示了潜在岩爆风险。结合前述分析监测信息的前兆特征, 提出工程区岩爆多元预警方法, 总体流程框架如图11所示。通过综合分析地下厂房重点区域微震监测和电磁辐射监测信息, 结合存在潜在岩爆可能的3个判定条件: ①微震事件单日累计能量是否大于230 J; ②视应力减小梯度是否小于-9.0 kPa/d及累积视体积增加率是否大于1230 m<sup>3</sup>/d; ③电磁辐射强度变化率是否大于40%及脉冲数变化率是否大于50%, 则可实现监测区内潜在岩爆的多元预警。具体而言, 倘若监测区域内微震信息满足判定条件①, 则发布早期预警, 并据此圈定识别潜在岩爆区, 反之则继续进行微震监测; 针对围岩深部或围岩近表层等不同层次微破裂或潜在岩爆区, 需依据另外两个条件②和③进行预警判定, 倘若判定结果为“是”, 则发出正式预警, 并上报现场有关部门采取必要防范和相应的治理措施, 直至现场岩爆风险解除。反之, 若判定条件②或③为“否”, 则解除预警。

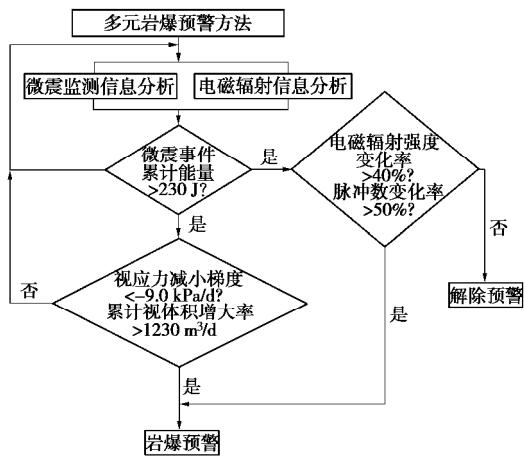


图11 多元岩爆预警流程

Fig. 11 Procedure of multivariate early warning method for induced rockbursts

#### 3.3 多元预警方法的工程应用及效果验证

结合工程实际, 考虑到早期岩爆迹象显著(图1, 2(b)), 将多元预警方法应用于中等岩爆较为密集的地下厂房区中层排水廊道上游侧岩柱的潜在岩爆监测预警。按照图3和图4所示监测方案, 自2017年12月19日至2018年1月12日开展了微震实时监测, 并重点对图7中断层裂隙带内#1~#15监测点进行定点连续电磁辐射监测。其中, 微震能量时序分布图12表明2017年12月25日微震事件累计能量高达405 J, 远超临界值230 J, 可对该时间段进行早期预警。

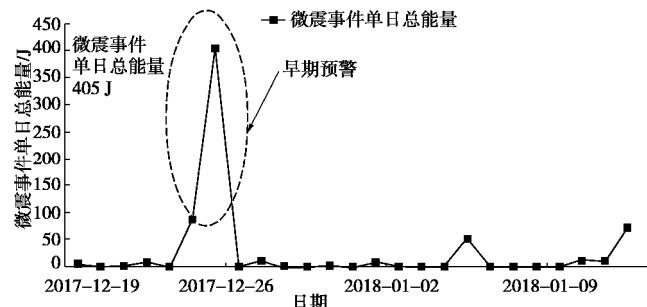


图12 微震事件单日累计能量分布

Fig. 12 Distribution of daily accumulated energy of microseismic events

早期预警后, 根据预警流程, 针对该时段微震事件视应力变化梯度和累积视体积率及电磁辐射信息进行最终预警判定。由图13中视应力变化梯度与累积视体积率的时序分布规律可知, 2017年12月25—26日累积视体积增加而视应力减小现象显著, 其中, 视应力减小量最低至-45.9 kPa, 累积视体积增加量最高达45900 m<sup>3</sup>, 远超预警阀值-9.0 kPa/d和1230 m<sup>3</sup>/d, 故可对该时间段进行岩爆预警。预警结果与图7中揭示的事件②一致, 空间位置基本落在厂房上游侧桩号厂左0+40 m—0+60 m区间(图14)。同时, 结合电磁

辐射强度及脉冲数的预警区分布(图15),当两者同时密集超过预警线时则发出预警。图15揭示了3个时段的电磁辐射强度值增幅普遍超过预警阀值(40%),分别在图中标识为预警时段①、预警时段②、预警时段③。另外,图16中有2个时段的脉冲数密集超过预警阀值(50%)。因此,综合两预警指标即可预判2017年12月19日和2017年12月30日近期存在岩爆可能。经现场调查及施工日志对比,在12月19—22日期间厂房内边墙进行了系统锚杆灌浆、爆破预裂孔施钻及爆破开挖等施工活动,位于#11~#13监测点(即桩号厂左0+30 m~0+50 m)发生过岩石崩落;同时,2017年12月27日在#14监测点附近有过岩石微破裂声响。实践表明,多元预警结果与现场实际基本一致。

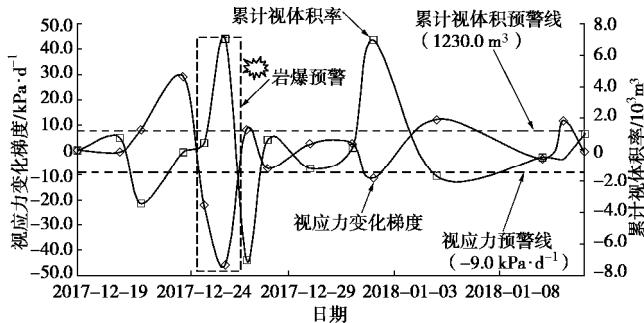


图13 视应力变化梯度与累计视体积率随时间演化规律

Fig. 13 Evolution of apparent stress change gradient and accumulated apparent volume rate with time

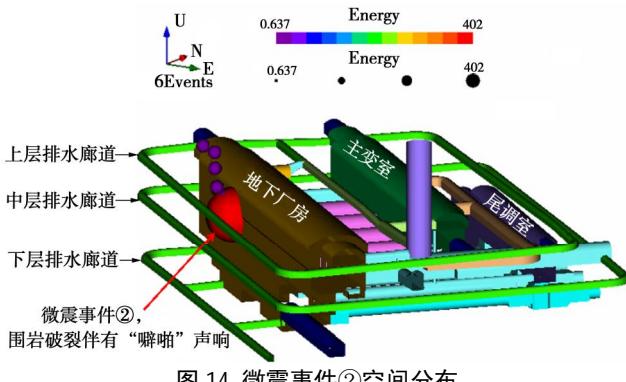


图14 微震事件②空间分布

Fig. 14 Spatial distribution of microseismic event②

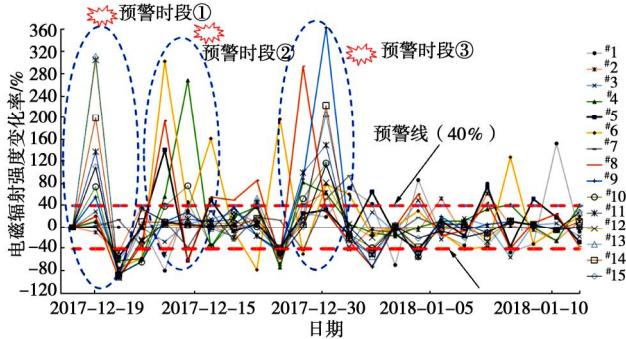


图15 电磁辐射强度预警时段分布

Fig. 15 Distribution of early warning zones for intensity of electromagnetic radiation

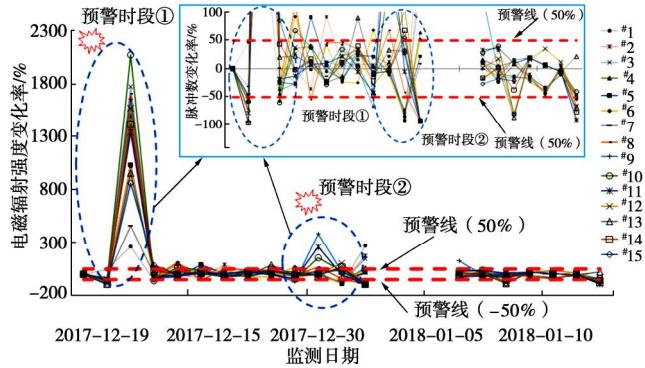


图16 电磁辐射脉冲数预警时段分布

Fig. 16 Distribution of early warning zones for number of electromagnetic radiation pulse

通过微震与电磁辐射法联合应用的多元预警应用效果验证,表明该方法能有效识别岩爆前兆信息,联合预警的时间基本一致,圈定潜在围岩破裂活动的空间分布互为补充。工程实际中潜在岩爆诱发时间主要集中在2017年12月25日前后,空间上分布在中层排水廊道和厂房上游边墙厂左0+30 m—0+60 m区间,与多元预警结果相吻合,表明该方法可以实现工程区潜在岩爆的有效预警。

## 4 结 论

(1) 工程区岩爆诱因以施工扰动及地质弱结构为主,岩爆发生部位集中在洞室裂隙密集区的顶拱或拱肩,监测期内发生的岩爆以轻微岩爆为主。

(2) 微震累计能量的时序分布能揭示岩爆孕育过程能量聚集期(平静期)和突发现象,视应力降低和累计视体积骤增等现象则预示岩爆突发;电磁辐射强度的波动表明围岩局部应力场的调整,脉冲数的动态变化则揭示围岩内部微破裂的萌生—发育—贯穿等过程。选取的微震能量、视应力变化梯度、累积视体积变化率以及电磁辐射强度变化率和电磁辐射脉冲数变化率等5个参数可有效识别岩爆诱发前兆。

(3) 通过量化5个预警指标阀值:微震事件累计能量为230 J,微震事件视应力减小梯度为-9.0 kPa/d,累计视体积增大率为 $1230 \text{ m}^3/\text{d}$ 、电磁辐射强度和脉冲数变化幅度分别为40%和50%,并提出了相应的多元预警方法,成功应用于地下厂房上游侧与中层排水廊道厂左0+30 m—0+60 m区间诱发岩爆的多元预警。工程实践效果表明,微震与电磁辐射法进行联合监测的预警时间基本一致,所圈定的潜在岩爆空间位置互补。

(4) 基于微震和电磁辐射联合监测的多元岩爆预警方法在水电工程地下洞室的首次应用效果较好,可为类似工程的岩爆监测预警研究提供新思路。

## 参考文献:

- [1] 钱七虎. 岩爆、冲击地压的定义、机制、分类及其定量预测模型[J]. 岩土力学, 2014, **35**(1): 1 - 6. (QIAN Qi-hu. Definition, mechanism, classification and quantitative forecast model for rockburst and pressure bump[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(1): 1 - 6. (in Chinese))
- [2] GOODMAN R E. Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks[M]. New York: West Publishing Company, 1976.
- [3] 谷德振. 岩体工程地质力学基础[M]. 北京: 科学出版社, 1979. (GU De-zhen. Foundations of Rock Mass Engineering Geomechanics[M]. Beijing: Science Press, 1979. (in Chinese))
- [4] 姜耀东, 赵毅鑫. 我国煤矿冲击地压的研究现状: 机制、预警与控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(11): 2188 - 2204. (JIANG Yao-dong, ZHAO Yi-xin. State of the art: investigation on mechanism, forecast and control of coal bumps in China[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(11): 2188 - 2204. (in Chinese))
- [5] 李志华. 采动影响下断层滑移诱发煤岩冲击机理研究[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2009. (LI Zhi-hua. Research on Rockburst Mechanism Induced by Fault Slip During Coal Mining Operation[D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2009. (in Chinese))
- [6] ZHANG C Q, FENG X T, ZHOU H, et al. Case histories of four extremely intense rockbursts in deep tunnels[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, **45**(3): 275 - 288.
- [7] 潘一山, 王来贵, 章梦涛, 等. 断层冲击地压发生的理论与试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, **17**(6): 642 - 649. (PAN Yi-shan, WANG Lai-gui, ZHANG Meng-tao, et al. The theoretical and testing study of fault rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, **17**(6): 642 - 649. (in Chinese))
- [8] 张镜剑, 傅冰骏. 岩爆及其判据和防治[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(10): 2034 - 2042. (ZHANG Jing-jian, FU Bing-jun. Rockburst and its criteria and control[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(10): 2034 - 2042. (in Chinese))
- [9] 王元汉, 李卧东, 李启光, 等. 岩爆预测的模糊数学综合评判方法[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, **17**(5): 493 - 501. (WANG Yuan-han, LI Wo-dong, LI Qi-guang, et al. Fuzzy mathematics synthetical evaluation method in rock burst forecast[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, **17**(5): 493 - 501. (in Chinese))
- [10] 蔡美峰, 冀东, 郭奇峰. 基于地应力现场实测与开采扰动能量积聚理论的岩爆预测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(10): 1973 - 1980. (CAI Mei-feng, JI Dong, GUO Qi-feng. Study of rockburst prediction based on in-situ stress measurement and theory of energy accumulation caused by mining disturbance[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(10): 1973 - 1980. (in Chinese))
- [11] 冯夏庭. 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: 1 - 10. (FENG Xia-ting. Mechanism, Warning and Dynamic Control of Rockburst Development Processes[M]. Beijing: Science Press, 2013: 1 - 10. (in Chinese))
- [12] 赵周能, 冯夏庭, 陈炳瑞, 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, CHEN Bing-rui, et al. Study of relativity between rockburst and microseismic activity zone in deep tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(2): 491 - 497. (in Chinese))
- [13] 马天辉, 唐春安, 唐烈先, 等. 基于微震监测技术的岩爆预测机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(3): 470 - 483. (MA Tian-hui, TANG Chun-an, TANG Lie-xian, et al. Mechanism of rock burst for casting based on micro-seismic monitoring technology[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(3): 470 - 483. (in Chinese))
- [14] 徐林生, 王兰生. 岩爆形成机理研究[J]. 重庆大学学报, 2001, **24**(2): 115 - 117. (XU Lin-sheng, WANG Lan-sheng. Study on the mechanism of rockburst[J]. Journal of Chongqing University, 2001, **24**(2): 115 - 117. (in Chinese))
- [15] 周瑞忠. 岩爆发生的规律和断裂力学机理分析[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(6): 111 - 117. (ZHOU Rui-zhong. Regularity of rock bursts and its analysis based on fracture mechanics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995 **17**(6): 111 - 117. (in Chinese))
- [16] 李杰, 王明洋, 李新平, 等. 微扰动诱发断裂滑移型岩爆的力学机制与条件[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **34**(增刊 1): 3205 - 3214. (LI Jie, WANG Ming-yang, LI Xin-ping, et al. The mechanics mechanism and occurrence conditions of sliding type rockbursts triggered by weak disturbance[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **34**(S1): 3205 - 3214. (in Chinese))
- [17] 周辉, 孟凡震, 张传庆, 等. 结构面剪切破坏特性及其在滑移型岩爆研究中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(9): 1729 - 1738. (ZHOU Hui, MENG Fan-zhen,

- ZHANG Chuan-qing, et al. The shear failure characteristic of the structural plane and its application in the study of slip rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(9): 1729 - 1738. (in Chinese))
- [18] 陈光辉, 李夕兵, ZHANG Ping, 等. 基于震源机制的断层滑移型岩爆岩体震动响应研究[J]. 中国安全科学学报, 2016, **26**(11):121 - 126. (CHEN Guang-hui, LI Xi-bing, ZHANG Ping, et al. Dynamic response of rockmass under fault-slip rockburst based on focal mechanism[J]. China Safety Science Journal, 2016, **26**(11):121 - 126. (in Chinese))
- [19] 赵红亮, 周又和. 深埋地下洞室断裂型岩爆机理的数值模拟[J]. 爆炸与冲击, 2015, **35**(3): 343 - 349. (ZHAO Hong-liang, ZHOU You-he. Numerical simulation on mechanism of fractured rock burst in deep underground tunnels[J]. Explosion and Shock Waves, 2015, **35** (3) : 343 - 349. (in Chinese))
- [20] 唐春安, 王继敏. 岩爆及其微震监测预报——可行性与初步实践[J]. 岩石力学与工程动态, 2010, **89**(1): 43 - 55. (TANG Chun-an, WANG Ji-min. Rock and seismic monitoring and prediction—the feasibility and the preliminary practice[J]. Rock Mechanics and Engineering News, 2010, **89**(1): 43 - 55. (in Chinese))
- [21] 李庶林, 尹贤刚, 郑文达, 等. 凡口铅锌矿多通道微震监测系统及其应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(12): 2048 - 2053. (LI Shu-lin, YIN Xian-gang, ZHENG Wen-da, et al. Research of multi-channel microseismic monitoring system and its application to Fankou lead-zinc mine[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(12): 2048 - 2053. (in Chinese))
- [22] 唐礼忠, 潘长良, 杨承祥, 等. 冬瓜山铜矿微震监测系统及其应用研究[J]. 金属矿山, 2006, **364**(10): 41 - 44. (TANG Li-zhong, PANG Chang-liang, YANG Cheng-xiang, et al. Establishment and application of microseismicity monitoring system in Dongguashan copper mine[J]. Metal Mine, 2006, **364**(10): 41 - 44. (in Chinese))
- [23] 姜福兴, 苗小虎, 王存文, 等. 构造控制型冲击地压的微地震监测预警研究与实践[J]. 煤炭学报, 2010, **35**(6): 900 - 903. (JIANG Fu-xing, MIAO Xiao-hu, WANG Cun-wen, et al. Predicting research and practice of tectonic controlled coal burst by micro-seismic monitoring[J]. Journal of China Coal Society, 2010, **35**(6): 900 - 903. (in Chinese))
- [24] OGAWA T, OIKE K, MIURA T. Electromagnetic radiation from rocks[J]. Journal of Geophysics Research, 1985, **90**(D4): 6245 - 6249.
- [25] FRID V. Electromagnetic radiation method for rock and gasoutburst forecast[J]. J Appl Geophys, 1997, **38**(2): 97 - 104.
- [26] O'KEEFE S G, THIEL DV, DAVEY N P. Fracture induced electromagnetic emissions in the mining industry[J]. Int J Appl Electromagn Mech, 2000, **12**(3/4): 203 - 209.
- [27] LICHTENBERGER M. Underground measurements of electromagnetic radiation related to stress-induced fractures in the Odenwald Mountains (Germany)[J]. Pure Appl Geophys, 2006, **163**(8): 1661 - 1677.
- [28] 窦林名, 何学秋, 王恩元, 等. 由煤岩变形冲击破坏所产生的电磁辐射[J]. 清华大学学报(自然科学), 2001, **41**(12): 86 - 88. (DOU Li-nming, HE Xue-qiu, WANG En-yuan, et al. Electromagnetic emissions in rock and coal burst failures[J]. J Tsinghua Univ (Sci & Tech), 2001, **41**(12): 86 - 88. (in Chinese))
- [29] 何学秋, 王恩元, 聂百胜, 等. 煤岩流变电磁动力学[M]. 北京: 科学出版社, 2003. (HE Xue-qiu, WANG En-yuan, NIE Bai-sheng, et al. Electromagnetic Dynamics of Coal or Rock Rheology[M]. Beijing: Science Press, 2003. (in Chinese))
- [30] 王恩元, 刘晓斐, 李忠辉, 等. 电磁辐射技术在煤岩动力灾害监测预警中的应用[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学), 2012, **31**(5): 642 - 645. (WANG En-yuan, LIU Xiao-fei, LI Zhong-hui, et al. Application of electromagnetic radiation technology in monitoring and warning on coal and rock dynamic disasters[J]. Journal of Liaoning Technical University (Natural Science), 2012, **31**(5): 642 - 645. (in Chinese))
- [31] 刘晓斐, 王恩元, 赵恩来, 等. 孤岛工作面冲击地压危险综合预测及效果验证[J]. 采矿与安全工程学报, 2010, **27**(2): 215 - 219. (LIU Xiao-fei, WANG En-yuan, ZHAO En-lai, et al. Island face percussive ground pressure dangerous integrated forecasting and effect validation[J]. Journal of Mining and Safety Engineering, 2010, **27**(2): 215 - 219. (in Chinese))
- [32] 贺虎, 孙昊, 王茜. 冲击矿压危险的电磁-震动耦合评价[J]. 煤炭学报, 2018, **43**(2): 364 - 370. (HE Hu, SUN Hao, WANG Qian. Electromagnetic emission-microseismic coupling evaluation method for rockburst[J]. Journal of China Coal Society, 2018, **43**(2): 364 - 370. (in Chinese))
- [33] 王春秋, 蒋邦友, 顾士坦, 等. 孤岛综放工作面冲击地压前兆信息识别及多参数预警研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(12): 3523 - 3530. (WANG Chun-qiu, JIANG Bang-you,

- GU Shi-tan, et al. Study of precursor information recognition and multiparameter early warning before rockburst of island fully mechanized caving face[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(12): 3523 – 3530. (in Chinese))
- [34] 吕进国, 姜耀东, 赵毅鑫, 等. 冲击地压层次化监测及其预警方法的研究与应用[J]. 煤炭学报, 2013, **38**(7): 1154 – 1159. (LÜ Jin-guo, JIANG Yao-dong, ZHAO Yi-xin, et al. Hierarchical monitoring for coal bumps and its study and application of early warning methods[J]. Journal of China Coal Society, 2013, **38**(7): 1154 – 1159. (in Chinese))
- [35] 潘俊锋, 蓝航, 毛德兵, 等. 冲击地压危险源层次化辨识理论研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(增刊 1): 2843 – 2849. (PAN Jun-feng, LAN Hang, MAO De-bing, et al. Study of hierarchical recognition theory of hazard source of rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(S1): 2843 – 2849. (in Chinese))
- [36] 张宗文, 王元杰, 赵成利, 等. 微震和地音综合监测在冲击地压防治中的应用[J]. 煤炭科学技术, 2011, **39**(1): 44 – 47. (ZHANG Zong-wen, WANG Yuan-jie, ZHAO Cheng-li, et al. Application of micro seismic and ground acoustic emission comprehensive monitoring and measuring to prevention and control of mine strata pressure bumping[J]. Coal Science and Technology, 2011, **39**(1): 44 – 47. (in Chinese))
- [37] LI X L, WANG E Y, LI Z R, et al. Rock burst monitoring by integrated microseismic and electromagnetic radiation methods[J]. Rock Mechanics & Rock Engineering, 2016, **49**(11): 1 – 14.
- [38] 王继军, 赵国泽, 詹艳, 等. 中国地震电磁现象的岩石实验研究[J]. 大地测量与地球动力学, 2005, **25**(2): 22 – 28. (WANG Ji-jun, ZHAO Guo-ze, ZHAN Yan, et al. Rock experiments for research on seismic electromagnetic phenomena in China[J]. Journal of Geodesy and Geodynamics, 2005, **25**(2): 22 – 28. (in Chinese))
- [39] 刘录君. 荒沟抽水蓄能电站可行性研究报告[R]. 长春: 中水东北勘测设计研究有限责任公司, 2010. (LIU Lu-jun. Feasibility Study Report of Huanggou Pumped Storage Power Station[R]. Changchun: China Water Northeast Investigation, Design and Research Co., Ltd., 2010. (in Chinese))
- [40] 吴满路, 廖椿庭, 袁嘉音. 荒沟蓄能电站地下厂房地应力状态与工程稳定性研究[J]. 地球学报, 2002, **23**(3): 263 – 268. (WU Man-lu, LIAO Chun-ting, YUAN Jia-yin. A study of stress state and engineering stability of undergruoud houses at the Huanggou accumulation power station[J]. Acta Geoscientia Sinica, 2003, **23**(3): 263 – 268. (in Chinese))
- [41] 李庶林. 试论微震监测技术在地下工程中的应用[J]. 地下空间与工程学报, 2009, **5**(1): 122 – 128. (LI Shu-lin. Discussion on microseismic monitoring technology and its applications to underground projects[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2009, **5**(1): 122 – 128. (in Chinese))
- [42] XIAO Y X, FENG X T, HUDSON J A, et al. ISRM suggested method for in situ microseismic monitoring of the fracturing process in rock masses[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, **49**(1): 343 – 369.
- [43] 周朝, 尹健民, 周春华, 等. 微震法岩爆监测及其在荒沟电站地下厂房区的应用分析[J]. 长江科学院院报, 2019, **36**(12): 102 – 106. (ZHOU Chao, YIN Jian-min, ZHOU Chun-hua, et al. Rock burst monitoring by microseismic method and its application analysis in underground powerhouse of Huanggou hydropower station[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2019, **36**(12): 102 – 106. (in Chinese))
- [44] 贾瑞生, 闫相宏, 孙红梅, 等. 基于多源信息融合的冲击地压态势评估方法[J]. 采矿与安全工程学报, 2014, **31**(2): 187 – 195. (JIA Rui-sheng, YAN Xiang-hong, SUN Hong-mei, et al. Situation assessment method of rock burst based on multi-source information fusion[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2014, **31**(2): 187 – 195. (in Chinese))
- [45] 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 rockburst in deep tunnel: time delayed rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 561 – 569. (in Chinese))
- [46] 何学秋, 聂百胜, 王恩元, 等. 矿井煤岩动力灾害电磁辐射预警技术 [J]. 煤炭学报, 2007, **32**(1): 56 – 59. (HE Xue-qiu, NIE Bai-sheng, WANG En-yuan, et al. Electromagnetic emission forecasting technology of coal or rock dynamic disasters in mine[J]. Journal of China Coal Society, 2007, **32**(1): 56 – 59. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003008

# 常偏应力剪切条件下砂土失稳模式的离散元模拟

刘 洋<sup>1</sup>, 樊 猛<sup>2</sup>, 晏洲毅<sup>1</sup>

(1. 北京科技大学土木工程系, 北京 100083; 2. 宿州学院土木工程系, 安徽 宿州 234000)

**摘要:** 松砂在不排水条件下会发生分散性的液化失稳, 失稳点在破坏线内。近年来的研究表明, 砂土在完全排水条件下也会发生分散性失稳, 可用常偏应力剪切(CSD)试验来研究。在CSD试验中, 控制偏应力的误差是得出正确结果的关键。采用离散元数值方法模拟了砂土试样在不同剪应力水平下的CSD试验, 实现了偏应力的较精准控制。根据模拟结果, 采用Hill的二阶功准则, 结合失稳时的应力与变形特征, 详细分析了CSD试验中发生的I型和II型两种失稳模式, 讨论了在CSD加载路径下初始孔隙比和剪应力水平对砂土失稳的影响。模拟结果表明, 松散试样发生了I型失稳, 而密实试样发生了II型失稳, 且初始孔隙比越大越易失稳; 剪应力水平越高, 失稳发生的越快。结合三轴不排水和排水剪切模拟结果, 讨论了失稳线(IL)斜率与初始孔隙比之间的关系, 并将模拟结果与室内多种砂的试验结果进行了比较分析, 进一步提出了砂土失稳的排水与不排水统一分析方法。

**关键词:** 砂土; 失稳; 离散元; 常偏应力剪切试验; 二阶功

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0467-09

作者简介: 刘 洋(1979—), 男, 江苏徐州人, 博士, 教授, 主要从事土细观力学和砂土液化等方面的研究和教学工作。E-mail: [yangliu@ustb.edu.cn](mailto:yangliu@ustb.edu.cn)

## DEM simulation of instability mode in sand under constant shear drained conditions

LIU Yang<sup>1</sup>, FAN Meng<sup>2</sup>, YAN Zhou-yi<sup>1</sup>

(1. Department of Civil Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China; 2. Department of Civil Engineering, Suzhou University, Suzhou 234000, China)

**Abstract:** Loose sandy soil can undergo static liquefaction under undrained conditions and the onset of instability is within the failure line, and this kind of instability is called diffusion instability. In recent years, some studies have shown that failure can occur under drained conditions. The constant shear drained (CSD) tests can be performed to investigate this drained instability. A key point of CSD tests is to control the error of deviating stress for getting reliable results in experiments. The discrete element method is used to simulate the CSD tests of sand with different densities under different shear stress levels. Based on the Hill's second-order work criterion, the possible model for instability in CSD tests are divided into two types. Both the modes of instability are observed in DEM simulations. The influences of initial void ratio and shear stress level are analyzed on instability under CSD loading path. The numerical results indicate that the samples with larger void ratio are easy to collapse, and the higher the shear stress level, the faster the instability occurs. The slope of instability line (IL) associated with the initial void ratio is also discussed in details, and a unified method is proposed to analyze sand instabilities under both drained and undrained stress paths. Finally, the numerical results from this study are compared with test ones of several kinds of sands.

**Key words:** sand; instability; discrete element method; constant shear drained test; second-order work

## 0 引言

土体失稳是岩土工程的研究重点之一, 传统观念认为土体在达到破坏线之前不会发生失稳, 但Castro<sup>[1]</sup>发现在不排水条件下, 松砂在其应力状态到达破坏线之前便会发生类似液化的流滑失稳现象, 这种失稳现象不伴随剪切带的出现, 被称之为分散性失稳。失稳发生时土体未达到强度破坏线, 在该状态下施加任一

微小的应力增量将导致土体产生很大的变形, 强度迅速降低或丧失。关于砂土分散性失稳的早期探究大多集中于不排水试验<sup>[2-7]</sup>, 并且发展了相应的本构模型和数值方法用以模拟和预测这种失稳类型<sup>[8-11]</sup>。这些研

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178044); 国家重点研发计划项目(2017YFC0805300)

收稿日期: 2019-02-12

究为分析砂土的液化流滑失稳提供了重要的理论基础。

砂土在不排水条件下发生的静力液化只是分散性失稳的一个特例。随着研究的深入，人们开始探究在其他排水条件下的分散性失稳问题，常采用等比例应变试验<sup>[12-14]</sup>。近些年的研究表明，在完全排水条件下砂土也会发生分散性失稳现象。Eckersley<sup>[15]</sup>和 Olson 等<sup>[16]</sup>的试验结果表明，在准静态和完全排水的条件下，土体可以发生类似完全不排水试验中的分散性失稳现象，并且土体在失稳前没有产生超静孔隙水压力，失稳后孔隙水压力才开始增长。其中 Olson 等<sup>[16]</sup>的研究结果表明，Wachusett 水库在破坏前经历的应力路径类似于常偏应力排水剪切应力路径，偏应力保持不变有效平均主应力逐渐减小。实际工程中，地下水位上升和暴雨、雪融、灌溉造成的孔隙水重新分布均会导致有效平均主应力的降低，进而引发土体特别是斜坡土体的失稳，这种破坏都可近似看作在偏应力不变，有效平均主应力不断减小的应力路径下的破坏。在室内可采用常偏应力剪切（constant shear drained，简称 CSD）的试验进行研究。

砂土在 CSD 应力路径下的分散性失稳研究主要存在两个问题：一是失稳点的应力状态与临界状态线相对位置；一是 Hill<sup>[17]</sup>提出的二阶功准则能否用来判定这种应力路径下的失稳。关于第一点，Sasitharan 等<sup>[18]</sup>、Skopek 等<sup>[19]</sup>、Anderson 等<sup>[20]</sup>以及 Chu 等<sup>[21]</sup>的研究结果表明在 CSD 试验中松砂土在应力状态到达破坏线前便发生失稳；而 Lade 等<sup>[22]</sup>、Leong 等<sup>[23]</sup>、Monkul 等<sup>[24]</sup>的结果则相反。关于第二点，Sasitharan 等<sup>[18]</sup>、Skopek 等<sup>[19]</sup>认为可以采用二阶功准则判定失稳点，而 Monkul 等<sup>[24]</sup>、Chu 等<sup>[25]</sup>的研究结果表明二阶功的零点与土体失稳点并不十分匹配。Monkul 等<sup>[24]</sup>认为产生矛盾的原因在于试验过程中剪应力  $q$  并未保持恒定不变，控制偏应力的误差是得出正确结论的关键。基于此，Dong 等<sup>[26-27]</sup>采用较精准的变围压三轴试验系统进行了 CSD 试验探究，得出了较可靠的结果。

目前 CSD 试验大部分集中于松砂试样<sup>[20-21, 28-33]</sup>，密砂试样在 CSD 应力路径下的力学行为探究较少<sup>[21, 34]</sup>。此外受限于设备和人工操作，室内试验中很难控制加载过程中剪应力的误差，而离散元数值模拟可以实现对试样应力路径的精准控制。基于此，本文采用离散元数值方法分别对松散和密实试样在不同剪应力水平下的 CSD 试验进行了模拟，基于 Hill<sup>[17]</sup>二阶功准则分析了在 CSD 加载条件下的 I 型和 II 型两种失稳模式，分析了不同失稳模式下的应力和应变特点，研究了剪应力水平和初始孔隙比等因素对砂土失稳的影响，讨论了失稳线斜率与初始孔隙比之间的关系，并进一步

提出了排水与不排水条件下砂土失稳的统一性分析方法。模拟结果有助于进一步理解砂土失稳的一般规律和内在机理。

## 1 数值模拟与加载条件控制

### 1.1 离散元数值模型

采用三维离散元程序 PFC<sup>3D</sup> 建立砂土数值模型。数值试样为圆柱形，高 40 mm，直径 20 mm，颗粒粒径在 0.5~0.9 mm 间均匀分布，平均粒径  $d_{50}$  为 0.7 mm，接触模型采用接触滑动模型，DEM 微观参数的选择和校验过程可参考文献[35]，模拟参数见表 1，生成的试样如图 1 所示。

表 1 离散元模拟微观力学参数

Table 1 Micromechanical parameters of numerical samples

参数	颗粒粒径 /mm	颗粒密度 /(kg·m <sup>-3</sup> )	颗粒-颗粒 摩擦系数	颗粒接触法向 刚度/(N·m <sup>-1</sup> )	颗粒接 触刚度 比
量值	0.5~0.9	2600	0.75	$1 \times 10^7$	1.5



图 1 数值试样

Fig. 1 Typical numerical sample

试样生成后，通过伺服程序可实现将固结和 CSD 应力路径下的加载，亦可实现等比应变路径、常规的排水和不排水三轴剪切模拟等。

### 1.2 常偏应力剪切加载条件控制

CSD 试验控制条件为

$$q = s_1 - s_3 = \text{const} \quad (1)$$

伺服控制过程如下：①固结后对试样进行常规的完全排水试验，排水加载至一定的剪应力水平，测出此时的偏应力  $q$ ；②赋予围墙恒定的径向膨胀速率  $v_r$ ；③打开轴向方向的伺服开关，将轴向的目标应力设置为  $s_3 + q$ ；④实时监测上下压盘的当前应力  $s_1$ ，计算出与目标应力  $s_3 + q$  之间的应力差  $\Delta s$ ；⑤实时计算颗粒与墙体的接触数和平均接触刚度，得出增益系数  $G$ ；⑥计算墙体移动速率  $u^w$ ，并赋予上下压盘移动速率  $v_z = u^w$ 。

采用上述加载控制程序，本文对初始孔隙比为  $e=0.618$ ,  $e=0.658$ ,  $e=0.779$ ,  $e=0.818$  的 4 组试样进行

了CSD试验模拟。试样固结后进行完全排水剪切至预定的剪应力水平, 即30, 50, 70 kPa, 然后保持剪应力不变进行CSD路径加载, 直至临界状态。需要指出的是, 本文的初始孔隙比是指固结后的孔隙比。

## 2 两种失稳类型

Hill认为如果材料是稳定的, 那么其二阶功必须严格大于0。二阶功准则在砂土稳定性分析中得到了广泛应用<sup>[26-32]</sup>。材料点的二阶功计算公式如下:

$$d^2w = d\sigma'_i de_{ij} \quad (2)$$

对于三轴试验来说, 式(2)可以写成如下形式:

$$d^2w = d\sigma'_1 de_1 + 2d\sigma'_3 de_3 = dq de_1 + d\sigma'_3 de_v \quad (3)$$

式中  $\sigma'_1$  为轴向有效应力;  $\sigma'_3$  为水平有效应力;  $e_1$  为轴向应变;  $e_3$  为横(径)向应变;  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  为偏应力;  $e_v = e_1 + 2e_3$  为体积应变。

在CSD试验中:

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) = \text{const} \quad (4)$$

因此,

$$d\sigma'_1 = d\sigma'_3 \quad (5)$$

$$dp' = (d\sigma'_1 + 2d\sigma'_3)/3 = (d\sigma'_3 + 2d\sigma'_3)/3 = d\sigma'_3 \quad (6)$$

结合式(3)~(6)可知

$$d^2w = dp' de_v \quad (7)$$

因此对于CSD试验来说, 其二阶功  $d^2w$  小于0或者失稳分为两种情况:

类型I:  $dp' < 0$  同时  $de_v > 0$ ,

类型II:  $dp' > 0$  同时  $de_v < 0$ 。

在CSD试验中, 平均主应力是逐渐减小的, 因此对于失稳类型I, 其失稳点发生在临界状态线CSL之下, 为分散性失稳; 对于失稳类型II, 其失稳点处在临界状态线之上, 不属于分散性失稳, 如图2所示。

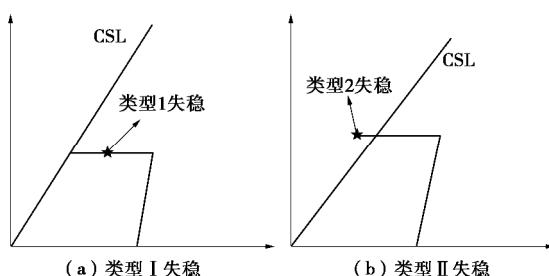


图2 CSD试验两种失稳类型示意图

Fig. 2 Two types of instability in CSD tests

## 3 临界状态与失稳点的确定

### 3.1 临界状态

上述两种类型的失稳应力状态分别在临界状态应力之前和之后, 因此在CSD试验中首先需要确定临界状态线CSL。试样的松密程度用状态参数  $y = e - e_c$  表

示,  $e_c$  为临界状态孔隙比。首先通过常规的排水和不排水试验模拟来确定临界状态线, 为此对孔隙比为  $e=0.618, e=0.658, e=0.715, e=0.748, e=0.754, e=0.767, e=0.779, e=0.818$  由密到松的8组试样进行了模拟, 两种排水条件都加载至临界状态。模拟得到的  $p-q$  应力空间和  $e-p$  空间的临界状态线如图3所示。临界状态线斜率为0.85, 在CSD试验分析中均以此值为临界状态线的斜率, 模拟得到的临界孔隙比  $e_c$  为0.76。

本文试样颗粒级配相同, 固结历史相同, 初始组织也相同, 可以认为临界状态线具有唯一性。图3同时给出了后面进行的CSD试验得到的临界状态点, 可以看出, 其结果与排水和不排水三轴剪切模拟得到的结果非常吻合。

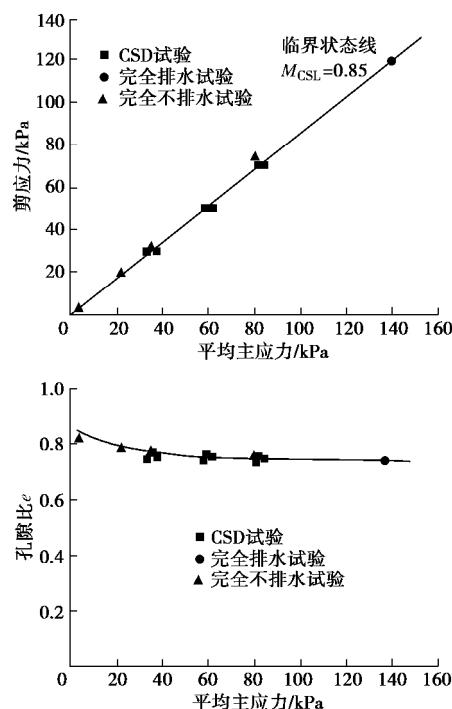


图3 排水、不排水和CSD试验预测的临界状态线

Fig. 3 Critical state lines (CSL) from simulations of drained triaxial, undrained triaxial and constant shear drained stress paths

### 3.2 失稳点确定

由式(7)可知CSD试验中可根据体积应变随平均主应力的变化曲线来确定出失稳点, 而在室内试验中当轴向应变发展速率加大导致试验完全排水条件不可控时便视为失稳。为了对比, 这里也给出了轴向应变随平均主应力的变化曲线。

#### (1) 松散试样

图4给出了孔隙比  $e=0.779, e=0.818$  两个松散试样 ( $y$  分别为0.019和0.058) 的体积应变和轴向应变随平均主应力的发展曲线。从图4中可以看出, 两个试样在排水剪切阶段体积应变上升  $de_v > 0$ , 同时有效平均

主应力增加  $dp' > 0$ ，因此二阶功大于零，试样保持稳定。随后在进行CSD加载过程中平均主应力始终减小  $dp' < 0$ ，此过程中体变发展发生转折，此转折点就是失稳点。此外，从图4中轴向应变发展曲线可以看出，失稳点处曲线斜率虽不是最大，但失稳点之后轴向应变速率发展速率明显加大，这与一般室内试验<sup>[26]</sup>结果相同。

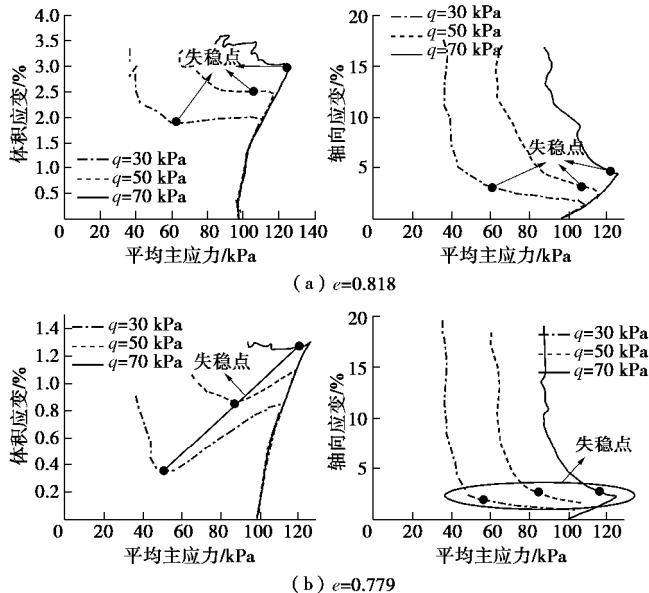


图 4 松散试样失稳点的确定

Fig. 4 Instability points of loose samples under CSD stress path

## (2) 密实试样

图5为  $e=0.618$  和  $e=0.658$  两个密实试样 ( $y$  分别为 -0.142 和 -0.102) 的体积应变和轴向应变随平均主应力的变化曲线。试样在常规三轴排水剪切过程中体积应变少许上升  $\Delta e_v > 0$ ，同时有效平均主应力增加  $dp' > 0$ ，因此二阶功大于零，试样保持稳定。随后在进行CSD加载过程中体积应变始终减小，但此过程中体变发展发生了转折，即出现了失稳点。从图5中轴向应变发展曲线可以看出，失稳点处曲线斜率接近于无穷大，密实试样的失稳表现与室内松砂不排水试验所观察的失稳物理现象一致<sup>[27]</sup>。

## 4 两种失稳类型的模拟结果分析

### 4.1 应力 - 应变关系与应力路径

#### (1) I型失稳

图6给出了2个松散试样的应力 - 应变关系曲线和应力路径，从图中可以看出，偏应力在加载过程中始终保持不变，表明本文离散元模拟实现了对试样应变路径和应力路径的精确控制。从图6中的应力路径中还可以看出，失稳点位于临界状态线以内。因此，2个松散试样在CSD加载条件下均发生了I型失稳，即分散性

失稳。将失稳点连接起来即达到所谓的失稳线(instability line, IL)。

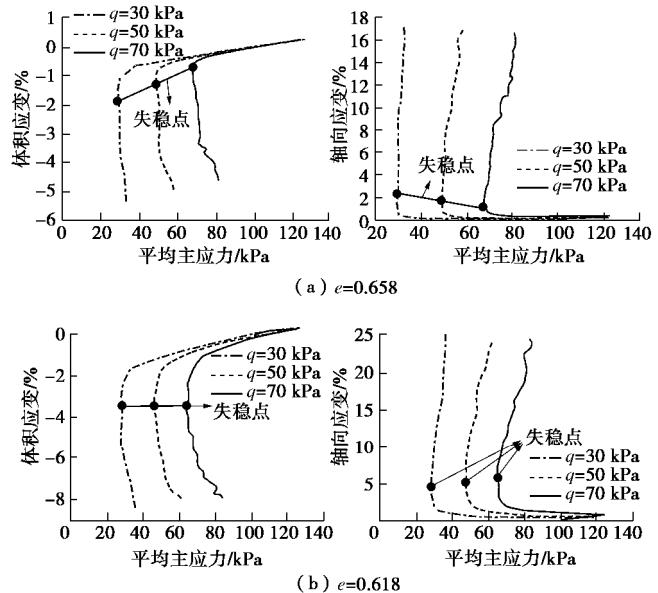


图 5 密实试样失稳点的确定

Fig. 5 Instability points of dense samples under CSD stress path

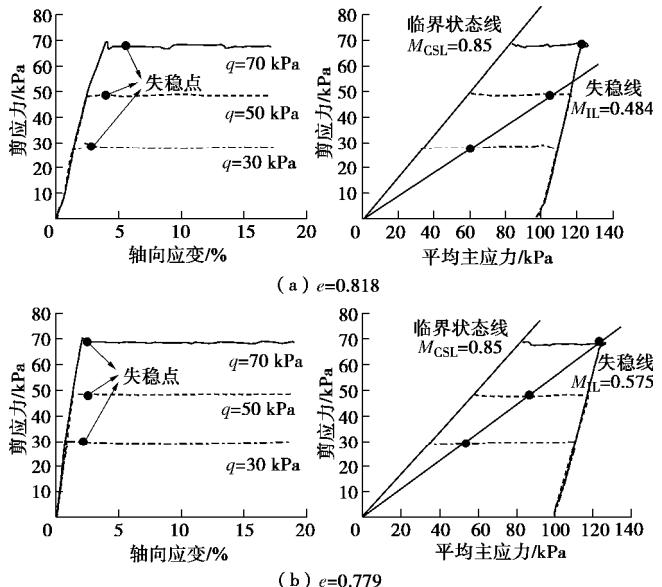


图 6 松散试样应力应变关系与应力路径

Fig. 6 Stress-strain curves and stress paths for loose samples

由于CSD试验模拟的失稳现象为有效平均主应力的逐渐降低，在室内试验中的控制参数通常为平均主应力的降低速率，即平均主应力均匀减小。因此平均主应力与时间等效，从CSD剪切开始至失稳点的应力路径曲线长度（平均主应力的减少量  $\Delta p$ ）可代表失稳触发时间的长短。从图6中可以看出，对于松散试样，随着剪应力水平的提高，失稳发生的越来越快。当  $q=70 \text{ kPa}$  时，两个松散试样均表现为在CSD剪切的起点便发生失稳；而剪应力水平相同时， $e=0.818$  试样的

失稳发生明显早于 $e=0.779$ 试样, 其失稳线斜率分别为0.484和0.575, 这表明试样越松散其失稳发生的越快。

### (2) II型失稳

图7给出了2个密实试样的应力-应变关系曲线和应力路径发展图, 从图中可以看出, 失稳点后 $dp' > 0$ 同时 $de_v < 0$ , 因此2个密实试样在CSD加载条件下发生了II型失稳, 在应力路径上失稳点均越过了临界状态线, 失稳线IL位于临界状态线CSL之上。

模拟结果显示两个试样的失稳均表现出随着剪应力水平的提高, 失稳发生的越快。而对于同一剪应力水平, 无论是在应变水平或是应力水平上,  $e=0.658$ 试样的失稳发生均早于 $e=0.618$ 试样。从图中还可以看出,  $e=0.658$ 试样的失稳线斜率 $M_{IL}$ 小于 $e=0.618$ 试样, 这与松散试样的模拟结果一致。

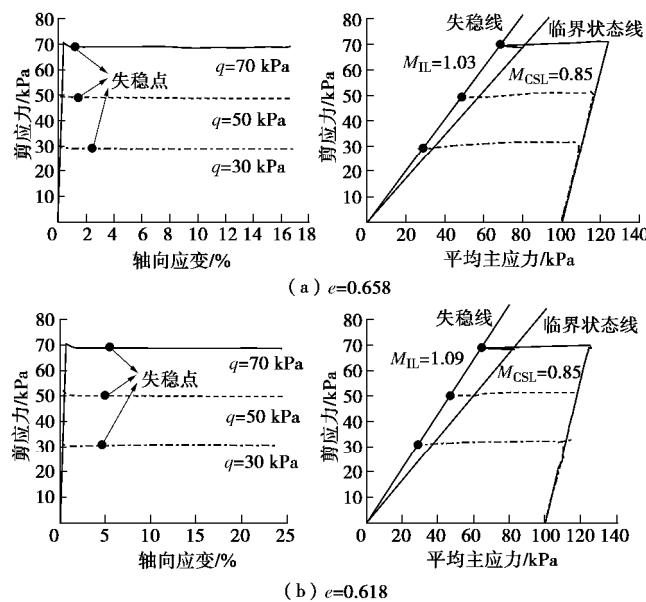


图7 密实试样应力应变关系与应力路径

Fig. 7 Stress-strain curves and stress paths for dense samples

## 4.2 体积应变与孔隙比发展规律

### (1) I型失稳

图8给出了松散试样的体变与孔隙比随轴向应变的发展曲线。从图8中可以看出, 试样的体变始终保持为正值, 在CSD剪切初期发生了剪胀, 在失稳点处达到极小值, 随后发生剪缩, 体积应变增加, 直至临界状态。不同剪应力水平的松散试样体变曲线形态相似, 但体变率变化较大, 其原因在于CSD剪切起点试样孔隙比不同, 这一孔隙比差别是由同一初始孔隙比试样排水剪切至不同剪应力水平所致, 剪应力水平越大, 其剪缩程度越大, CSD剪切起点的孔隙比越小。

由孔隙比发展曲线可以确定试样失稳时的孔隙比。初始孔隙比 $e=0.779$ 的试样在3个剪应力水平下的失稳孔隙比分别为0.774, 0.765, 0.758; 初始孔隙比

$e=0.818$ 的试样在3个剪应力水平下的失稳孔隙比分别为0.784, 0.773, 0.764。对于I型失稳, 失稳点的孔隙比随剪应力水平的增加有也少许降低。

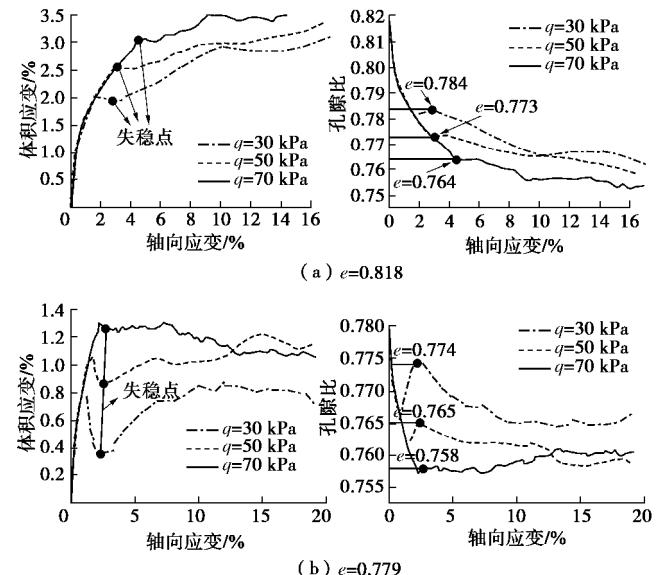


图8 松散试样体积应变与孔隙比发展曲线

Fig. 8 Volumetric strain and void ratio curves for loose samples

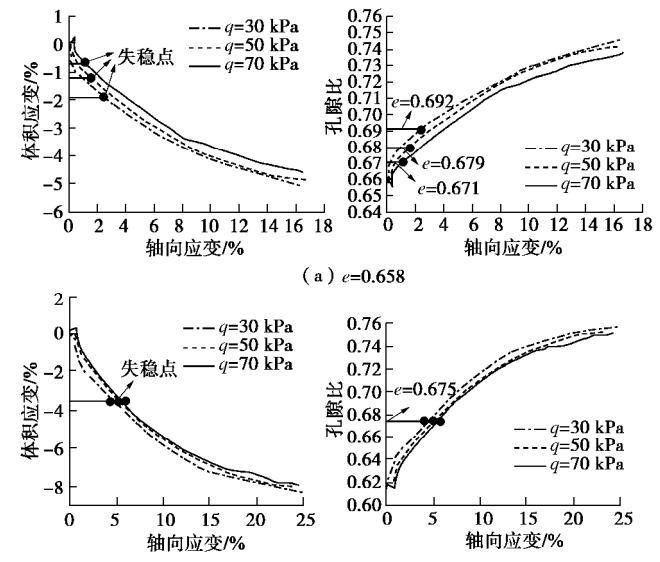


图9 密实试样体积应变与孔隙比发展曲线

Fig. 9 Volumetric strain and void ratio curves for dense samples

### (2) II型失稳

图9给出了两个密实试样的体应变和孔隙比随轴向应变的发展曲线。从图9中看出, 对于密实试样排水剪切阶段的剪缩程度均很小, 在CSD剪切起点的孔隙比相差不大, 在CSD加载过程中两个试样均表现出剪胀, 3个剪应力水平下的体变曲线变化趋势一致, 剪胀率也很接近。

从图9中还可以看出,  $e=0.618$ 试样在3种剪应力水平下的失稳点孔隙比几乎相同, 为0.675; 而 $e=0.658$ 试样在对应3种剪应力水平下的失稳点孔隙比也比较

接近，分别为 0.692, 0.679, 0.671。与 I 型失稳类似，对于 II 型失稳，失稳点的孔隙比随剪应力水平的增加同样有少许降低，当试样比较密实时这种降低几乎可以忽略不计。

## 5 关于两种类型失稳的进一步讨论

### 5.1 CSD 路径下的初始孔隙比与失稳类型

不同初始孔隙比数值试样在同一剪应力水平下模拟结果表明，在 CSD 加载条件下初始孔隙比大小（或状态参数  $y = e - e_c$  的正负）决定了砂土的失稳类型。对于密实试样，其在破坏线之前不会发生失稳，但对于松散试样则在破坏线之前发生分散性失稳，同时初始孔隙比还影响了失稳线的斜率，图 10 是试样的失稳线斜率  $M_{IL}$  随初始孔隙比的变化曲线。显然，试样初始孔隙比越大，失稳线斜率越小，不管对于 I 型失稳还是 II 型失稳均是如此。

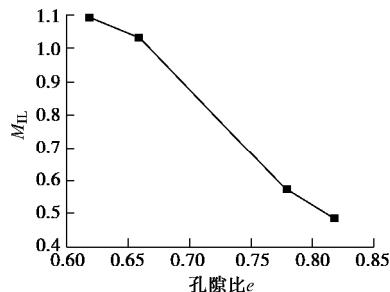


图 10 失稳线斜率与初始孔隙比关系

Fig. 10 Variation of  $M_{IL}$  of instability line with initial void ratio

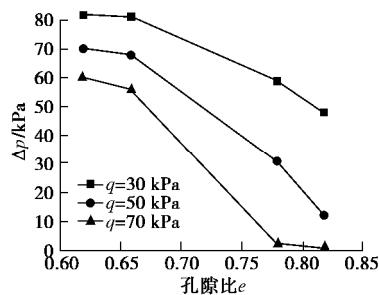


图 11 CSD 剪切下的平均主应力减少量与初始孔隙比的关系

Fig. 11 Variation of mean principal stress with initial void ratio under different shearing stresses

初始孔隙比同时影响着从 CSD 加载开始（同时也是排水应力路径的结束点）至失稳发生时平均有效应力的减小量  $\Delta p$  的大小， $\Delta p$  的大小反应了失稳发展的快慢。图 11  $\Delta p$  随初始孔隙比的变化图。从图中可以看出，随着初始孔隙比的增加，达到失稳时所需的平均主应力减小量（负增量）逐渐降低，不同的剪应力水平的变化规律一致。初始孔隙比增大到一定程度（如 70 kPa 剪应力水平初始孔隙比为 0.818 的试样）， $\Delta p$  几乎为零，即失稳毫无征兆地在 CSD 剪切的起点便发生

失稳了。

### 5.2 CSD 路径中剪应力水平与失稳发展

前面的分析表明，剪应力水平对失稳线的斜率没有影响，但其影响了试样失稳发展的快慢，对于初始密实状态相同的试样，剪应力水平不同，失稳所需的平均主应力减少量和轴向应变发展不同。

图 12 是平均有效应力减小量  $\Delta p$  与轴向应变减少量  $\Delta e_1$ （其定义与  $\Delta p$  类似，即 CSD 加载开始至失稳点的轴向应变减少量）随剪应力水平的变化关系。不同孔隙比的试样其变化规律一致，以孔隙比为  $e=0.818$  的模拟结果为例，随着剪应力水平的提高，从 CSD 剪切开始至失稳所需的平均主应力的降低量  $\Delta p$  越来越少，在失稳线和排水应力路径的交点之上（见图 6），平均有效应力仅有微小的降低，失稳随即发生。对于较密实的试样，剪应力水平的增加也同样使得失稳更容易更快地发生。

轴向应变的发展也有同样的规律，即随着剪应力水平的增加，从 CSD 剪切开始至失稳发生所需的轴向应变逐渐减小，不管是松散试样还是密实试样均如此。显然不管是从轴向应变还是平均主应力的降低度来看，CSD 试验随着剪应力水平的增加，失稳更容易发生，特别是松散砂土在高剪应力水平下，应力路径的微小变化可能导致土体的突然失稳，这在实际工程中具有重要意义。从这个意义上说，CSD 剪切之前土体所处的排水应力路径位置对可能发生的失稳有重要影响。

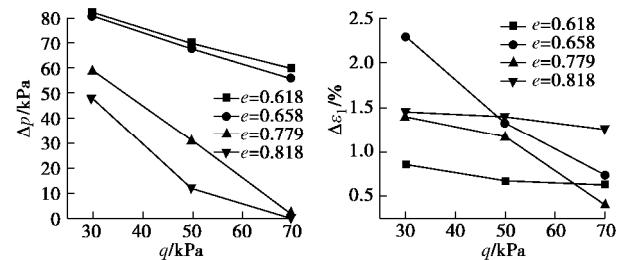


图 12 剪应力水平对失稳发展的影响

Fig. 12 Variation of instability with shearing stress for samples with different initial void ratios

### 5.3 排水与不排水条件下砂土失稳的统一性分析

不管是传统的三轴试验还是 CSD 试验都是在完全排水条件下进行的，上述讨论结果都未考虑排水条件的影响或者说仅适用于完全排水条件。完全不排水条件下松散砂土也会发生 I 型的失稳，即所谓的静力液化，密实砂土在不排水剪切条件下由于剪胀趋势强而不发生失稳。首先讨论不排水剪切与 CSD 应力路径得到的失稳线之间的关系。

图 13 (a) 是孔隙比  $e=0.779$  的松散试样在不排水

条件下和其在 CSD 应力路径下的模拟结果。图中空心圆点是不排水剪切得到的失稳点, 实心圆点是前述 CSD 应力路径下得到的失稳点。从图中可以看出, 松散试样在不排水和 CSD 应力路径下均发生了 I 型失稳, 而且两种应力路径下得到的失稳线非常一致, 其斜率的大小仅取决于初始孔隙比。换句话说, 松散试样 CSD 应力路径的失稳线可以从其不排水剪切的失稳线得到, 排水条件并未影响其失稳线的位置。

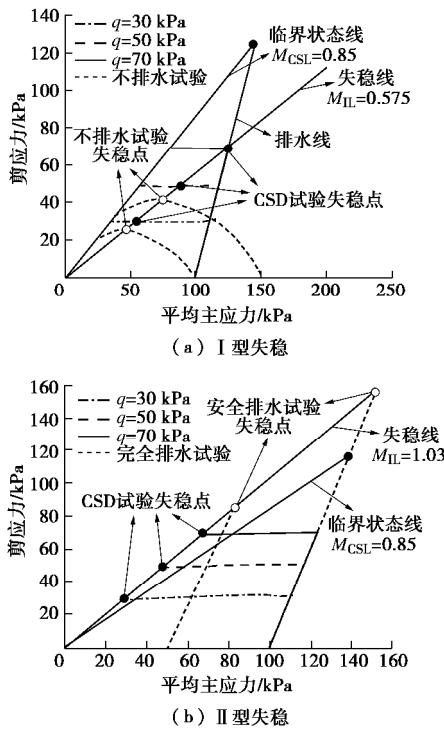


图 13 排水与不排水条件下的失稳线

Fig. 13 Instability lines in both drained and undrained conditions

前述已述, 密实试样在不排水剪切下不发生失稳但在排水条件下可能发生失稳。图 13 (b) 是孔隙比  $e=0.618$  的密实试样在排水剪切和 CSD 应力路径下的模拟结果, 同样空心和实心圆点代表两种应力路径得到的失稳点。从图中可以看出, 密实试样在排水剪切和 CSD 应力路径下均发生了 II 型失稳。而且两种应力路径下得到的失稳线基本重合, 其斜率的大小也取决于试样的状态参数。换句话说, 密实试样在 CSD 应力路径的 II 型失稳线可以从其常规排水剪切的失稳线得到, 排水条件的不同也未影响到其失稳线的位置。

#### 5.4 与室内试验的比较分析

Daouadji 等<sup>[28-29]</sup>对松散 Hostun 砂进行了三轴不排水 (CU) 和完全排水的 CSD 试验, 讨论了松砂的分散性失稳问题, 试验结果如图 14 (a) 所示 (图中三角形和菱形数据点)。与图 13 讨论的一致, 两类试验的失稳线 IL 重合, 反映了在发生 I 型时两类试验满足相同的内在条件。图中矩形空心和实心数据点是本文

DEM 模拟结果, 与 Hostun 砂的失稳线表现出很好的一致性。

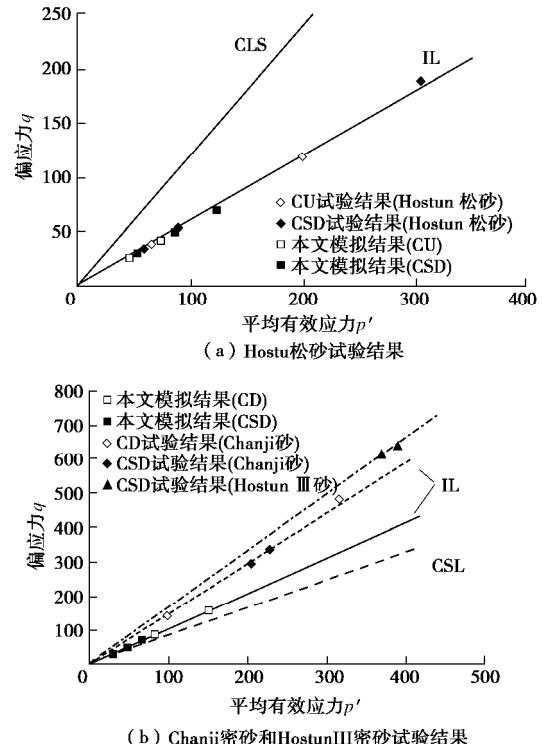


图 14 几种砂土试验结果与 DEM 模拟结果比较

Fig. 14 Comparison between test data and DEM results

Chu 等<sup>[21]</sup>对 Changi 砂进行了一系列三轴排水 (CD)、不排水 (CU) 和常剪应力剪切试验 (CSD) 试验。图 15 (b) 中菱形数据点是 Changi 密实试样的 CD 试验和 CSD 试验结果, 同样与 5.3 节讨论的一致, CD 和 CSD 试验的 II 型失稳线基本重合。图 14 (b) 中还给出了 Feia 等<sup>[36]</sup>所做的 HostunIII (HNM) 密实砂的 CSD 试验结果 (三角形数据点) 以及本文密实试样的模拟结果 (正方形数据点)。从图中可以看出, 本文的模拟结果与 Changi 砂和 Hoston 砂的试验结果规律一致, 图中不同砂失稳线斜率的差异反映了试样初始孔隙比的影响。

显然, 室内的试验结果与本文数值模拟结果均表明: 松砂发生 I 型失稳, 其失稳点处在临界状态线以内; 而密砂发生了 II 型失稳, 失稳点越过了临界状态线。不管是 I 型还是 II 型失稳, 失稳线位置与排水和不排水应力路径无关。

为了进一步分析初始孔隙比对失稳线斜率  $M_{IL}$  的影响, 将本文得到的失稳线斜率与初始孔隙比关系与 Chu 等<sup>[21]</sup>对松、密 Changi 砂的试验结果进行比较, 如图 15 所示。从图中可以看出, 本文 DEM 模拟结果与 Changi 砂的试验结果规律一致, 大致成反 “S” 型的曲线关系。但需要注意的是, 二者的临界孔隙比不同, 模拟的结果和试验数据点并不重合。

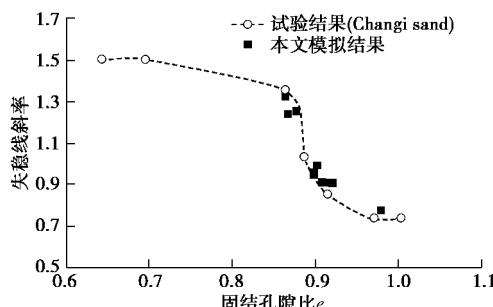


图 15 初始孔隙比与失稳线: Changi 砂与 DEM 模拟结果

Fig. 15 Relationship between  $M_{IL}$  and  $e$ : Changi sand and DEM results

## 6 结 论

本文采用离散元方法模拟了密砂和松砂在不同剪应力水平下的常偏应力剪切 (CSD) 试验, 实现了偏应力的较精准控制。基于 Hill 的二阶功失稳准则分析了砂土的失稳特征, 讨论了初始孔隙比和剪应力水平对 CSD 加载条件下砂土失稳的影响, 并进一步探讨了砂土失稳的排水不排水统一分析方法。最后将模拟结果与室内多种砂的试验结果进行了比较, 研究表明:

(1) Hill 的二阶功准则可以用来确定 CSD 试验中的失稳点, 根据失稳特征不同可将 CSD 试验中砂土的失稳分成两种类型:  $dp' < 0$  同时  $de_v > 0$  的 I 型失稳和  $dp' > 0$  同时  $de_v < 0$  的 II 型失稳。

(2) 在完全排水的 CSD 加载条件下, 固结后的初始孔隙比决定了砂土的失稳类型: 松散试样发生了 I 型失稳, 失稳线在临界状态线下; 而密实试样发生了 II 型失稳, 失稳线在临界状态线上。且初始孔隙比  $e$  还影响了失稳线的斜率  $M_{IL}$ , 本文的数值模拟结果和 Changi 砂试验结果一致, 在  $e$ - $M_{IL}$  坐标系中二者呈反“S”形曲线关系。

(3) 砂土初始孔隙比越大, 失稳越容易发生; 同一初始孔隙比条件下, 剪应力水平越高, 失稳发生的越快, 当剪应力  $q$  足够大时, 失稳在 CSD 剪切起点便可毫无征兆地发生, 这在实际工程中具有重要意义。

(4) 松砂和密砂的 CSD 试验失稳线分别与同一初始孔隙比 CU 和 CD 试验失稳线重合, 表明可用统一的方法分析砂土在不同排水应力路径下的失稳, 室内多种砂的试验结果与本文离散元模拟结果一致, 均说明了这一点。

## 参考文献:

- [1] CASTRO G. Liquefaction of Sands[D]. Boston: Harvard University, 1969.
- [2] LADE P V, PRADEL D. Instability and plastic flow of soils: I

experimental observations[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1990, **116**(11): 2532 – 2550.

- [3] LANCELOT L, SHAHROUR I, MAHMOUD M A. Instability and static liquefaction on proportional strain paths for sand at low stresses[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2004, **130**(11): 1365 – 1372.
- [4] LADE P V. Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **118**(1): 51 – 71.
- [5] KRAFT L M, GAVIN T M, BRUTON J C. Submarine flow slide in Puget Sound[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **118**(10): 1577 – 1591.
- [6] 符新军, 赵仲辉. 饱和粉砂不稳定性试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(2): 381 – 385. (FU Xin-jun, ZHAO Zhong-hui. Laboratory study of the instability of saturated silty sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(2): 381 – 385. (in Chinese))
- [7] 章根德, 韦昌富, 江礼茂. 饱和砂土的非稳定性[J]. 岩土工程学报, 1994, **16**(6): 39 – 46. (ZHANG Gen-de, WEI Chang-fu, JIANG Li-mao. The instability of saturated sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **16**(6): 39 – 46. (in Chinese))
- [8] MRÓZ Z, BOUKPETI N, DRESCHER A. Constitutive model for static liquefaction[J]. International Journal of Geomechanics, 2003, **3**(2): 133 – 144.
- [9] DESAI C S, PRADHAN S K, COHEN D. Cyclic Testing and constitutive modeling of saturated sand-concrete interfaces using the disturbed state concept[J]. International Journal of Geomechanics, 2005, **5**(4): 286 – 294.
- [10] RAHMAN M M, BAKI M A L, LO S R. Prediction of undrained monotonic and cyclic liquefaction behavior of sand with fines based on the equivalent granular state parameter [J]. International Journal of Geomechanics, 2014, **14**(2): 254 – 266.
- [11] 马刚, 常晓林, 刘嘉英, 等. 颗粒物质在等比例应变加载下的分散性失稳模式[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 1): 181 – 186. (MA Gang, CHANG Xiao-lin, LIU Jia-ying, et al. Diffusion failure mode of granular materials under proportional strain path loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S1): 181 – 186. (in Chinese))
- [12] CHU J, LO S R, LEE I K. Instability of granular soils under strain path testing[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **119**(5): 874 – 892.
- [13] LANCELOT L, SHAHROUR I, MAHMOUD M A. Instability and static liquefaction on proportional strain paths

- for sand at low stresses[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2004, **130**(11): 1365 – 1372.
- [14] JRAD M, SUKUMARAN B, DAOUADJI A. Experimental analyses of the behaviour of saturated granular materials during axisymmetric proportional strain paths[J]. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2012, **16**(1): 111 – 120.
- [15] ECKERSLEY J D. Instrumented laboratory flow slides[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(3): 489 – 502.
- [16] OLSON S M, STARK T D, WALTON W H. 1907 Static liquefaction flow failure of the north dike of Wachusett dam[J]. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 2000, **126**(12): 1184 – 1193.
- [17] HILL R. A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids[J]. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 1958, **6**(3): 236 – 249.
- [18] SASITHARAN S, ROBERTSON P K, SEGO D C, et al. Collapse behavior of sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1993, **30**(4): 569 – 577.
- [19] SKOPEK P, MORGENSTERN N R, ROBERTSON P, et al. Collapse of dry sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, **31**(6): 1008 – 1014.
- [20] ANDERSON S A, RIEMER M F. Collapse of saturated soil due to reduction in confinement[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995, **121**(2): 216 – 220.
- [21] CHU J, S L, LEONG W K. Unstable behavior of sand and its implication for slope instability[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, **40**(5): 873 – 885.
- [22] LADE P V, PRADEL D. Instability and plastic flow of soils I: experimental observations[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1990, **116**(11): 2532 – 2550.
- [23] LEONG W K, CHU J, TEH C I. Liquefaction and instability of a granular fill material[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2000, **23**(2): 178 – 192.
- [24] MONKUL M M, YAMAMURO J A, LADE P V. Failure, instability, and the second work increment in loose silty sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2011, **48**(6): 943 – 955.
- [25] CHU J, LEONG W K, LOKE W L, et al. Instability of loose sand under drained conditions[J]. *Journal of Geotechnical & Geo-environmental Engineering*, 2012, **138**(2): 207 – 216.
- [26] DONG Q, XU C, CAI Y, et al. Drained instability in loose granular material[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2015, **16**(2): 04015043.
- [27] 董全杨, 蔡袁强, 王军, 等. 松散砂土不稳定性试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014(3): 623 – 630. (DONG Quan-yang, CAI Yuan-qiang, WANG Jun, et al. Experimental study of instability of loose sand[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2014(3): 623 – 630. (in Chinese))
- [28] DAOUADJI A, ALGALI H, DARVE F, et al. Instability in granular materials: experimental evidence of diffuse mode of failure for loose sands[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2010, **136**(5): 575 – 588.
- [29] DAOUADJI A, HICHER P Y, JRAD M, et al. Experimental and numerical investigation of diffuse instability in granular materials using a microstructural model under various loading paths[J]. *Géotechnique*, 2013, **63**(5): 368 – 381.
- [30] DARVE F, LAOUAFA F, SERVANT G, et al. Continuous and discrete analyses of failure in geomaterials[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering*, 2004, **193**(27): 3057 – 3085.
- [31] DARVE F, SIBILLE L, DAOUADJI A, et al. Bifurcations in granular media: macro and micro-mechanics approaches[J]. *Comptes Rendus Mécanique*, 2007, **335**(9/10): 496 – 515.
- [32] ORENSE R, FAROOQ K, TOWHATA I. Deformation behavior of sandy slopes during rainwater infiltration[J]. *Soils and Foundations*, 2004, **44**(2): 15 – 30.
- [33] WANATOWSKI D, CHU J, LOKE W L. Drained instability of sand in plane strain[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, **47**(4): 400 – 412.
- [34] CHU J, WANATOWSKI D, LEONG W K, et al. Instability of dilative sand[J]. *Geotechnical Research*, 2015, **2**(1): 35 – 48.
- [35] FAN M, LIU Y, HAN J, et al. Numerical investigation of diffuse instability in sandy soil using discrete element method under proportional strain path loading[J]. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2018, **15**(11): e134.
- [36] FEIA S, SULEM J, CANOU J, et al. Changes in permeability of sand during triaxial loading: effect of fine particles production[J]. *Acta Geotech*, 2016, **11**(1): 1 – 19.

DOI: 10.11779/CJGE202003009

# 上部结构-土-隧道相互作用体系振动台试验模型土的设计与试验研究

谢 军<sup>1,2</sup>, 包淑贤<sup>2</sup>, 胡英飞<sup>2</sup>, 倪雅静<sup>2</sup>, 李延涛<sup>\*1</sup>

(1. 河北工业大学土木与交通学院, 天津 300400; 2. 河北建筑工程学院土木工程学院, 河北 张家口 075000)

**摘要:** 为使上部结构-土-隧道相互作用体系各部分的加速度相似比相匹配, 真实还原地震作用下整个体系的动力响应, 采用理论分析和试验相结合的方法, 设计了一种以锯末、河砂、粉质黏土以及水为成分的模型土。对试配的不同材料配比的模型土进行了大量 30 kPa 围压下的共振柱试验, 并以此为基础设计进行了正交试验, 创建  $Y(S_{\gamma}, S_a, Q)$  函数以判定模型土与原型土  $G/G_{max} - g$  动力特性曲线的相似性。正交试验结果表明: 模型土的材料锯末、河砂与粉质黏土最优质量比为 18% : 27% : 55%, 含水率为 50%; 最优方案模型土基本满足了其与原型土加速度相似比  $S_a$  等于 3、动剪切模量比  $G/G_{max}$  随剪应变  $g$  变化的关系曲线相似的预期目标; 并获得了各添加材料对模型土相关动力参数的影响规律。另外, 进行了 50, 70 kPa 围压下的最优配比模型土的共振柱试验, 验证了其基本满足与原型土在不同围压下  $G/G_{max} - g$  动力特性曲线的相似性, 同时对比二者的阻尼比  $I$  随剪应变  $g$  的变化关系曲线, 得出二者关于阻尼比的相似性尚可; 并基于卓越周期相似分析再次验证模型土与原型土的相似性。研究结论可为今后有关振动台试验模型土的配制提供一定的参考。

**关键词:** 振动台试验; 模型土; 共振柱试验; 正交试验

中图分类号: TU317.1; P315.93 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0476-10

**作者简介:** 谢 军(1979—), 男, 副教授, 主要从事工程抗震与振动控制等方面的教学和科研工作。E-mail: [xiejun79@126.com](mailto:xiejun79@126.com)。

## Design and experimental research on model soils used for shaking table tests of superstructure-soil-tunnel interaction system

XIE Jun<sup>1,2</sup>, BAO Shu-xian<sup>2</sup>, HU Ying-fei<sup>2</sup>, NI Ya-jing<sup>2</sup>, LI Yan-tao<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering and Transportation, Hebei University of Technology, Tianjin 300400, China; 2. School of Civil Engineering, Hebei University of Architecture, Zhangjiakou 075000, China)

**Abstract:** In order to match the similitude ratio of acceleration of a superstructure-soil-tunnel interaction system and truly restore its dynamic response under earthquake action, a kind of model soil composed of sawdust, river sand, silty clay and water is designed by combining the theoretical analysis with experiments. A large number of resonant column tests on the model soils with different material ratios are carried out at confining pressure of 30 kPa, then the orthogonal test scheme is designed and conducted, and  $Y(S_{\gamma}, S_a, Q)$  function is created to judge the similitude about dynamic shear modulus ratio-shear strain curves between model and prototype soils. The orthogonal test results show that the optimal mass ratio of sawdust, river sand and silty clay is 18% : 27% : 55%, and the moisture content is 50%. The model soil with the optimal proportion basically satisfies the expected target that its similitude ratio of acceleration to the prototype soil is 3 and its correlation curve of dynamic shear modulus ratio-shear strain is similar to that of the prototype soil. The influence laws about dynamic parameters of model soils are obtained for various additive materials. In addition, the resonant column tests on the model soil with the optimal proportion are carried out at confining pressures of 50 and 70 kPa. It is verified that the similitude between the model and prototype soils at different confining pressures is basically satisfied, their correlation curves about damping ratio and shear strain are compared, and it is obtained that their similitude about damping ratio is reasonable. Based on the similarity analysis of the predominant period, the similitude between the model and prototype soils is verified again. The research conclusions may provide some reference for the preparation of model soils in shaking table tests in the future.

基金项目: 河北省科技计划项目(16275406D); 河北建筑工程学院研究生创新基金项目(XY202016)

收稿日期: 2019-05-05

\*通信作者 ([hbltao@163.com](mailto:hbltao@163.com))



**Key words:** shaking table test; model soil; resonant column test; orthogonal test

## 0 引言

近年来, 为满足人们的生活需求, 国家在各大城市广泛开发地下空间, 如城市地铁隧道、地下商场等地下结构, 其中很多都建于城市已有建筑基础下部。地震发生时地下结构由于埋置于土中且受到上部结构的影响, 其受力特点和振动反应与上部建筑相比较为复杂, 因此有关地下结构的抗震问题亟待解决。目前为止地震作用下地下结构与土、上部结构的相互作用理论并未成熟, 在相关结构抗震设计时常常需要进行地震模拟振动台试验而提供一定试验资料。上部结构-土-隧道相互作用体系的振动台模拟试验中的一个关键问题是体系各部分之间的加速度相似比应相互匹配, 因此模型土的设计至关重要。多年来国内外相关学者从物理性态、力学性态相似等方面对模型土进行设计研究: Robb 等<sup>[1]</sup>为研究地震作用下某地铁-结构相互作用, 以动强度为主要相似参数进行了模型土的设计, 采用高岭土、膨润土、粉煤灰和水按一定比例混合模拟软黏土, 试验结果达到预期强度范围; Keizo 等<sup>[2]</sup>采用原型土进行地下结构振动台试验; Hamid<sup>[3]</sup>以剪切波速作为相似指标, 以高岭土, 膨润土、F 级粉煤灰、石灰和水混合制作模型土, 用以模拟软土地基下的土-结构振动台试验; 魏宝华等<sup>[4]</sup>以控制原型土的含水率和干密度来配制模型土; 窦远明等<sup>[5]</sup>从物理性态相似方面考虑配制模型土, 采用洗衣液、石英砂等材料, 以摩擦角、黏聚力等作为相似指标; 尚守平等<sup>[6]</sup>、燕晓等<sup>[7]</sup>以动剪切模量做为主要相似指标, 采用在原型土里添加锯末来降低动剪切模量, 其中文献[6]加速度相似比  $S_a$  的目标值为 1, 而实际值为 4.65; 文献[7]的  $S_a$  目标值为 5, 实际值为 4.4; 陈红娟等<sup>[8]</sup>基于结构与土周期相似比一致的原则, 以土的卓越周期作为相似指标, 场地土的卓越周期  $T=4h/v_s$ , 由相似理论得模型土的剪切波速比原型场地小很多, 故在原型土里添加锯末以降低剪切波速, 目标值  $S_a S_\rho / S_E = 1$ , 实际结果为 0.15。

土的复杂多样性以及物理、力学性态参数较多导致模型土的配制较为困难, 目前为止有关振动台动力特性试验模型土的配制方面, 多数研究者<sup>[6-8]</sup>所得试验结果未能较好满足预期目标, 尤其在模型土与原型土的  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线的相似性方面考虑较少。

本文以天津某场地粉质黏土为原型土, 地勘报告见表 1 所示。以模型土与原型土的加速度相似比  $S_a$  应与上部结构、隧道与对应模型结构的  $S_a$  相匹配以及模

型土与原型土的  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线相似为目标, 实施上部结构-土-隧道振动台试验模型土的设计与试验研究。

表 1 天津某场地地勘报告

Table 1 Geological survey report of a site in Tianjin

土层类别	土层厚度 $d/m$	埋深 $h/m$	密度 $\rho/(g\cdot cm^{-3})$	剪切波速 $v_{se}/(m\cdot s^{-1})$	最大动剪 切模量 $G_{\max}/MPa$
杂填土	3.1	3.1	1.85	132	32.23
粉质黏土	1.6	4.7	1.90	147	41.06
粉土	2.8	7.5	2.00	152	46.21
粉质黏土	3.1	10.6	1.90	168	53.63
粉质黏土	2.0	12.6	1.90	194	71.51
粉质黏土	2.0	14.6	2.00	223	99.46
粉质黏土	3.4	18.0	2.00	231	106.72
粉质黏土	7.5	25.5	2.00	240	115.20
粉土	2.6	28.1	2.00	242	117.13
粉质黏土	4.0	32.1	2.06	270	150.17
粉质黏土	2.4	34.5	2.06	285	167.32
粉质黏土	4.7	39.2	2.06	296	180.49
粉质黏土	2.8	42.0	1.99	311	192.47

## 1 模型土设计

### 1.1 模型相似关系

上部结构-土-隧道相互作用体系振动台试验的相似关系包括: ①上部结构模型、隧道模型与对应原型结构的相似; ②原型场地土与模型土的相似; ③上部结构模型、隧道模型与模型土的相似比的匹配。

考虑到试验的可行性, 对模型进行如下相似设计: ①根据振动台承载能力和台面尺寸等参数, 确定上部结构、隧道和场地土模型几何相似比为 1:30; ②上部结构和隧道尺寸较小, 无法完全配重, 且模型土与原型土加速度相似比  $S_a$  无法达到 1<sup>[6-8]</sup>, 故采用重力失真模型; ③天津地区设防烈度为 8 度, 对应的罕遇地震加速度为 0.4g, 本次试验振动台最大输出加速度为 1.2g, 为还原罕遇地震下体系的响应情况, 将振动台上部结构-土-隧道相互作用体系加速度相似比定为 3。

本次振动台试验根据 Buckingham  $p$  定理确定各物理量之间的相似关系<sup>[9]</sup>。以几何尺寸  $L$ 、密度  $\rho$  和弹性模量  $E$  为基本物理量, 土、上部结构及隧道的原型与对应的模型各物理量的相似比及其相似关系如表 2 所示。本次振动台试验是上部结构-土-隧道相互作用体系模型的动力响应试验, 土的动剪切模量为土的重要动力特性参数, 因此本文有关模型土的设计研究以模型土与原型土的动剪切模量比作为主要相似参数, 相似关系控制方程如下:

$$S_a = S_G / S_\rho S_1 \quad \text{。} \quad (1)$$

式中,  $S_a$ ,  $S_G$ ,  $S_p$ ,  $S_l$  为模型土与原型土的相似参数,  $S_a$  为加速度相似比,  $S_G$  为动剪切模量相似比,  $S_p$  为密度相似比,  $S_l$  为几何尺寸相似比。

表 2 模型相似关系

Table 2 Similitude relations of model

物理量	相似关系	上部结构	隧道	土
长度 $l$	[L]	$S_L = 1/30$	$S_L = 1/30$	$S_L = 1/30$
线位移 $\delta$	[L]	$S_\delta = S_L$ $= 1/30$	$S_\delta = S_L$ $= 1/30$	$S_\delta = S_L$ $= 1/30$
弹性模量 $E$	[FL <sup>-2</sup> ]	$S_E = 0.3$	$S_E = 0.265$	$S_E = S_G$
等效质量密度 $\rho_e$	[FL <sup>-4</sup> T <sup>2</sup> ]	$S_{\rho_e} = 3$	$S_{\rho_e} = 2.65$	$r_m / r_p$
频率 $\omega$	[T <sup>-1</sup> ]	$S_\omega = 1/S_T$ $= 9.523$	$S_\omega = 1/S_T$ $= 9.523$	9.523
时间 $t$	[T]	$S_T = S_L \sqrt{S_{\rho_e} / S_E}$ $= 0.105$	0.105	0.105
加速度幅值 $a$	[LT <sup>-2</sup> ]	$S_a = S_E / (S_L S_{\rho_e})$ $= 3$	3	$S_G / S_p S_l$ $= 3$

## 1.2 相似材料

振动台试验能否真实还原地震作用下上部结构–土–隧道相互作用体系的响应取决于相似材料的选择。为使原型土与模型土满足本次试验所设定的主要相似条件, 相似材料在选用方面需遵循以下原则: ①应考虑选择获取方便且成本较为合理的材料; ②相似材料的性质应比较稳定, 在模型土配制及向模型箱装填过程中不随周围温度等环境的变化而发生变化; ③模型土便于配制及振动台装填; ④有关模型土与原型土动力学参数的相似比可通过改变模型土各材料的配比进行调控。

本次试验模型土与原型土的加速度相似比  $S_a$  的目标值为 3, 可通过降低模型土与原型土的刚质比相似系数  $S_G/S_p$  以达到目标值。通过以下方法可调节土的相关参数: ①向土中掺加锯末能够降低剪切模量及密度等参数<sup>[6-8]</sup>; ②加入河砂能够在一定程度上调节土的  $G/G_{max} - g$  曲线<sup>[9]</sup>; ③原型土不添加其他材料配制模型土时, 可通过改变土的干密度和含水率来调节土的  $S_p/S_G$ <sup>[4]</sup>。锯末与河砂这两种材料性质稳定, 成本低且取材较易。本文以天津某场地粉质黏土为原型土, 将粉质黏土、河砂、锯末和水按比例均匀混合以配制上部结构–土–隧道相互作用体系振动台试验所需模型土, 以下简称为模型土。

## 1.3 土体动应力–动应变非线性相似关系

文献[10]提出模型土与原型土的动应力–动应变关系的相似性是动力模型试验设计的重要因素。循环荷载作用下土体的动应力–动应变关系的骨干曲线形状最接近双曲线模型。国内外常用于描述土体骨干曲线的双曲线模型有 Hardin 模型、Davidenkov 模型、

Stokoe 模型等<sup>[9]</sup>。王志佳<sup>[9]</sup>采用以上列举的 3 种模型对黏性土与砂性土进行拟合, 通过对分析模型的拟合参数及拟合标准差结果后得到结论: Hardin 模型在拟合精度方面较差, Stokoe 模型参数较少且拟合精度与 Davidenkov 模型较一致。本次试验土的动应力–动应变关系的双曲线模型选用 Stokoe 模型, 其表达式为

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + (g/g_r)^\alpha}, \quad (2)$$

式中,  $G$  为动剪切模量,  $G_{max}$  为最大动剪切模量,  $g$  为动剪应变,  $g_r$  为参考剪应变,  $\alpha$  为曲率系数。

## 1.4 试验目标

(1) 使上部结构–土–隧道相互作用体系各部分的原型与模型的加速度相似比相匹配, 模型土与原型土的加速度相似比  $S_a$  的目标值为 3。

(2) 以天津某场地粉质黏土为原型土, 参考天津地区不同深度土层粉质黏土的动剪应变与动剪切模量比的平均值<sup>[11]</sup>, 采用 Stokoe 模型拟合得到天津粉质黏土不同深度土层的  $G/G_{max} - g$  曲线。本次试验所配制模型土采用 Stokoe 模型拟合所得  $G/G_{max} - g$  曲线应与天津粉质黏土相似。

## 2 共振柱试验

### 2.1 试样制作

将粉质黏土和河砂分别烘干, 用木碾将粉质黏土碾碎, 采用匀质干燥杨木锯末。锯末、河砂和粉质黏土分别过 2 mm 筛后, 将粉质黏土、锯末、河砂和水按照一定质量比例混合均匀后装入密封袋中闷料 24 h, 闷料完成后, 选用模具规格为 39.1 mm × 80 mm, 按照土工试验方法标准<sup>[12]</sup>制样。制样完成后, 将滤纸片和透水石依次贴在土样上下两端, 制成土样饱和器, 然后装入真空缸中进行 1 h 抽气, 抽气完成后向真空缸中注水对试样进行饱和, 饱和时间为 12 h。

试验所用锯末、河砂、粉质黏土、土样及共振柱如图 1 所示。

### 2.2 试验仪器、方法与数据分析

共振柱试验是被公认为测定土力学参数最可靠的方法, 美国测试与材料协会 (ASTM) 就将其纳入行业标准<sup>[8]</sup>。本次试验所采用仪器为河北工业大学土木工程岩土实验室的 GZZ-50B 型自由振动式共振柱, 采用自由振动法测量模型土的有关土动力学参数。将饱和完成的土样脱模安装到共振柱上后, 施加 30 kPa 围压固结 8 h, 固结完成后按照 GZZ-50 型共振柱仪操作说明进行共振柱试验, 得到不同配比的模型土在 30 kPa 围压下的动剪应变、动剪切模量与阻尼比的试验数据。使用 origin 软件对试验数据进行处理分析, 创

建 Stokoe 模型函数, 以  $G_{\max}$ ,  $g_r$  和  $\alpha$  作为参数进行拟合, 得到不同配比的模型土的  $G_{\max}$  拟合参数值及  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线。

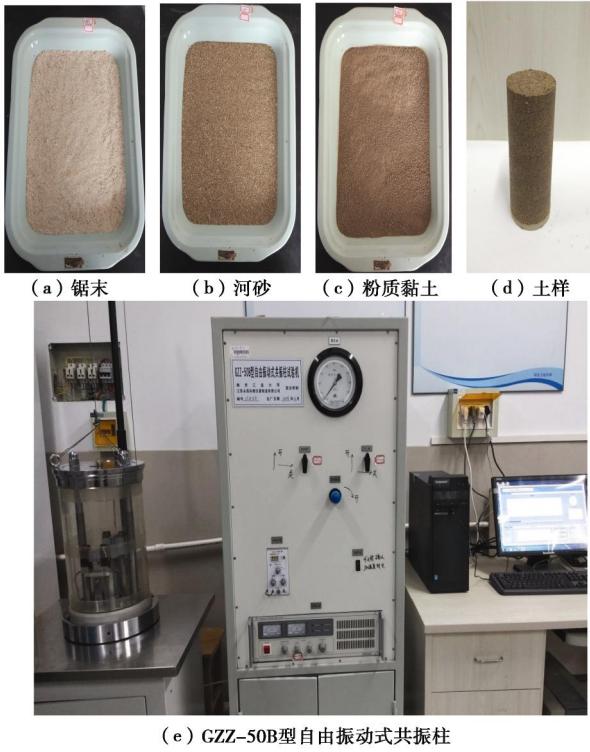


图 1 试验仪器及土样

Fig. 1 Test instrument and soil sample

### 2.3 试配试验

为找出满足本次试验所设定相似目标的模型土的最优配比, 进行了大量的试配试验。图 2 中的 B~P 代表前期试配的部分不同配比模型土的  $G/G_{\max} - g$  曲线, Q 代表原型粉质黏土的  $G/G_{\max} - g$  曲线。

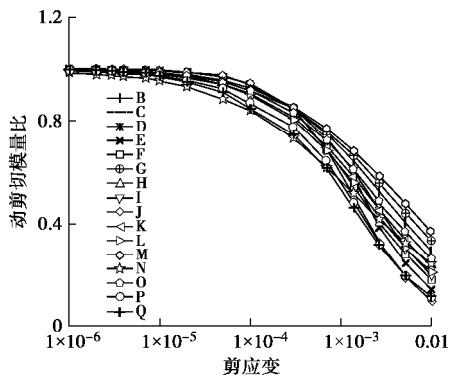


图 2 原型土及试配方案  $G/G_{\max} - g$  曲线

Fig. 2 Curves of  $G/G_{\max} - g$  of prototype soil and test schemes

通过试验结果得出: 由方案 P 的模型土 (其成分锯末、河砂、粉质黏土质量比为 18% : 27% : 55%, 含水率为 50%) 所得的加速度相似比  $S_a$  等相关参数较符合所设定的相似目标。

### 3 正交试验设计及结果分析

在试配试验的方案 P 的基础上设计并进行 30 kPa 围压下的模型土正交试验, 以确定满足设定目标的模型土中各添加材料的最优比例, 并研究各添加材料对模型土的动力学参数以及  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线的影响规律。

#### 3.1 正交试验设计及部分结果

通过改变含水率, 或控制锯末、河砂和粉质黏土各材料所占这三者总质量百分比可以调节模型土的部分动力学参数。选取锯末含量 A、含砂量 B 和含水率 C 这 3 个影响因素, 每种因素设置 3 个水平, 采用正交表 L<sub>9</sub>(3<sup>4</sup>) 确定正交方案配比组合, 各方案配比及部分结果见表 3 所示。

表 3 正交试验方案及部分结果

Table 3 Orthogonal test schemes and partial results

方案	锯末 A/%	河砂 B/%	含水率 C/%	密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	最大动剪切模量 $G_{\max}/MPa$	加速度 相似比 $S_a$
1	18	21	35	1.42	9.516	3.51
2	18	27	50	1.49	8.283	2.91
3	18	33	60	1.56	6.799	2.28
4	23	21	50	1.33	9.165	3.60
5	23	27	60	1.46	7.402	2.64
6	23	33	35	1.20	8.751	3.81
7	28	21	60	1.25	6.318	2.64
8	28	27	35	1.06	6.350	3.12
9	28	33	50	1.09	6.319	3.00

注: 因素 A 为锯末含量, 即锯末占锯末、河砂和粉质黏土总质量的百分比 ( $m_{\text{锯末}}/m_{\text{总}}$ ), 因素 B 为河砂含量, 即河砂占锯末、河砂和粉质黏土总质量的百分比 ( $m_{\text{砂}}/m_{\text{总}}$ )。

对表 3 中 9 组不同配比的模型土分别进行共振柱试验, 每组模型土至少做 3 个试样以减小误差的影响。试验测得各组模型土在 30 kPa 围压下的动剪应变和对应的动剪切模量。对每组模型土的动剪切模量-动剪应变数据采用本文 2.2 节的数据处理方法进行拟合, 得出各方案模型土的 Stokoe 模型相关参数及  $G/G_{\max} - g$  曲动力特性曲线。依据相关参数评判得出模型土各添加材料的最优配比, 并采用极差法和方差分析法分析各材料掺量对模型土动力特性参数的影响规律。

#### 3.2 $G/G_{\max} - g$ 曲线相似性分析

图 3 中 m1~m9 分别代表方案 1 到方案 9 的  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线; p 为粉质黏土即原型土的  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线, 此曲线是由文献[11]中统计的天津地区 0~50 m 深度处的粉质黏土动剪应变  $g$  与对应的动剪切模量比  $G/G_{\max}$  的平均值采用 Stokoe 模型拟合所得。

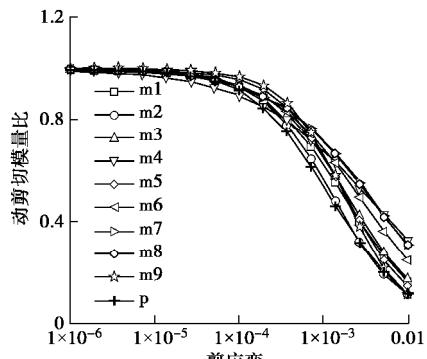
图3 原型土及正交方案  $G/G_{\max} - g$  曲线

Fig. 3 Curves of  $G/G_{\max} - g$  of prototype soil and orthogonal schemes

本次判定模型土与原型土  $G/G_{\max} - g$  曲线的相似问题借鉴最小二乘法原理: 将原型土拟合的 Stokoe 模型作为回归函数  $F(g_r, \alpha)$ , 引入二元函数, 见下式:

$$\left. \begin{aligned} Q(g_r, a) &= \sum_{i=1}^n (F_i^p - F_i^m)^2, \\ F_i^p &= \frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + (g_i/g_r^p)^\alpha}, \\ F_i^m &= \frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + (g_i/g_r^m)^\alpha}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中  $F_i^p$  为原型土采用 Stokoe 模型拟合所得剪应变 (区间为  $10^{-6} \sim 10^{-2}$ ) 下的  $G/G_{\max}$  值,  $g_r^p$  为原型土参考剪应变;  $F_i^m$  为各方案模型土采用 Stokoe 模型拟合所得剪应变下的  $G/G_{\max}$  值,  $g_r^m$  为模型土参考剪应变。

$Q(g_r, a)$  函数的直观意义是表示各方案模型土与原型土相同剪应变 (区间范围为  $10^{-6} \sim 10^{-2}$ ) 下对应的  $G/G_{\max}$  的距离的平方和, 以下简写为  $Q$  函数。 $Q$  函数值越小, 说明该方案模型土偏离原型土  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线程度越小。

$Q$  函数只能反映模型土与原型土动力特性曲线选取的比较点的偏离程度, 不能反映出两者之间的曲线形状相似程度。而 Stokoe 模型中曲率系数  $a$  和参考剪应变  $g_r$  决定着曲线的形状, 为综合考虑 Stokoe 模型中参考剪应变  $g_r$  和曲率系数  $a$  对曲线相似性的影响, 因此创建一个新的三元  $Y(S_{g_r}, S_\alpha, Q)$  函数:

$$Y(S_{g_r}, S_\alpha, Q) = (S_{g_r} - 1)^2 (S_\alpha - 1)^2 \cdot Q. \quad (4)$$

式中,  $S_{g_r}$  为参考剪应变相似比,  $S_\alpha$  为曲率系数相似比。

$S_{g_r}$  值和  $S_\alpha$  值越接近 1,  $Q$  值越小,  $(S_{g_r} - 1)^2 (S_\alpha - 1)^2$  与  $Q$  乘积值即  $Y(S_{g_r}, S_\alpha, Q)$  函数值越小, 该方案模型土与原型土的  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线偏离程度越小、曲线形状相似程度越高, 曲线整体的相似程度就越高。 $Y(S_{g_r}, S_\alpha, Q)$  函数同时结合  $Q(g_r, a)$  函数值与 Stokoe 模型拟合参数值, 从两个方面综合评判模型土与原型土  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线的相似性。由表 4 得方案 2 模型土与原型土的  $G/G_{\max} - g$  动力特性

曲线相似度最高。

表 4 正交方案 Stokoe 模型拟合参数及  $Q$  值、 $Y$  值

Table 4 Fitting parameters of Stokoe model and values of  $Q$  and  $Y$  for orthogonal tests

方案	参考剪应变 $g_r$	曲率系数 $a$	$Q(g_r, a)$	$Y(S_{g_r}, S_\alpha, Q)$
P	0.00118	0.943	0	0
1	0.00174	0.925	0.033	$2.71 \times 10^{-6}$
2	0.00130	1.015	0.003	$1.80 \times 10^{-7}$
3	0.00195	0.954	0.055	$3.18 \times 10^{-6}$
4	0.00320	0.628	0.179	0.0585
5	0.00191	1.075	0.062	0.0004
6	0.00266	0.834	0.134	0.0028
7	0.00349	0.750	0.219	0.0351
8	0.00343	0.748	0.217	0.0337
9	0.00181	1.201	0.063	0.0013

注: P 代表粉质黏土。

### 3.3 加速度相似比分析

由式 (1) 得模型土与原型土的刚质比相似系数  $S_G/S_p$  目标值为 0.1, 各正交方案模型土的密度  $r$  的变化区间为  $1.06 \sim 1.56 \text{ g/cm}^3$ , 原型土密度  $r$  为  $2.0 \text{ g/cm}^3$ , 对应的动剪切模量比  $S_G$  目标值区间为  $0.053 \sim 0.078$ 。由相似理论可知围压相似比应与动剪切模量相似比相等, 正交方案模型土围压均为  $30 \text{ kPa}$ , 因此对应原型土的围压区间为  $385 \sim 556 \text{ kPa}$ 。根据天津场地地勘报告得该围压区间的最大动剪切模量约为  $115 \text{ MPa}$ , 故将各正交方案对应的原型土的  $G_{\max}$  定为  $115 \text{ MPa}$ 。

由表 3 可知方案 1、方案 4 与方案 6 的加速度相似比  $S_a$  明显偏高于目标值 3, 方案 3、方案 5 与方案 7 的  $S_a$  低于目标值 3, 方案 2、方案 8 与方案 9 的  $S_a$  值最为接近目标值。

### 3.4 各因素对试验结果影响分析

(1) 极差法分析各因素对  $G/G_{\max} - g$  曲线相似性影响

极差分析法是通过对比各因素的最大值和最小值之差来分析各因素对所选指标影响问题。极差越大, 说明该因素对所选指标影响越显著。以  $Y(S_{g_r}, S_\alpha, Q)$  函数值为指标, 以下简写为  $Y$  函数。采用极差分析法评价锯末、河砂的含量以及含水率对  $G/G_{\max} - g$  曲线相似性的影响。极差分析结果见表 5 和图 4。

表 5 各因素对曲线相似性影响极差分析

Table 5 Range analysis of influences of various factors on similitude of curves

项目	因素		
	锯末 A	河砂 B	水 C
$K_1$	$6 \times 10^{-6}$	0.093	0.036
$K_2$	0.061	0.034	0.059
$K_3$	0.070	0.004	0.035
极差	0.070	0.089	0.024
主→次			$B \rightarrow A \rightarrow C$

注:  $K_i$  为正交方案任一列上水平号为  $i$  时所对试验结果之和。

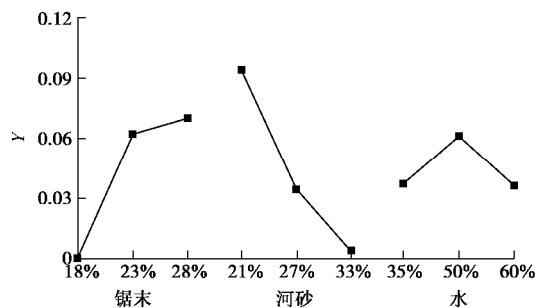


图4 各因素含量对曲线相似性影响趋势图

Fig. 4 Influences of factors on similitude of curves

从表5及图4可以得出一些结论：

a) 由表5可得因素B的极差值大于因素A和因素C的极差，说明河砂含量对 $Y(S_g, S_\alpha, Q)$ 值的影响最为明显，即对模型土与原型土二者的 $G/G_{\max} - g$ 动力特性曲线的相似性影响最大，其次是锯末含量，含水率对模型土与原型土动力特性曲线的相似性的影响作用最小。

b) 由图4可得，当模型土中的锯末含量在18%~28%之间时，锯末含量越多，Y值越大，表明模型土偏离原型土 $G/G_{\max} - g$ 曲线程度越大，导致模型土与原型土动力特性曲线的相似度越差。

c) 由图4可得，在一定范围内，即模型土中的河砂含量在21%~33%之间时，Y值随着河砂含量的增加而减小，模型土偏离原型土 $G/G_{\max} - g$ 的曲线程度就越小，说明河砂含量的改变能在一定程度上调节模型土的动力特性曲线，降低模型土与原型土的 $G/G_{\max} - g$ 曲线之间的偏离程度，改善模型土与原型土的动力特性曲线之间的相似性。

d) 模型土的含水率在不同范围内变化对模型土与原型土动力曲线的相似性影响效果有所差异。从图4中可以看出当含水率在35%~50%之间时，Y值随着含水率的增加而增加，即模型土偏离原型土动力曲线的程度越大，二者相似度越差；当含水率在50%~60%时，Y值随着含水率的增加而减小，说明在此区间内含水率越高，模型土与原型土二者的 $G/G_{\max} - g$ 曲线相似程度越好。

#### (2) 方差分析法分析各材料对模型土 $G_{\max}$ , $G_{\max}/r$ 的影响规律

方差分析法可用于检验有关因素对试验结果有无显著影响。以模型土的最大动剪切模量 $G_{\max}$ 、最大动剪切模量 $G_{\max}$ 与密度 $r$ 之比 $G_{\max}/r$ 作为试验指标。在置信水平 $\alpha=0.01$ ,  $\alpha=0.05$ 条件下，从 $F$ 分布表查得因素显著性临界值 $F_{0.05}(2,6)=5.14$ ,  $F_{0.01}(2,6)=10.92$ 。由表6, 7得出锯末含量对模型土的 $G_{\max}$ 有显著影响，含水率对模型土的 $G_{\max}/r$ 有显著影响。

表6 模型土的 $G_{\max}$ 的方差分析Table 6 Variance analysis of  $G_{\max}$  of model soils

项目	因素		
	锯末 A	河砂 B	水 C
组间均方 MSA	4.249	2.525	1.559
组内均方 MSe	0.820	1.539	1.715
F值 ( $F=MSA/MSe$ )	5.181	1.641	0.908
单因素显著性	显著	不显著	不显著

表7 模型土的 $G_{\max}/r$ 的方差分析Table 7 Variance analysis of  $G_{\max}/r$  of model soils

项目	因素		
	锯末 A	河砂 B	水 C
组间均方 MSA	0.722	0.350	2.717
组内均方 MSe	1.001	1.125	0.432
F值 ( $F=MSA/MSe$ )	0.721	0.311	6.289
单因素显著性	不显著	不显著	显著

### 3.5 综合判定模型土最优配比

本次试验关于模型土与原型土的相似性判定标准如下：

(1) 由表4可知正交试验方案2的模型土与原型土的 $G/G_{\max} - g$ 曲线在相同剪应变下(区间范围为 $10^{-6} \sim 10^{-2}$ )对应点的动剪切模量比 $G/G_{\max}$ 的距离的平方和即 $Q$ 值等于0.003,  $Y$ 值等于 $1.80 \times 10^{-7}$ ，均为各正交方案中的最小值， $Q$ 值越小说明两曲线距离越近， $Y$ 值越小说明两曲线形状越接近。故方案2的模型土与原型粉质黏土的动力特性曲线最相似。

(2) 本次试验模型土与原型土的加速度相似比 $S_a$ 目标值为3，方案2的 $S_a$ 值为2.9，接近目标值3。

综合判定得出方案2为本次试验模型土的最优方案，模型土各材料锯末、河砂和粉质黏土所占固体颗粒总质量的比例为18%锯末 27%砂 55%粉质黏土，含水率为50%。

### 4 不同围压下模型土的验证

为进一步验证方案2模型土是否满足不同围压下与对应深度处原型土的 $G/G_{\max} - g$ 动力特性曲线的相似性，以及不同围压下模型土与原型土的加速度相似比 $S_a$ 是否满足预期目标值3，对方案2模型土另外进行了50 kPa与70 kPa围压下的共振柱试验。

由表8可知加速度相似比 $S_a$ 在2.54~2.9之间，与目标值3较为接近。由图5及表9可知不同围压下的模型土与对应深度的原型土的 $G/G_{\max} - g$ 动力特性曲线基本相似：3个围压下的 $S_g$ ,  $S_\alpha$ 值都接近1,  $Q$ 值在0.003~0.007之间,  $Y$ 值在 $1.11 \times 10^{-7} \sim 8.44 \times 10^{-7}$ 之间，说明两曲线的形状相似、距离接近，可认为曲线相似。方案2基本满足不同围压下本次试验所设定

模型土与原型土的相似目标,确定作为本次上部结构-土-隧道模型振动台试验所用模型土。

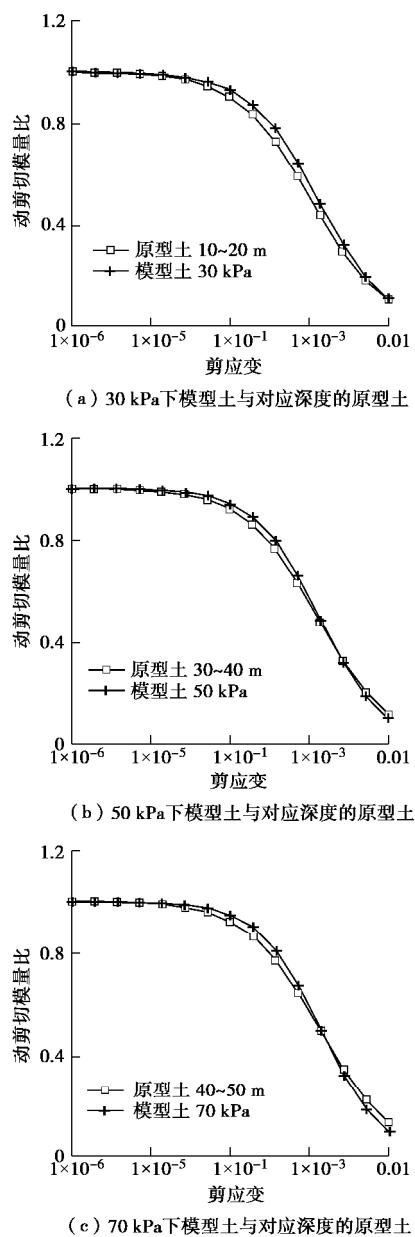


图5 不同围压下模型土与对应深度原型土的  $G/G_{\max} - g$  曲线

Fig. 5 Curves of  $G/G_{\max} - g$  of model soils and corresponding

depths of prototype soils at different confining pressures

表8 模型土与原型土的加速度相似比相关参数

Table 8 Correlation parameters about similitude ratio of acceleration of model and prototype soils

类别	围压 $\sigma/\text{kPa}$	最大动剪切模量 $G_{\max}/\text{MPa}$	加速度相似比 $S_a$
原型土	402	115	2.9
模型土	30	8.3	
原型土	670	150	
模型土	50	10.3	2.76
原型土	940	192	
模型土	70	12.0	2.54

表9 模型土与原型土  $G/G_{\max} - g$  曲线相似性相关参数

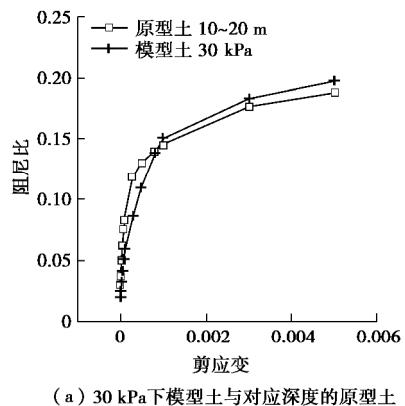
Table 9 Correlation parameters about similitude of  $G/G_{\max} - g$  of model and prototype soils

类别	围压 $\sigma/\text{kPa}$	参考剪应变 $\gamma_r$	曲率系数 $\alpha$	$Q$	$Y$
原型土	402	0.00106	0.945	0.003	$8.44 \times 10^{-7}$
模型土	30	0.00130	1.015		
原型土	670	0.00127	0.961	0.004	$1.68 \times 10^{-7}$
模型土	50	0.00134	1.074		
原型土	940	0.00136	0.935	0.007	$1.11 \times 10^{-7}$
模型土	70	0.00139	1.104		

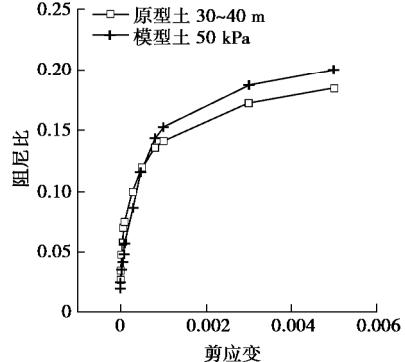
另外,阻尼比也是土的动力特性中的一个重要参数,由于它是无量纲量,所以模型土和原型土应该具有相同的阻尼比  $I$  随剪应变  $g$  的变化关系曲线<sup>[6]</sup>。

原型土的阻尼比  $I$  随剪应变  $g$  变化的  $I - g$  曲线由天津地区不同深度土层粉质黏土的动剪应变与阻尼比的平均值<sup>[11]</sup>拟合得到,最优配比模型土在不同围压下的  $I - g$  曲线由每组试样进行共振柱试验得到的所有数据拟合所得。

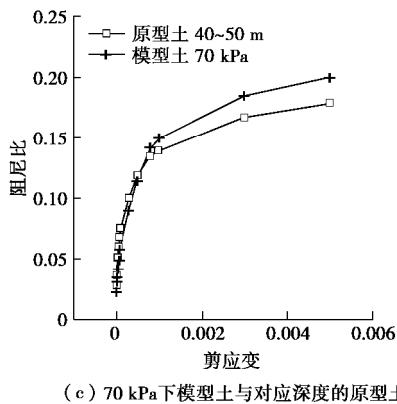
由图6可得最优配比模型土与原型土在不同围压下的  $I - g$  曲线趋势相同:阻尼比  $I$  都随着剪应变  $g$  的增大而增大,两者的阻尼比随着剪应变的增大都逐渐趋于定值。两者  $I - g$  曲线的形状虽有一定差别,但是整体的变化趋势基本一致,最优配比模型土与原型土的阻尼比 - 剪应变曲线相似度尚可。



(a) 30 kPa下模型土与对应深度的原型土



(b) 50 kPa下模型土与对应深度的原型土



(c) 70 kPa下模型土与对应深度的原型土

图 6 不同围压下模型土与对应深度原型土的  $I - g$  曲线

Fig. 6 Curves of  $I - g$  of model soils and corresponding depths of prototype soils at different confining pressures

## 5 卓越周期相似分析

抗震设计中, 场地的卓越周期对结构的地震响应影响较大<sup>[8,13]</sup>。根据相似理论, 土的卓越周期相似比应与上部结构及隧道的周期相似比一致, 可基于土的卓越周期相似的原则设计模型土<sup>[8, 13-14]</sup>。

为进一步保证设计的方案 2 模型土与原型土在地震响应时的相似性, 需比较方案 2 模型土与原型土的卓越周期相似系数  $S_T$  是否达到预期目标值 0.105。

由天津场地地勘报告可得原型场地土的剪切波速随深度不断变化, 故采用等效剪切波速计算原型土的周期。

$$\left. \begin{aligned} T &= 4h/v_{se}, \\ v_{se} &= d_0/t, \\ t &= \sum_{i=1}^n d_i/v_{si}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中,  $h$  为总土层厚度,  $v_{se}$  为土层等效剪切波速 (m/s),  $d_0$  为计算深度 (m),  $t$  为剪切波在地面至计算深度之间的传播时间,  $d_i$  为计算深度范围内第  $i$  土层的厚度 (m),  $v_{si}$  为计算深度范围内第  $i$  土层的剪切波速 (m/s),  $n$  为计算深度范围内土层的分层数。

根据式 (5) 计算得到天津原型场地土的等效剪切波速  $v_{se}$  为 214.998 m/s, 卓越周期  $T$  为 0.781 s。根据方案 2 模型土在不同围压下的最大动剪切模量值, 代入式 (6)<sup>[15]</sup>, 采用 origin 软件拟合得到式 (6) 中的系数  $k$  与  $n$  的值 (如图 7), 即可以得出模型土在不同围压下的  $G_{max}$  计算公式。

$$G_{max} = k \cdot p_a \left( \frac{S_3}{p_a} \right)^n, \quad (6)$$

式中,  $k, n$  为常数,  $S_3$  为围压,  $p_a$  为大气压力, 等于  $1.01 \times 10^5$  Pa。

模型土深度根据模型箱深度取 1.4 m, 围压为

$$S = rgh = 1.49 \times 10 \times 1.4 = 20.86 \text{ kPa}。 \quad (7)$$

按模型箱深度将模型土分为 14 层, 模型土的等效剪切波速计算式如下:

$$\left. \begin{aligned} v_{se} &= h/t, \\ t &= \int_0^h \frac{d_x}{v_s} = \int_0^h \frac{d_x}{\sqrt{G_{max}/r}} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

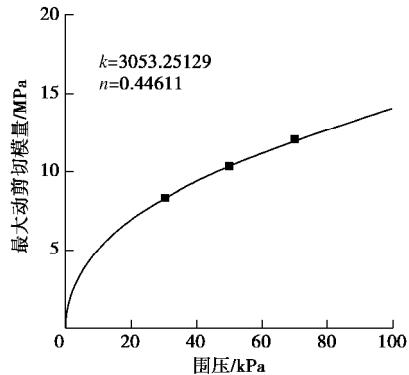
图 7 模型土拟合  $G_{max} - S_3$  曲线

Fig. 7 Fitting curve of  $G_{max} - S_3$  of model soils

根据式 (6), (8) 及采用 origin 软件拟合得到式 (6) 中的系数  $k$  与  $n$  的值, 编程计算得到方案 2 模型土的等效剪切波速为 82.285 m/s, 卓越周期为 0.068 s, 故方案 2 模型土与原型土的卓越周期相似比为 0.087。卓越周期相似比预期目标为 0.105, 表明本次研究所得模型土与原型土不仅与结构体系保持一致的加速度相似比, 在  $G/G_{max} - g$  动力特性曲线和卓越周期方面也具有较高的相似性。

## 6 结论

本文以天津某场地粉质黏土为原型土, 基于土与上部结构、下部隧道加速度相似比一致的原则, 设计了一种以锯末、河砂、粉质黏土和水为成分的模型土; 对不同配比的模型土进行共振柱试验, 找到满足设计目标的较优配比模型土, 并以此为基础进行正交试验, 研究得出各添加材料对模型土有关动力参数的影响规律; 同时验证了不同围压下最优配比的模型土与原型土是否满足设定的相似目标, 并且对比探讨了模型土与原型土关于阻尼比的相似性; 并基于土、上部结构与隧道周期相似比一致的原则验证了模型土与原型土的卓越周期相似性。本次试验为今后有关振动台模型土的配制研究提供了一定的参考。主要结论有:

(1) 本文试验采用 Stokoe 模型拟合参数, 同时引入  $Q(g_r, a)$  函数, 创建三元  $Y(S_{gr}, S_a, Q)$  函数, 从 Stokoe 模型拟合参数值、 $Q$  函数值和  $Y$  函数值三方面综合判定得出正交试验方案 2 的模型土与原型土的

$G/G_{\max} - g$  动力特性曲线最为相似, 且其与原型土的加速度相似比非常接近  $S_a$  等于 3 的相似目标, 由此将其确定为最优配比模型土, 作为本次关于上部结构–土–隧道振动台试验所需模型土。最优配比方案模型土材料中锯末、河砂与粉质黏土质量比为 18% : 27% : 55%, 含水率为 50%。

(2) 模型土中的河砂含量对模型土与原型土的  $G/G_{\max} - g$  的动力曲线相似性影响程度最大, 其次是锯末含量, 含水率对二者的动力曲线相似性影响最小。3 种材料的添加对  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线的调节范围较广, 对其它土质的  $G/G_{\max} - g$  曲线也可以通过添加并调节锯末、河砂的含量及含水率进行模型土的配制。

(3) 模型土中锯末含量对最大动剪切模量  $G_{\max}$  影响显著, 锯末掺量越多,  $G_{\max}$  越小, 但同时  $Y$  值越大, 导致模型土  $G/G_{\max} - g$  动力特性曲线偏离原型土较多, 二者的动力曲线相似性越差; 含水率对模型土的  $G_{\max}/\rho$  值有显著影响, 可在一定范围内改变含水率以调节原型土与模型土的加速度相似比。

(4) 进行了不同围压下方案 2 模型土的共振柱试验, 进一步验证了不同围压下最优配比的模型土满足本次试验的预期相似目标。

(5) 同时对比探讨模型土与原型土关于阻尼比的相似性, 得出二者的  $I - g$  曲线趋势大致相同, 二者的阻尼比相似度尚可。

(6) 基于土、隧道与上部结构周期相似比一致的原则, 采用土的卓越周期相似系数验证模型土与原型土的相似性, 计算所得结果为 0.087, 与目标值 0.105 较为接近, 表明本次研究所得模型土与原型土关于卓越周期方面有较好的相似性。

## 参考文献:

- [1] ROBB E S M, VIC C, STEVEN K. Shake Table Testing to Quantify Seismic Soil-structure Interaction of Underground Structure[C]// Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Diego, 2010: 1 – 5.
- [2] KEIZO O, TOSHIO S, TADASHI K, et al. Research on streamlining seismic safety evaluation of underground reinforced concrete duct type structures in nuclear power stations. -Part2. Experimental aspects of laminar shear sand box excitation test with embedded RC models[C]// Transactions, SMIRT 16. Washington D C, 2001.
- [3] HAMID R T. Development of synthetic soil mixture for experimental shaking table tests on building frames resting on soft soils[J]. Geomechanics and Geoengineering-An International Journal, 2017, **12**(1): 28 – 35.
- [4] 魏宝华, 邓亚虹, 慕焕东, 等. 动力模型试验模型土配制初探[J]. 工程地质学报, 2015, **23**(5): 937 – 942. (WEI Bao-hua, DENG Ya-hong, MU Huan-dong, et al. Study on preparation of model soil in dynamic model test[J]. Journal of Engineering Geology, 2015, **23**(5): 937 – 942. (in Chinese))
- [5] 窦远明, 王建宁, 朱旭曦, 等. 软弱土质类相似材料的配比试验结果分析[J]. 水利水电技术, 2017, **48**(5): 128 – 135. (DOU Yuan-ming, WANG Jian-ning, ZHU Xu-xi, et al. Analysis of results of the mixture ratio test of soft soil similar material[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2017, **48**(5): 128 – 135. (in Chinese))
- [6] 尚守平, 刘方成, 卢华喜, 等. 振动台试验模型地基土的设计与试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, **26**(4): 199 – 204. (SHANG Shou-ping, LIU Fang-cheng, LU Hua-xi, et al. Design and experimental study of a model soil used for shaking table test[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2006, **26**(4): 199 – 204. (in Chinese))
- [7] 燕晓, 袁聚云, 袁勇, 等. 大型振动台试验模型场地土的配制方法[J]. 结构工程师, 2015, **31**(5): 116 – 120. (YAN Xiao, YUAN Jun-yun, YUAN Yong, et al. Study on model soil of large-scale shaking table test[J]. Structural Engineers, 2015, **31**(5): 116 – 120. (in Chinese))
- [8] 陈红娟, 闫维明, 陈适才, 等. 小比例尺地下结构振动台试验模型土的设计与试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2015, **35**(3): 59 – 66. (CHEN Hong-juan, YAN Wei-ming, CHEN Shi-cai, et al. Design and experimental research on model soil used for shaking table test of a small scale underground structure[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015, **35**(3): 59 – 66. (in Chinese))
- [9] 王志佳. 岩土工程振动台试验理论及在地下管线动力响应研究中的应用[D]. 成都: 西南交通大学, 2016. (WANG Zhi-jia. Theory of geotechnical shaking table test and its application in study of dynamic response of buried pipeline[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016. (in Chinese))
- [10] 王志佳, 张建经, 闫孔明, 等. 考虑动本构关系相似的模型土设计及相似判定体系研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(5): 1328 – 1332, 1338. (WANG Zhi-jia, ZHANG Jian-jing, YAN Kong-ming, et al. Model soil design considering similitude of dynamic constitutive model and evaluation of similarity level[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(5): 1328 – 1332, 1338. (in Chinese))

1338. (in Chinese))
- [11] 董亮, 夏峰. 天津地区土动力学参数变异性对地表地震动参数的影响[J]. 地震工程学报, 2017, 39(6): 1062 - 1069. (DONG Liang, XIA Feng. Effect of variability in soil dynamic parameters on the ground motion parameters of a site surface in the Tianjin Area[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, 39(6): 1062 - 1069. (in Chinese))
- [12] 土工试验方法标准[M]. 北京: 中国计划出版社, 1999. (Standard for Geotechnical Testing Method[M]. Beijing: China Planning Press, 1999. (in Chinese))
- [13] 徐炳伟. 大型复杂结构-桩-土振动台模型试验研究[D].
- 天津:天津大学, 2010. (XU Bing-wei. Shaking Table Test Studying Large-scale Soil-pile-complex Structure Interaction [D]. Tianjin: Tianjin University, 2010. (in Chinese))
- [14] 吴薪柳. 桩-土-复杂结构振动台试验与数值模拟及桩-土相关参数研究[D]. 天津: 天津大学, 2013. (WU Xin-liu. Pile-soil-complex Structure Shaking Table Test and Numerical Simulation and Study on Related Parameter of Pile-Soil[D]. Tianjin: Tianjin University, 2013. (in Chinese))
- [15] 张克绪, 谢君斐. 土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 1989. (ZHANG Ke-xu, XIE Jun-fei. Soil Dynamics[M]. Beijing: Seismological Press, 1989. (in Chinese))

### 标准摘录: 出版物上数字用法 (GB/T 15835—2011) 选用阿拉伯数字情形

#### (1) 用于计量的数字

在使用数字进行计量(将数字用于加、减、乘、除等数学运算)的场合, 为达到醒目、易于辨识的效果, 应采用阿拉伯数字。

示例 1: -125.03      34.05%      63%~68%      1: 500      97/108

当数值伴随有计量单位时, 如: 长度、容积、面积、体积、质量、温度、经纬度、音量、频率等等, 特别是当计量单位以字母表达时, 应采用阿拉伯数字。

示例 2: 523.56 km (523.56 千米)      346.87 L (346.87 升)      5.34 m<sup>2</sup> (5.34 平方米)

567 mm<sup>3</sup> (567 立方毫米)      605 g (605 克)      100~150 kg (100~150 千克)

34~39°C (34~39 摄氏度)      北纬 40° (40 度)      120 dB (120 分贝)

#### (2) 用于编号的数字

在使用数字进行编号(将数字用于为事物命名或排序, 但不用于数学运算)的场合, 为达到醒目、易于辨识的效果, 应采用阿拉伯数字。

示例: 电话号码: 9888

邮政编码: 100871

通信地址: 北京市海淀区复兴路 11 号

电子邮件地址: [x186@186.net](mailto:x186@186.net)

网页地址: <http://127.0.0.1>

汽车号牌: 京 A00001

公交车号: 302 路公交车

道路编号: 101 国道

公文编号: 国办发[1987]9 号

图书编号: ISBN 978-7-80184-224-4

刊物编号: CN11-1399

章节编号: 4.1.2

产品型号: PH—3000 型计算机

产品序列号: C84XB—JYVFD—P7HC4—6XKRJ—7M6XH

单位注册号: 02050214

行政许可登记编号: 0684D10004—828

#### (3) 已定型的含阿拉伯数字的词语

现代社会生活中出现的事物、现象、事件, 其名称的书写形式中包含阿拉伯数字, 已经广泛使用而稳定下来, 应采用阿拉伯数字。

示例: 3G 手机 MP3 播放器 G8 峰会 维生素 B<sub>12</sub> 97 号汽油 “5·27”事件 “12·5”枪击案

DOI: 10.11779/CJGE202003010

# 地震动强度参数与地铁车站结构动力响应指标分析

钟紫蓝, 申轶尧, 甄立斌, 张成明, 赵密, 杜修力\*

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

**摘要:** 影响地铁车站动力响应的地震动强度参数有多种, 研究地震动强度参数和结构地震响应指标的关联性对地下结构抗震设计具有重要的现实意义。为了研究近场地震动作用下适用于评价地铁地下车站的动力响应指标, 以大开地铁车站为原型, 基于非线性时程分析结果, 通过对 22 个地震动强度参数与结构地震响应指标进行双对数线性回归分析, 从有效性、实用性和效益性对地震动强度参数与结构地震响应指标进行分析评价。研究结果表明: 以地表峰值加速度 PGA 为代表的加速度型地震动参数和以加速度谱强度 ASI 为代表的谱相关型地震动参数更适合用于研究单层地铁车站结构, 适合用于预测结构在地震作用下的动力响应; 顶底板层间位移角、中柱底部剪力和中柱底部弯矩适合作为预测地铁地下结构的动力响应指标。

**关键词:** 地震动; 强度参数; 非线性动力分析; 地震响应指标; 有效性

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0486-09

作者简介: 钟紫蓝(1986—), 男, 副研究员, 博士, 主要从事地下结构抗震研究工作。E-mail: [zilanzhong@bjut.edu.cn](mailto:zilanzhong@bjut.edu.cn)。

## Ground motion intensity measures and dynamic response indexes of metro station structures

ZHONG Zi-lan, SHEN Yi-yao, ZHEN Li-bin, ZHANG Cheng-ming, ZHAO Mi, DU Xiu-li

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

**Abstract:** There are many kinds of ground motion intensity measures that affect the dynamic response of metro stations. It is of great practical significance to study the correlation between the ground motion intensity measures and the structural seismic response indexes for seismic design of underground structures. In order to study the ground motion intensity measures suitable for evaluating subway underground stations under the near-field ground motion, the Daikai metro station is taken as the prototype. Based on the results of nonlinear time-history analysis, through the bilinear logarithmic regression analysis of 22 seismic intensity measures and structural seismic response indexes, the ground motion intensity measures and structural seismic response indexes are analyzed and evaluated in terms of efficiency, practicality and proficiency. The results show that the acceleration ground motion intensity measure represented by PGA and the spectral correlation ground motion intensity measure represented by ASI are more suitable for studying one-story subway station structures, which are suitable for predicting the dynamic response of structures under ground motion. The drift ratio between the top slab and the bottom slab, the shear force at the bottom of the middle column and the bending moment at the bottom of the middle column are suitable as the dynamic response indexes for predicting the underground subway structures.

**Key words:** ground motion; intensity measure; nonlinear dynamic analysis; seismic response index; efficiency

## 0 引言

地震动强度参数(intensity measure, IM)是表征地震动强度的指标, 包含着大量和地震动特性相关的信息。在结构抗震分析中, 不同地震动强度参数在评估同一场地相同结构的地震响应时存在较大的差异性。因此如何根据合理的地震动强度参数来选择和调整实测地震记录进行结构地震动力响应分析, 一直是结构工程抗震研究所面临的一个难点。

已有研究表明, 当采用合适的 IM 和结构地震响

应指标(engineering demand parameter, EDP)时, 可以减少结构动力响应分析计算结果的离散性, 提高计算效率, 因此, 选用合理的地震动强度参数对结构动力响应分析至关重要。已有研究多用基于有效性

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51978020); 国家自然科学基金联合基金项目(U1839201); 广东省地震工程与应用技术重点实验室开放基金项目(2017B030314068)

收稿日期: 2019-07-10

\*通信作者(E-mail: [duxili@bjut.edu.cn](mailto:duxili@bjut.edu.cn))

(efficiency) 和充分性 (sufficiency) 两方面来衡量所选用的 IM 指标在评价结构地震响应的适用性。Riddell<sup>[1]</sup>选取单自由度 (single degree of freedom, SDOF) 系统为研究对象, 采用 90 条地震动记录, 对 23 个地震动强度参数和 4 个结构地震响应变量进行研究, 结果表明: 与地震动峰值位移相关的地震动强度参数对长周期结构的地震响应有显著影响。Padgett 等<sup>[2]</sup>选取多跨简支钢梁桥为研究对象, 基于人工合成地震记录和真实地震记录进行了桥梁结构地震响应研究, 研究结果表明, 地表峰值加速度 (PGA) 和基本周期对应的加速度反应谱,  $S_a(T_1, 5\%)$ , 是合成地震动记录中效果最佳的, 而累积绝对速度 (CAV) 是所选真实地震动中最佳的。叶列平等<sup>[3]</sup>选取 60 条原始地震动, 采用 33 个地震动强度参数, 基于弹塑性 SDOF 系统和多自由度 (MDOF) 系统进行了结构的非线性时程分析, 结合结构的代表性地震响应指标, 研究了不同的地震动强度参数与不同结构地震响应指标的相关性, 发现采用单一地震动指标不适合作为结构地震响应的唯一标准, 应采用复杂的多参数指标对结构地震响应进行合理评价。

增量动力分析 (incremental dynamic analysis, IDA) 方法是近年来逐渐发展起来的一种动力非线性分析方法, 其分析结果可以反映出结构随地震强度增加的损伤演化过程<sup>[4]</sup>。基于 IDA 的结构地震响应分析方法已成为结构抗震性能评估常用的方法之一, 但该方法在选择地震记录时缺乏统一标准, 且由于影响地震动的参数很多, 不同的地震动强度参数对结构弹塑性地震响应的影响十分复杂, 同时在现有研究中, 人们多关注于地震动强度指标与地上结构地震响应指标的相关性, 对于地上结构有关地震动强度参数的选取相关学者做了大量的研究, 提供了不少参考指标, 而对于地铁地下车站结构的地震响应与地震动强度参数的研究有限。基于此, 本文以日本大开地铁车站为原型, 选取 22 个地震动强度参数, 考虑近场地震动输入的不确定性, 通过增量动力分析 (IDA) 方法对土-结构体系进行非线性动力时程分析, 从有效性 (efficiency)、实用性 (practicality) 和效益性 (proficiency) 3 方面对所选地震动强度参数进行综合评估。本文对地铁地下车站结构抗震分析选取合理的地震动强度参数提供一定参考意义。

## 1 地震动强度参数选择

合理的地震动强度参数 IM 是预测结构响应和评价结构地震功能可恢复能力的重要基础, 应能反映结

构地震响应指标或损伤指标。目前常用的地震动强度参数有与结构独立的参数, 如累计绝对速度 (CAV)、Arias 强度 (AI)、均方根加速度  $a_{rms}$ 、PGA、地表峰值速度 PGV 等; 也有与结构相关参数, 如谱加速度  $S_a$ 、谱速度  $S_v$ 、谱位移  $S_d$  等两类。由于地震动输入具有很强的随机性, 导致结构的结果分析在很大程度上依赖于地震动输入, 采用不同的地震动强度参数所得到的分析结果往往不尽相同。

为了确定地震激励下结构反应的评估而要选择最佳的 IM, 本文在此共选取了 22 个地震动参数指标, 如表 1 所示, 分为加速度型指标、速度型指标、位移型指标和谱相关型指标 4 种。在表 1 中,  $a(t)$  是地表地震动的加速度时程,  $v(t)$  是地表地震动的速度时程,  $d(t)$  是地表地震动的位移时程,  $g$  是重力加速度,  $t_f$  是地震动持时,  $t_d$  是地震动有效强震持时, 其中  $t_d=t_2-t_1$ ,  $t_1$  和  $t_2$  分别为 5% 和 95% AI 值对应的时刻,  $T_1$  是土-地下结构相互作用体系的基本周期。

## 2 计算模型与地震动记录选取

### 2.1 计算模型与参数

本文选取 1995 年阪神地震中遭到严重破坏的大开车站进行实例分析, 其横断面尺寸和配筋如图 1 所示<sup>[5]</sup>。

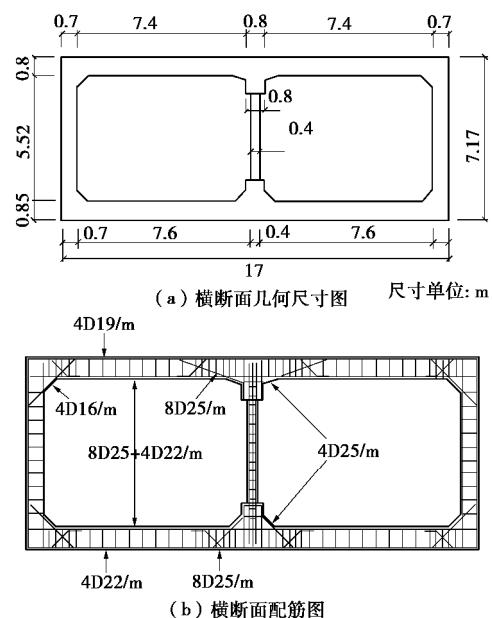


图 1 大开车站横断面详图

Fig. 1 Cross-sectional details of Daikai station

大开车站结构埋深 4.8 m, 所处场地主要由全新世砂土和更新世黏土组成, 该场地的土层情况及其物理力学参数如表 2 所示。经计算该场地土层等效剪切波速为  $v_{se}=192$  m/s, 根据中国《城市轨道交通结构抗震设



表 1 本文选用的地震动强度参数

Table 1 Intensity measures used in analysis

类别	编号	名称	定义	类别	编号	名称	定义
加速度相关型	1	峰值加速度	$PGA = \max a(t) $	谱相关型	13	结构基本周期 谱加速度	$S_a(T_1, x = 0.05)$
	2	Arias 强度	$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt$		14	结构基本周期 谱速度	$S_v(T_1, x = 0.05)$
	3	累计绝对速度	$CAV = \int_0^{t_f}  a(t)  dt$		15	结构基本周期 谱位移	$S_d(T_1, x = 0.05)$
	4	均方根加速度	$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{t_d} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt}$		16	加速度谱强度	$ASI = \int_{0.1}^{0.5} S_a(T, 5\%) dT$
	5	复合加速度	$I_a = PGA \cdot t_d^{1/3}$		17	速度谱强度	$VSI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, 5\%) dT$
	6	特征强度	$I_c = (a_{rms})^{3/2} \sqrt{t_d}$		18	位移谱强度	$DSI = \int_{2.0}^{5.0} S_d(T, 5\%) dT$
	7	加速度平方积分	$a_{sq} = \int_0^{t_f} a^2(t) dt$				
速度相关型	8	峰值速度	$PGV = \max v(t) $	位移相关型	19	峰值位移	$PGD = \max d(t) $
	9	均方根速度	$v_{rms} = \sqrt{\frac{1}{t_d} \int_{t_1}^{t_2} v^2(t) dt}$		20	均方根位移	$d_{rms} = \sqrt{\frac{1}{t_d} \int_{t_1}^{t_2} d^2(t) dt}$
	10	速度平方积分	$v_{sq} = \int_0^{t_f} v^2(t) dt$		21	位移平方积分	$d_{sq} = \int_0^{t_f} d^2(t) dt$
	11	复合速度	$I_v = PGV^{2/3} \cdot t_d^{1/3}$		22	复合位移	$I_d = PGD \cdot t_d^{1/3}$
	12	Fajfar 强度	$FI = PGV \cdot t_d^{0.25}$				

表 2 土层的性质

Table 2 Properties of soils

土层信息	土层深度/m	密度/(kg·m <sup>-3</sup> )	剪切波速/(m·s <sup>-1</sup> )	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
人工填土	0~1.0	1900	140	0.33	20	15
全新世砂土	1.0~5.1	1900	140	0.32	1	40
全新世砂土	5.1~8.3	1900	170	0.32	1	40
更新世黏土	8.3~11.4	1900	190	0.40	30	20
更新世黏土	11.4~17.2	1900	240	0.30	30	20
更新世砂土	17.2~39.2	2000	330	0.26	1	40

表 3 钢筋及混凝土材料参数

Table 3 Material parameters of steel rebar and concrete

材料	密度 $\rho/(kg \cdot m^{-3})$	弹性模量 $E/GPa$	泊松比 $n$	屈服强度 $f_y/MPa$	轴心受压强度 $f_{cu}/MPa$	轴心受拉强度 $f_t/MPa$	极限受压强度 $f_u/MPa$	峰值压应变 $\epsilon_{e0}$	极限压应变 $\epsilon_{eu}$
混凝土	2500	24	0.15	—	14.3	2.1	12.2	0.002	0.0038
钢筋	7800	200	0.3	235	—	—	—	—	—

计规范》(GB 50909—2014)<sup>[6]</sup>对场地类别的划分,该场地属于Ⅱ类场地,相当于日本抗震规范的中硬土场地。虽然中国的抗震规范依靠场地覆盖土层厚度和等效剪切波速来进行场地划分,而日本规范则依据场地特征周期  $T_g$ <sup>[7]</sup>,但究其根本均依赖场地等效剪切波速,因此本文分析结果对国内工程也具有一定参考价值。

采用通用有限元软件 ABAQUS 对大开车站横断面进行地震反应分析,土-结构系统的有限元模型如图 2 所示。对本文所建土-结构系统有限元模型进行模态分析,得到土-地下结构模型体系的基本周期  $T_1=0.51$  s。建模时结构采用两节点线性梁单元(B21),周围土体采用四节点二次减缩积分平面应变单元(CPE4R)。土体采用 Drucker-Prager 弹塑性模型,该

模型可以用来模拟土、岩石等摩擦型材料,可考虑材料各向同性硬化或软化以及材料阻尼效应,可以较好的描述岩土介质的力学行为<sup>[8]</sup>。结构采用 C30 混凝土材料,弹性模量取  $2.4 \times 10^4$  MPa,密度取为  $2.5 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>。在二维平面应变分析时,考虑到中柱在车站纵向是等间距(3.5 m)分布,为保证等效前后截面的抗弯刚度、抗剪刚度、抗压刚度及截面质量均不改变,故等效后的中柱弹性模量取  $7.0 \times 10^3$  MPa,密度取为  $7.14 \times 10^2$  kg/m<sup>3</sup>。为了尽可能消除边界效应对地下结构地震反应的影响,场地的计算宽度应取地铁车站结构宽度的 5 倍以上为宜<sup>[9]</sup>,本文的模型地基的宽度取 170 m,工程基岩地面位于地下 39.2 m。模型的底部在竖直方向进行约束,在模型两侧边设置捆绑边界

(equal-displacement boundary)<sup>[10]</sup>, 强制侧面边界上所对应点的位移相同, 该边界适用于成层分布土层的弹塑性分析问题, 并把地震动记录作为平面剪切波在土体底部输入。考虑土-结构之间黏结、滑移和脱开, 采用接触面对法模拟土和结构之间的接触效应, 接触面法向采用“硬接触”, 切向接触采用库仑摩擦模型, 摩擦系数 $\mu$ 为0.4<sup>[11]</sup>。土体按照数值模拟精度要求离散, 单元网格尺寸小于1/10~1/8波长<sup>[12]</sup>, 在这里取土体单元网格尺寸为1 m。

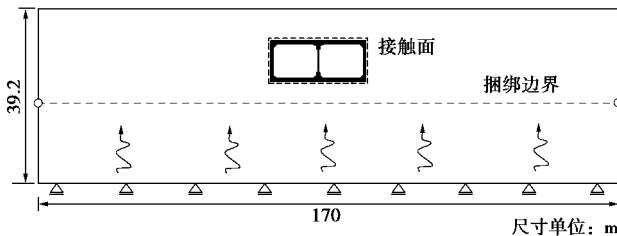


图2 土-结构相互作用有限元模型

Fig. 2 Finite element model for soil-structure interaction system

考虑到结构的非线性, 在此使用基于ABAQUS开发的一组材料单轴滞回本构模型PQ-Fiber<sup>[13]</sup>, 主要用于在钢筋混凝土结构、钢结构等的弹塑性时程分析中定义杆系结构的材料本构单元。采用ABAQUS中的铁木辛柯梁单元B21, 通过\*rebar关键字在梁单元中插入“钢筋”, 可以模拟钢筋的力学行为。其中, 钢筋采用考虑随动硬化弹塑性本构的USteel02模型, 混凝土材料本构选用PQ-Fiber截面纤维模型中的混凝土模型UConcrete02, 该模型能够考虑混凝土的抗拉强度。混凝土和钢筋非线性本构关系如图3所示, 材料参数如表3所示。

依据上述参数建立土-结构模型, 采用阪神地震中神户气象台和神户大学的时程记录作为输入地震动, 为了证明数值模拟的合理性, 将所得结果与李洋<sup>[14]</sup>和杜修力等<sup>[15]</sup>两者的计算分析结果进行了对比, 如表

4所示, 当相同的土和结构模型采用不同的本构模型时, 所得结果会有偏差, 但是误差不大, 证明本文所用模型的合理性。

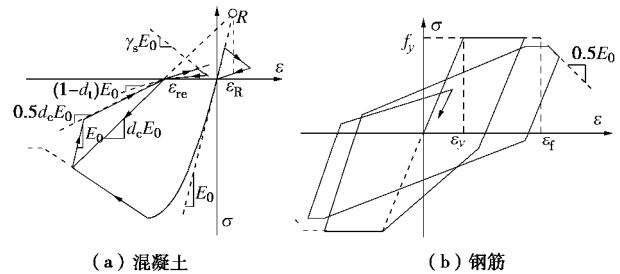


图3 混凝土和钢筋非线性本构关系

Fig. 3 Nonlinear constitutive models for concrete and reinforcement

## 2.2 地震动记录选取

鉴于地震动特性是影响地下结构地震反应的关键因素<sup>[16]</sup>, 不同特性的地震动会引起结构不同的破坏现象, 同时根据对已有的近场地震动的研究表明: 近场地震动与远场地震动的特性有很大差异, 近场地震动下的结构相对于远场地震动的结构破坏更为严重, 且近场地震动是地震造成的地面运动中最复杂的, 与断层破裂过程、滑动方向及速度、断层面上位错的发展过程等众多因素相关<sup>[17]</sup>。近年来发生的近场地震动, 如美国的Northridge地震(1994)、日本的Kobe地震(1995)、台湾Chi-Chi地震(1999)、台湾花莲地震(2018)等都证实了结构在这种类型的地震动下将会产生更严重的破坏。本文从PEER强震记录数据库<sup>[18]</sup>(<http://peer.Berkeley.edu/nga>)中根据矩震级大于6.5级, 震中距小于10 km选取了6组水平向近断层地震记录数据。所选的地震记录信息见表5, 图4为所选12条地震记录的加速度反应谱曲线。本文以此获得的地震记录为基础对不同地震动强度指标与结构响应指标的关联性进行研究。

表4 计算结果对比

Table 4 Comparison of calculated results

类别	本构模型		输入地震动	层间位移角 /%	误差 /%	峰值剪应力 /(kN·m <sup>-1</sup> )	误差 /%
	土体	结构					
李洋(3D)	Mohr-Coulomb 模型	弹塑性模型	神户大学	1.00	—	250	—
本文结果(2D)	Drucker-Prager 模型	PQ-Fiber 模型		0.90	10.0	211	15.6
杜修力等(3D)	弹塑性本构 模型	弹塑性模型	神户气象台	1.20	—	283	—
本文结果(2D)	Drucker-Prager 模型	PQ-Fiber 模型		1.00	16.7	269	4.95

表 5 本文选用的近断层地震记录

Table 5 Near-fault ground motion records

编号	地震	台站	震级 $M_w$	震中距 /km	地震动分量	PGA/g	PGV/(cm·s <sup>-1</sup> )	总时间 /s
1	Kobe, Japan, 1995	Kobe University	6.9	0.92	KBU000	0.276	55.3	32
2	Kobe, Japan, 1995	KJMA	6.9	0.94	KJM000	0.834	91.1	32
3	Kobe, Japan, 1995	Port Island(0m)	6.9	3.31	PRI000	0.348	90.6	42
4	Kobe, Japan, 1995	Takatori	6.9	1.47	PRI090	0.290	51.1	40
5	Kobe, Japan, 1995	El Centro Array #5	6.53	3.95	TAK_000	0.618	120	40
6	Imperial Valley-06	El Centro Array #5	6.53	3.95	TAK_090	0.671	123	32
7	Erzican,Turkey,1999	Erzincan	6.69	4.38	H-E05_140	0.529	48.9	21
8					H-E05_230	0.383	96.9	
9					ERZ-NS	0.387	107	
10					ERZ-EW	0.496	78.1	

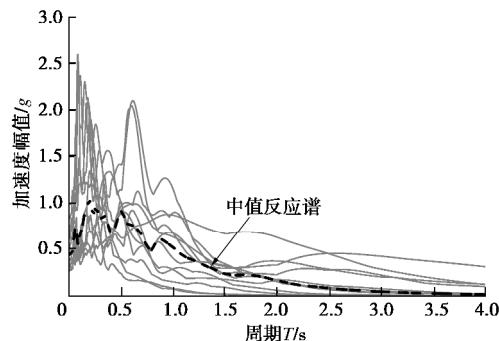


图 4 地震加速度反应谱曲线 (阻尼比=0.05)

Fig. 4 Acceleration response spectra of selected ground motions  
(damping ratio = 0.05)

### 3 地震动强度参数评价

在基于性能的地震工程计算中, 地震动强度参数与结构地震响应指标的选择直接决定着计算分析过程中的计算量以及结果的精度。合理的结构地震响应指标能较真实反映地震作用下结构的损伤状态, 例如地上结构一般常选用最大层间位移角  $\theta_{\max}$  作为反映结构破坏程度的工程需求参数。对于地下车站结构, 许成顺等<sup>[19]</sup>研究表明: 在水平地震作用下, 结构中柱与侧墙的水平相对变形相差不大; 结构中柱底部由于构件截面较小最先达到其极限承载力, 是承载力验算的关键截面。同时根据庄海洋等<sup>[20]</sup>对地下结构响应指标的定义和相关取值, 本文在此选取地铁车站顶底板水平相对位移, 中柱底部的轴力、弯矩和剪力作为结构地震响应指标, 计算时均选取动力时程结果的绝对值最大值。

为了考虑地震动强度对土-结构系统随机地震反应的影响, 对上述 12 条地震动记录进行调幅, 每条地震动记录的计算峰值加速度按比例调整, 将土体底部输入的地震动峰值分别调整为  $0.05\text{g} \sim 1.0\text{g}$ , 共 180 条地震动记录(每个调整的 PGA 水平下包括 12 条记录)分别作用于二维土-结构有限元模型, 通过 IDA 分析, 可对结构在地震作用下的反应从弹性到弹塑性直到结构动力失稳做出全面的评估, 同时能够反映出结构在

不同强度等级地震下的地震需求能力和整体抗倒塌能力, 能够体现出结构的强度、刚度及变形的变化过程。根据地震动强度参数的评价标准: 有效性、实用性和效益性对上述弹塑性有限元模型的动力反应结果进行综合评价分析。

#### 3.1 有效性

地震动强度参数的有效性是指, 能够使在指定的地震动强度条件下工程需求参数结果的离散性相对较小, 从而在不降低精度的前提下, 减少分析所需地震动记录数量和非线性动力时程分析次数<sup>[21]</sup>, 在此可通过条件对数标准差  $\beta$  来判别。选择一个有效的地震动强度参数能够使在指定的地震动强度条件下结构反应的离散性相对较小, 从而在不降低精度的前提下, 减少估计条件概率  $P(\text{EDP} | \text{IM})$  和用于进行结构易损性分析时所需要的地震动数量和非线性分析次数<sup>[21]</sup>。

Cornell 等<sup>[22]</sup>指出: 结构地震响应指标与地震动强度参数之间近似满足指数关系, 其关系式形式如式(1)所示。该关系式得到了国内外研究人员的广泛认可, 在此本研究也采用该关系式研究合理的地震动强度参数。

$$\ln(\text{EDP}) = \ln(a) + b \cdot \ln(\text{IM}) \quad (1)$$

由于式(1)满足一元线性回归模型, 可采用最小二乘法原理对获得的  $n$  个离散点  $(\text{IM}_i, \text{EDP}_i)$  进行回归分析, 进而获得  $\ln(\text{IM})$  与  $\ln(\text{EDP})$  的经验回归直线, 并得到条件对数标准差如下:

$$b_{\ln(\text{EDP} | \text{IM})} = \sqrt{\frac{\sum (\ln(\text{EDP}) - \ln(a \cdot \text{IM}^b))^2}{n-2}} \quad (2)$$

式中,  $n$  表示非线性动力时程分析的次数。对于一个地震动参数  $\text{IM}$  来说, 其值越小, 结构响应的离散性越小, 所选地震动强度参数的有效性越高, 反之则越差。

图 5 通过数据离散和线性回归方程得出了地震激励下地铁车站中柱的最大层间位移角  $\theta_{\max}$  关于地表峰值加速度 PGA、速度谱强度 VSI 和地表峰值位移 PGD

的有效程度, 直观的展现了结构地震响应指标与地震动强度参数的有效性, 由图 5 可知,  $\ln\text{PGA}-\ln\theta_{\max}$  的离散性最小 ( $\beta=0.23$ ), 说明 PGA 的有效性最好; VSI 有效性次之 ( $\beta=0.37$ ), PGD 的有效性最差 ( $\beta=0.43$ )。由于 PGD 指的是地表的绝对位移, 并不直接表征地下结构顶底板位置处所在土层的相对位移, 故 PGD 的有效性较差。此外, 土-地下结构相互体系可以看成是一个广义结构。对于一个广义结构的横断面来说, 峰值加速度与结构的受力水平具有较明显的相关性, 故在此 PGA 所得结果的离散性更小。

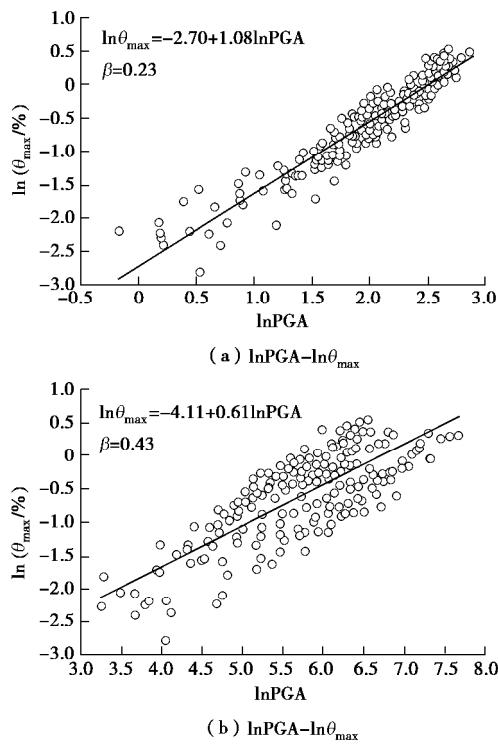


图 5 不同地震动强度参数有效性的比较

Fig. 5 Comparison of efficiency of different IMs

图 6 展示了表 1 中不同地震动强度参数的条件对数标准差  $\beta$  值。统计结果表明: ①采用结构中柱底部轴力和剪力为 EDP 时, 结果的离散性较小, 以层间位移角为 EDP 时, 结果的离散性最大。②对于层间位移角来说, 加速度型指标、速度型指标和位移型指标的对结构响应的离散性整体从左往右呈现逐渐增大的趋势, 且在谱相关型指标  $\beta$  值中, 加速度谱强度 ASI 离散性最小, 最适合作为谱相关型的 IM。对于弯矩、轴力和剪力来说, 以加速度型指标、速度型指标、位移型指标和谱相关型指标为 IM, 计算结构响应的离散性整体变化不大。③对不同的 EDP 而言, 前 3 个最有效的 IMs 分别是 ASI, PGA,  $I_a$ , 以 PGA 和  $I_a$  为代表的加速度型指标和以 ASI 为代表的谱相关型指标均适用于预测地铁地下结构在地震作用下的结构响应, 不适合作为预测结构在地震作用下的地震动强度参数有弹性加速度反应谱  $S_a$ 、速度反应谱  $S_d$  和位移谱强度 DSF。

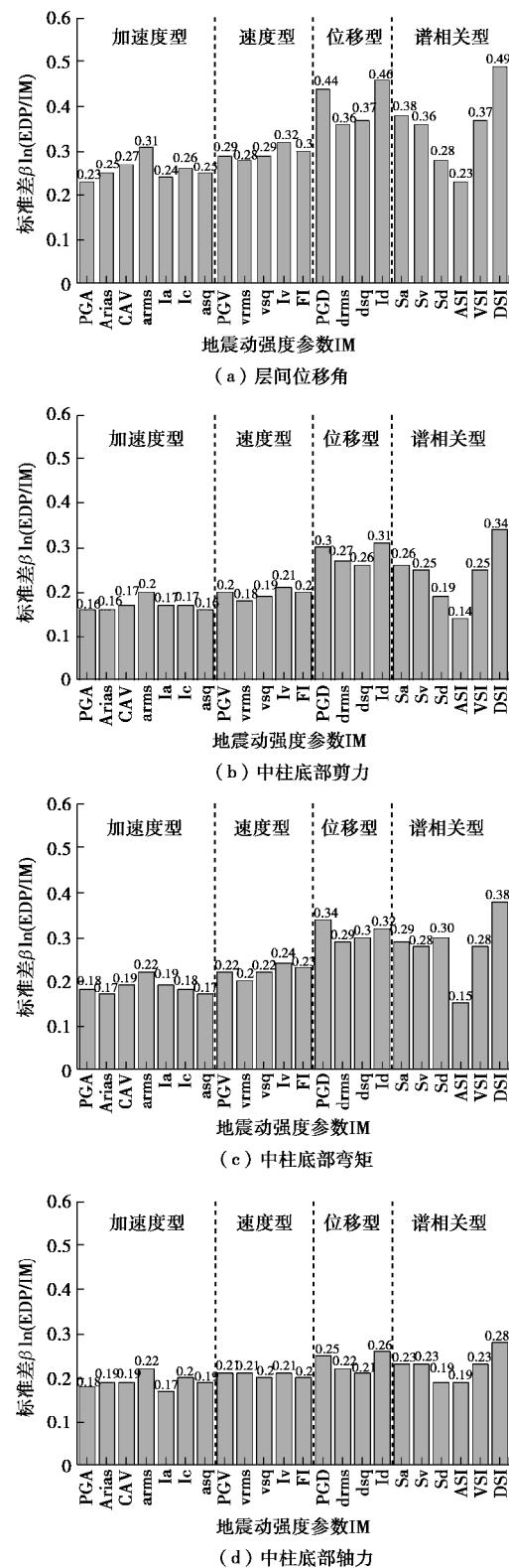


图 6 不同地震动强度参数与结构地震响应指标的有效性计算结果

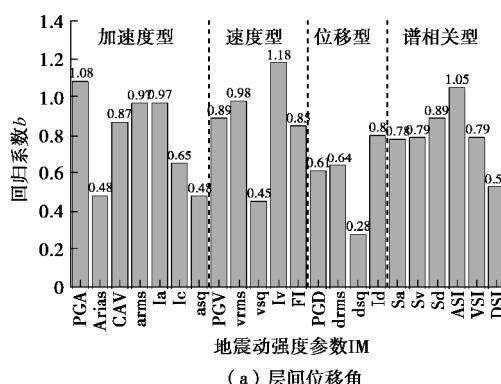
Fig. 6 Results of efficiency of different IMs and EDPs

### 3.2 实用性

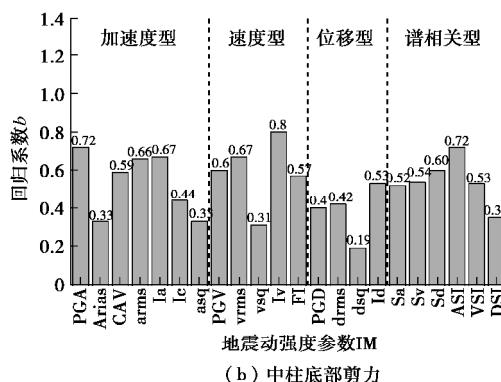
实用性是指地震动强度参数与工程需求参数的关联敏感性<sup>[23]</sup>。若某一地震动强度参数实用性不强, 表明结构地震响应指标受该地震动强度参数变化的影响较小。实用性的量化指标通常取式(2)中的线性回归

系数  $b$  来判断<sup>[24]</sup>。 $b$  值越大，表明该地震动强度参数的变化对结构地震需求参数的影响越大，实用性越高；若  $b$  值趋于 0，表明该地震动强度参数的变化对结构地震需求参数的无影响，图 7 阐明了 IM 之间实用性的相对关系。

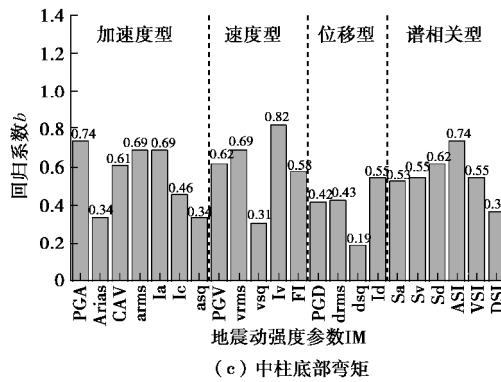
图 7 给出当各个地震动强度参数为自变量时，回归方程中的回归系数  $b$ 。统计结果表明：①对于不同的结构地震响应指标，实用性最好的前 5 个 IMs 分别依次是  $I_v$ , PGA, ASI,  $I_a$  和  $a_{rms}$ ，实用性最差的前 3 个 IMs 依次是  $d_{sq}$ ,  $v_{sq}$  和  $a_{sq}$ 。从实用性的角度看，近场地震动下以 PGA,  $I_a$  和  $a_{rms}$  为代表的加速度型指标、以  $I_v$  为代表的速度型指标和以 ASI 为代表的谱相关型指标均适用于预测地铁地下结构在地震作用下的结构响应，这些地震动强度参数的变化对结构地震响应造成的影响较小；②针对同一个地震动参数，不同结构响应指标的情况，可以看出层间位移角更适合作为结构地震响应指标，其次是剪力和弯矩，最后是轴力。



(a) 层间位移角



(b) 中柱底部剪力



(c) 中柱底部弯矩

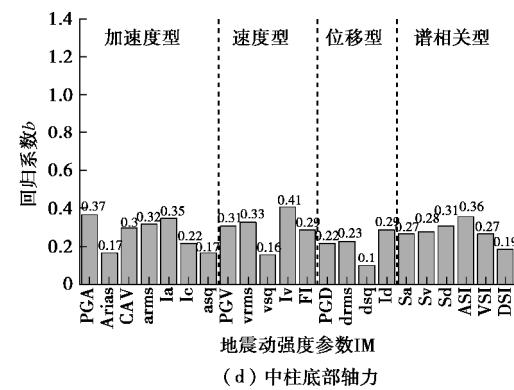


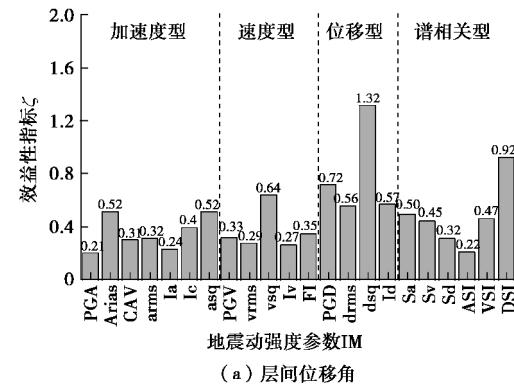
图 7 不同地震动强度参数与结构地震响应指标的实用性计算结果  
Fig. 7 Results of practicability of different IMs and EDPs

### 3.3 效益性

效益性指标  $z$ <sup>[24]</sup> 是综合考虑有效性和实用性的指标，是线性回归的对数标准差  $\beta_{ln(EDP|IM)}$  和线性回归系数  $b$  的比值，即

$$z = \frac{\beta_{ln(EDP|IM)}}{b} \quad . \quad (3)$$

显然  $z$  值越小，意味着对应的地震动参数的效益性越高。单纯的分别使用有效性和实用性去衡量 IM，将会导致对某一个 IM 的适用性评价存在偏差，而使用效益性指标可以对有效性和实用性这两个评价标准进行平衡。各个地震动强度参数与 4 个结构地震响应指标在近场地震激励下的效益性评价结果如图 8 所示。由图 8 可以看出，①对于结构响应指标来说，层间位移角、剪力和弯矩的效益性相差不大，而轴力与各地震动参数的效益相关性最差，说明地震动强度参数的变化对结构地震需求参数的影响较小，不宜作为结构地震响应指标；②对于地震动参数来说，从整体上来看，加速度型指标和速度型指标的效益性最好，谱相关型指标效益性次之，位移型指标效益性较差，在 22 个 IM 中，效益性最好的地震动参数是峰值加速度 PGA 和加速度谱强度 ASI,  $d_{sq}$  在 4 种不同的结构响应参数中的效益性最差，说明其不适用于预测地铁地下结构在地震作用下的结构响应。



(a) 层间位移角

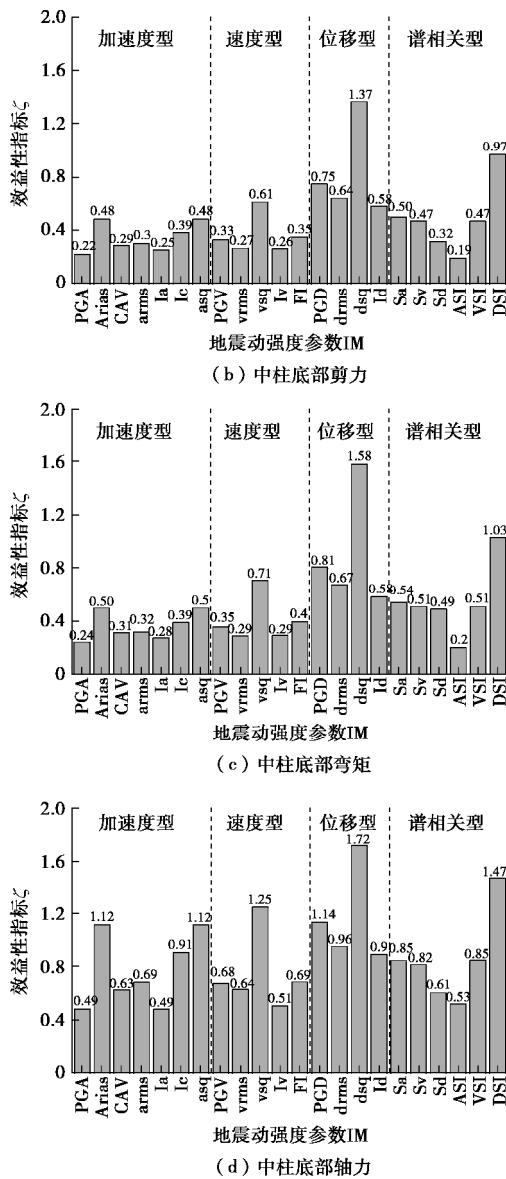


图 8 不同 IM 与 EDP 的效益性计算结果

Fig. 8 Results of proficiency of different IMs and EDPs

## 4 结 论

本文围绕适用于地铁地下车站的地震动强度参数展开研究, 以大开车站为研究对象, 通过引入 IDA 方法到地下结构的动力响应评价中, 采用近场地震动进行非线性动力时程分析, 得到不同强度地震作用下结构体系的动力响应。分别对 22 个地震动强度参数和结构地震响应指标进行对数线性回归分析, 从有效性、实用性和效益性 3 个方面对不同的地震动参数进行评价, 得到了以下结论:

(1) 根据有效性、实用性和效益性的综合评价结果, 以 PGA 和  $I_a$  为代表的加速度型地震动参数和以 ASI 为代表的谱相关型地震动参数更适合用于预测单层双跨地铁车站结构在地震作用下的动力响应, 同时

层间位移角、中柱底部剪力和弯矩更适合作为地铁地下结构的动力响应指标。

(2) 在地震作用下的 4 种地震动强度参数中, 从有效性来看, 加速度型指标的有效性要强于速度型指标、位移型指标和谱相关型指标, 表明加速度型指标下得到的结构响应的离散性最小; 从实用性来看, 加速度型指标和速度型指标的实用性要强于位移型指标和谱相关型指标, 表明加速度型指标和速度型指标下得到的结构地震响应受该地震动强度参数变化的影响较小。

(3) 本文的分析中仅考虑单层双跨的单一地铁车站, 随着地铁地下结构形式越来越复杂, 在后续研究中还需开展不同构造形式的地铁车站和不同场地条件下地下结构地震响应与地震动参数间的相关规律研究, 以得到普适性的结论。

## 参考文献:

- [1] RIDDELL R. On ground motion intensity indices[J]. Earthquake Spectra, 2007, **23**(1): 147 - 173.
- [2] PADGETT J E, DESROCHES R. Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, **37**(8): 1157 - 1174.
- [3] 叶列平, 马千里, 缪志伟. 结构抗震分析用地震动强度参数的研究[J]. 地震工程与工程振动, 2009, **29**(4): 9 - 22.  
(YE Lie-ping, MA Qian-li, MIAO Zhi-wei. Study on earthquake intensities for seismic analysis of structures[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, **29**(4): 9 - 22. (in Chinese))
- [4] 孔宪京, 庞锐, 邹德高, 等. 基于 IDA 的高面板堆石坝抗震性能评价[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(6): 978 - 984.  
(KONG Xian-jing, PANG Rui, ZOU De-gao, et al. Seismic performance evaluation of high CFRD based on incremental dynamic analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(6): 978 - 984. (in Chinese))
- [5] PARRA-MONTESINOS G J, BOBET A, RAMIREZ J A. Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in Daikai subway station during Kobe earthquake[J]. ACI Materials Journal, 2006, **103**(1): 113 - 122.
- [6] 城市轨道交通结构抗震设计规范: GB 50909—2014 [S]. 2014. (Code for Seismic Design of Urban Rail Transit Structures: GB50909—2014[S]. 2014. (in Chinese))
- [7] 赵鹏飞. 地震动参数区划及应用对比研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2018. (ZHAO Peng-fei. Study on the Zoning of Ground Motion Parameters and its

- Application[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2018. (in Chinese))
- [8] 还 豪, 方 秦, 陈 力, 等. 强震作用下地铁车站结构损伤破坏的三维非线性动力分析[J]. 北京工业大学学报, 2011(6): 852 – 862. (HUAN Yi, FANG Qin, CHEN Li, et al. 3D Nonlinear damage analysis of metro-station structures under strong seismic loading[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2011(6): 852 – 862. (in Chinese))
- [9] XU Z G, DU X L, XU C S, et al. Numerical research on seismic response characteristics of shallow buried rectangular underground structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **116**: 242 – 252.
- [10] 庄之敬. 可液化土的地震液化试验及数值模拟研究[D]. 上海: 同济大学, 2008. (ZHUANG Zhi-jing. Numerical Simulation and Laboratory Research of Liquefiable Soils Deformation During the Earthquake[D]. Shanghai: Tongji University, 2008.(in Chinese))
- [11] HUO H, BOBET A, FERNÁNDEZ G, et al. Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikaitation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(12): 1522 – 1533.
- [12] MA C, LU DC, DU XL. Seismic performance upgrading for underground structures by introducing sliding isolation bearings[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **74**: 1 – 9.
- [13] 曲 哲. 摆摆墙—框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2010. (QU Zhe. Study on Seismic Damage Mechanism Control and Design of Rocking Wall-Frame Structures[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010. (in Chinese))
- [14] 李 洋. 浅埋地下框架结构地震破坏机理研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2018. (LI Yang. Earthquake Damage Mechanism of Shallow Buried Underground Frame Structures[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2018. (in Chinese))
- [15] 杜修力, 马 超, 路德春, 等. 大开地铁车站地震破坏模拟与机理分析[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(1): 53 – 62. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun, et al. Collapse simulation and failure mechanism analysis of the Daikai subway station under seismic loads[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(1): 53 – 62. (in Chinese))
- [16] TSINIDIS G. Response characteristics of rectangular tunnels in soft soil subjected to transversal ground shaking[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **62**: 1 – 22.
- [17] 罗 诚. 基于 KiK-net 和 K-NET 台站记录研究熊本 Mw7.0 级地震近场地面震动特征[D]. 北京: 中国地震局地球物理研究所, 2017. (LUO Cheng. Characteristic of Near-Field Ground-Motion Observed From KIK-NET and K-NET Stations During Mw 7.0 Kumamoto Earthquake[D]. Beijing: Institute of Geophysics, China Earthquake Administration, 2017. (in Chinese))
- [18] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER NGAAstrong motion database[DB/OL]. <http://peer.Berkeley.edu/n-ga>, 2005-4-27/2011-9-3.
- [19] 许成顺, 许紫刚, 杜修力, 等. 地下结构抗震简化分析方法比较研究[J]. 地震工程与工程振动, 2017, **37**(2): 65 – 80. (XU Cheng-shun, XU Zi-gang, DU Xiu-li, et al. Comparative study of simplified methods for seismic analysis of underground structure[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2017, **37**(2): 65 – 80. (in Chinese))
- [20] 庄海洋, 任佳伟, 王 瑞, 等. 两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(1): 131 – 138. (ZHUANG Hai-yang, REN Jia-wei, WANG Rui, et al. Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station having two layers and three spans[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(1): 131 – 138. (in Chinese))
- [21] LUCO N, CORNELL C A. Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions[J]. Earthquake Spectra, 2007, **23**(2): 357 – 392.
- [22] CORNELL C A, JALAYER F, HAMBURGER R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, **128**(4): 526 – 533.
- [23] PADGETT J E, NIELSON B G, DESROCHES R. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, **37**(5): 711 – 725.
- [24] SHAFIEEZADEH A, RAMANATHAN K, PADGETT J E, et al. Fractional order intensity measures for probabilistic seismic demand modeling applied to highway bridges[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2012, **41**(3): 391 – 409.

DOI: 10.11779/CJGE202003011

# 岩石类材料动态强度准则

胡晶<sup>1</sup>, 姚仰平<sup>2</sup>, 张雪东<sup>\*1</sup>, 魏迎奇<sup>1</sup>, 张紫涛<sup>1</sup>, 陈祖煜<sup>1</sup>

(1. 中国水利水电科学研究院岩土工程研究所, 北京 100048; 2. 北京航空航天大学交通科学与工程学院, 北京 100191)

**摘要:** 岩石类材料的强度具有明显的应变率效应。首先分析了材料的单轴动态强度特性, 提出了一个简单的强度公式, 可以统一描述准静态到动态的单轴强度特性。随后, 基于统一强度准则开展多轴动态强度研究, 在双对数坐标系下, 不同应变率下的子午面强度包线近似平行, 材料摩擦、静水压力、中主应力效应几乎不受应变率变化的影响。由此建立动态坐标系, 将统一强度准则拓展至考虑应变率效应。基于所得的准则, 将单轴压缩、拉伸应力状态代入, 强度准则可以描述与单轴试验相似的强度规律。最后, 采用混凝土试验对强度准则进行了验证。该强度准则基于动态强度特性建立, 参数物理意义明确, 可以为动态响应分析提供理论基础。

**关键词:** 岩石类材料; 应变率; 强度; 动力增长因子; 黏聚力

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0495-08

作者简介: 胡晶(1989—), 男, 工程师, 博士, 主要从事岩土本构理论及离心模型试验的研究工作。E-mail: [jinghu@buaa.edu.cn](mailto:jinghu@buaa.edu.cn)。

## Dynamic strength criterion for rock-like materials

HU Jing<sup>1</sup>, YAO Yang-ping<sup>2</sup>, ZHANG Xue-dong<sup>1</sup>, WEI Ying-qi<sup>1</sup>, ZHANG Zi-tao<sup>1</sup>, CHEN Zu-yu<sup>1</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China;

2. School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China)

**Abstract:** The strength of rock-like materials has obvious strain rate effect. Based on the characteristics of uniaxial dynamic strength, a simple strength criterion is proposed, which can uniformly predict the uniaxial strength from quasi-static to dynamic. Under the framework of the unified strength criterion, the triaxial dynamic strength criterion is studied. In the double-logarithmic coordinate system, the meridian strength envelopes at different strain rates are approximately parallel. The effects of friction, hydrostatic pressure and intermediate principal stress of the materials are not affected by the change of strain rate. Thus, a dynamic coordinate system is established, and the unified strength criterion is extended to consider the strain rate effect. Based on the obtained criterion, the uniaxial compressive and tensile strength are investigated. The strength criterion will represent similar characteristics to those obtained by uniaxial tests. Finally, the strength criterion is verified by strength tests of concrete. By fully understanding the dynamic strength characteristics, the parameters in the proposed strength criterion have clear physical meanings, and can provide a theoretical basis for dynamic response analysis.

**Key words:** rock-like material; strain rate; strength; dynamic increase factor; cohesion

## 0 引言

岩石类材料的强度不仅与围压、应力状态等因素有关, 还受加载速率的影响。通常应变率越高, 强度越大。在分析爆炸冲击、地震等动力荷载作用时, 由于应力波的衰减, 岩土体各个区域处于不同的应力状态, 应变率也存在显著差异, 因而需要考虑复杂应力状态下强度的率相关特性。

目前, 材料的率效应研究以单轴试验为主, 学者针对岩石、混凝土、冻土等材料开展了系列研究。根据是否存在极限峰值强度, 单轴动态强度准则可分为 J 准则和 S 准则<sup>[1]</sup>。对于 J 准则, 随着应变速率的增加,

材料的动态强度将无限增大; 而 S 准则认为, 当应变速率极大时, 材料的动态强度也将趋于稳定。Lu 等<sup>[2]</sup>认为动态强度由真实动态强度和惯性动态强度组成, 真实动态强度存在极限值。然而, 由于在极高应变速率下, 试验加载难度极大, 可靠数据较少, 目前还很难准确测定或预测极限峰值强度。而 J 准则参数相对较少、易于测定。在材料达到极限峰值强度前, S 准则

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51879283); 国家自然科学基金重点项目(51339006)

收稿日期: 2019-03-04

\*通信作者(E-mail: [zixerdo@126.com](mailto:zixerdo@126.com))

仍可采用 J 准则近似, 因而, 目前仍广泛采用 J 准则。

通常, J 准则以对数函数<sup>[3]</sup>、指数函数<sup>[1]</sup>或幂函数<sup>[4]</sup>等形式为主, 也有部分学者采用分段函数的形式, 但这增加了参数确定和模型使用的难度, 函数非连续光滑也使与弹塑性本构理论结合的难度增加。

为了合理考虑岩石类材料在复杂应力状态下的动态强度规律, 一些学者采用等效应变率概念<sup>[5-6]</sup>, 将单轴强度拓展至复杂应力状态。此外, 王怀亮等采用二次函数作为子午面破坏包络线, 在偏平面上采用 Willam-Warnke 模型, 使用特征应力点法对拉压子午面方程进行修正以考虑偏平面上罗德角对动态强度的影响<sup>[7]</sup>。杜修力等基于广义非线性强度<sup>[8]</sup>框架, 结合混凝土材料的非线性单轴、双轴动态强度特性, 得出强度参数的率效应公式, 由此建立混凝土材料的三轴动态强度准则<sup>[9]</sup>。这两种理论均假定静力条件下强度参数与单轴压缩、拉伸强度的关系在动态条件下仍然成立, 从而将静力准则外推至考虑应变率效应。由于强度参数均为应变率的函数, 这导致强度包线表达式复杂, 增加了准则使用的难度。

本文通过整理单轴及多轴动态强度试验数据, 分析各个强度参数与应变率效应的相关性, 在此基础上建立动态坐标系, 提出考虑应变率效应的多轴强度准则。准则中各个参数物理意义明确, 模型的建立充分考虑动态强度试验规律, 模型特性与试验相符, 为强度的率效应提供了新的认识, 可以用于预测材料的动态强度特性。

## 1 单轴动态强度准则

对于砂土、岩石、混凝土等材料, 其强度与加载速率密切相关, 受试验条件制约, 目前超高应变率下强度的发展规律及机理还没有定论。为了简便起见, 本文基于 J 准则开展研究, 即应变率越高, 材料强度越高。图 1 为半对数坐标系下, 动态强度典型的试验结果。当应变率较小时, 强度保持恒定, 此时称为准静态。当应变率超过一定范围后, 强度产生突变, 强度突变的转折点定义为临界应变率  $\dot{\varepsilon}_0$ 。根据实测数据, 强度与应变率在半对数坐标系下为线性关系, 其斜率采用静态强度  $s_s$  无量纲化后, 表示为  $k_{ea}$ , 描述强度的增长率。

为了简单描述动力强度随应变率变化的规律, 对试验结果进行归一化。采用动力增长因子 (DIF, dynamic increase factor) 作为强度特征量, 其定义为动态强度与静态强度的比值; 针对应变率, 构造无量纲量  $\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}+1$ , 表征相对应变率。采用无量纲量整理试验数据发现, 动力增长因子与相对应变率在半对数

坐标系下为线性关系。当应变率较高时,  $\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}+1 \rightarrow \infty$ , 其斜率趋近于  $k_{ea}$ 。由于材料的初始状态为静态, 代入相应的条件, 直线始终经过点 (1, 1), 由此, 可以采用统一的方程描述岩石类材料由静态到动态的强度特性,

$$DIF = \frac{s_d}{s_s} = 1 + k_{ea} \ln \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} + 1 \right), \quad (1)$$

式中,  $s_d$  为动态强度,  $\dot{\varepsilon}$  为应变率。

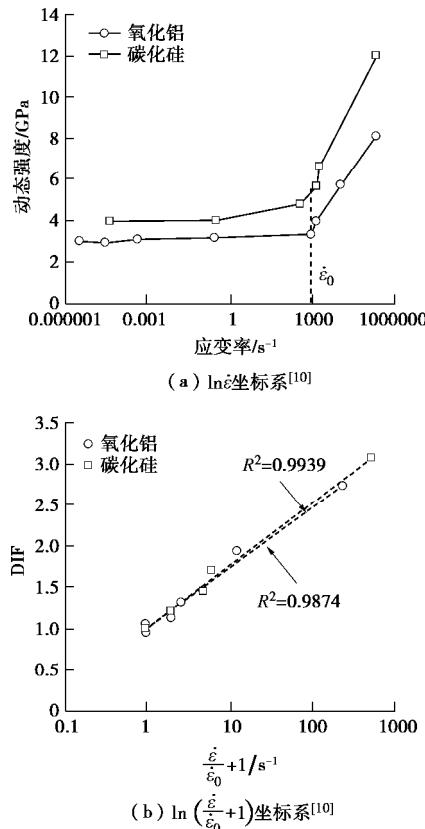


图 1 动态强度随应变率变化规律

Fig. 1 Evolution of dynamic strength with strain rate

图 2 为式 (1) 所得动力增长因子随应变率变化的曲线, 当应变率相对较低时, 动力增长因子基本为 1; 而当应变率大于临界应变率时, 随着应变率增加, DIF 与应变率在半对数坐标系下近似为线性关系。临界应变率不同, 曲线上升段起点不同, 而曲线基本相互平行, 斜率一致。当  $k_{ea}$  不同, 动力强度增长速率不同, 斜率越大, 强度升高越快。在动力作用下, 材料单轴拉伸或压缩强度随应变率变化规律一致, 式 (1) 可以较好地描述岩石类材料的单轴动态强度特性。

## 2 多轴动态强度准则

### 2.1 统一强度准则

由于缺乏必要的试验基础, 目前对材料的动态强

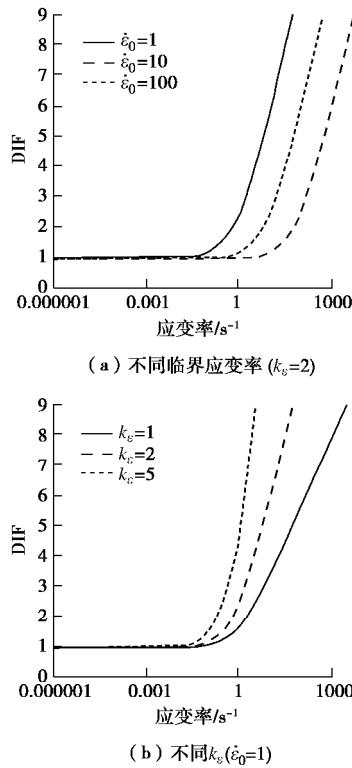


图 2 参数对动态强度增长因子的影响

Fig. 2 Influences of parameters on dynamic increase factor

度特性还没有清晰的认识，尚不具备通过理论直接建立三维动态强度准则的条件。分析应变率对强度参数的影响规律，是建立动态强度准则是行之有效的方法<sup>[11]</sup>。Yao 等<sup>[12]</sup>提出的统一强度准则适用于描述多种岩土类材料的三维强度特性。该准则仅包含 4 个相互独立的参数，均具有明确的物理意义，可以方便地通过三轴压缩和拉伸试验确定，便于分析率效应对强度参数的影响规律，因而基于该准则进行多轴动态强度准则的研究。为了反映摩擦效应及静水压力效应，统一强度准则在子午面上采用幂函数作为破坏包线<sup>[12]</sup>，

$$q^* = M_f \left( \frac{p}{p_r} \right)^n p_r \quad . \quad (2)$$

式中  $q^*$  为三轴压缩强度； $p$  为平均正应力； $p_r$  为参考应力； $n$  为静水压力效应指数，描述了子午面破坏曲线的弯曲程度； $M_f$  为参考应力  $p_r$  处对应的割线斜率，反映了材料的摩擦特性。采用幂函数可以统一描述线性与非线性的强度特性，且通过固定点，方便参数确定。统一强度准则通过坐标平移描述材料的黏聚力效应，坐标平移公式为<sup>[12]</sup>

$$\bar{s}_{ij} = s_{ij} + s_0 d_{ij} \quad . \quad (3)$$

式中  $s_{ij}$  为应力张量； $d_{ij}$  为 Kronecker 符号。 $\bar{s}_{ij}$  为平移后的应力张量， $s_0$  为等向拉伸强度，对应子午面破坏曲线与  $p$  轴的交点坐标。强度包线平移后满足式

(2)，强度包线如图 3 所示。

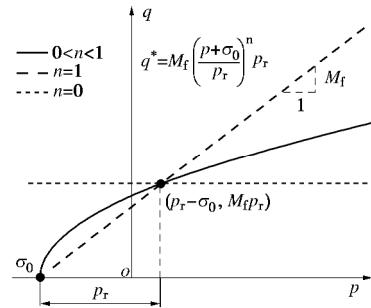


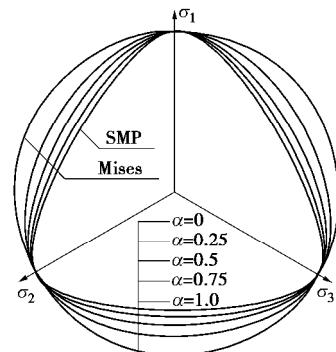
图 3 子午面强度包线

Fig. 3 Strength envelopes on meridian plane

在  $\pi$  平面上，为了与 SMP 及 Mises 准则相结合，当  $\sigma_3 \geq 0$  时，定义<sup>[12]</sup>

$$q^* = a \sqrt{I_1^2 - 3\bar{I}_2} + \frac{2(1-a)\bar{I}_1}{3\sqrt{(\bar{I}_1\bar{I}_2 - \bar{I}_3)/(\bar{I}_1\bar{I}_2 - 9\bar{I}_3) - 1}} \quad , \quad (4)$$

式中， $\bar{I}_1$ ， $\bar{I}_2$  和  $\bar{I}_3$  分别为坐标平移后的主应力不变量。 $a$  的不同引起同一  $p$  平面上强度包线由 SMP 曲边三角形向 Mises 圆过渡， $a$  的取值范围为  $[0, 1]$ ，当  $a=0$  时， $\pi$  平面上强度包线为 SMP 曲边三角形；当  $a=1$  时， $\pi$  平面上强度包线为 Mises 圆，如图 4 所示。

图 4 不同  $a$  对  $p$  平面强度包线影响Fig. 4 Strength envelopes on  $\pi$  plane under different  $a$ 

## 2.2 子午面动态强度特性

文献[13]开展不同应变率条件下混凝土的三轴压缩试验，首先结合该数据分析子午面动态强度特性。根据经验公式，静态等向拉伸强度近似取为  $0.09f_c$ <sup>[14]</sup>，令  $p_r=f_c$ ，根据统一强度准则，子午面强度在  $\ln(q/p_r) - \ln[(p+s_0)/p_r]$  坐标系下为线性关系，直线斜率为静水压力系数  $n$ ，与纵轴的截距为  $\ln(M_f)$ 。图 5 给出不同应变率条件下的试验结果，各条强度包线基本平行，即应变率对静水压力系数  $n$  几乎没有影响。

计算各强度包线与横轴的截距，得到对应的平均正应力，若将应变率  $10^{-5}$  视为静态，计算平均正应力差值  $\Delta p$ ，由此可以计算出不同应变率下的动态等向拉伸强度  $s_{d0}$ ，

$$S_{d0} = S_{s0} + \Delta p \quad , \quad (5)$$

整理等效动态等向拉伸强度与应变率的关系，其在半对数空间与单轴强度试验规律一致（图 6），因而可以得到表达式为

$$S_{d0} = S_{s0} + k_e S_{s0} \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} + 1 \right) \quad , \quad (6)$$

式中， $k_e$  为等向拉伸强度增长率，通常试验均针对单轴拉伸或单轴压缩，根据经验公式，可以将强度值近似转化为等向拉伸强度<sup>[14]</sup>。

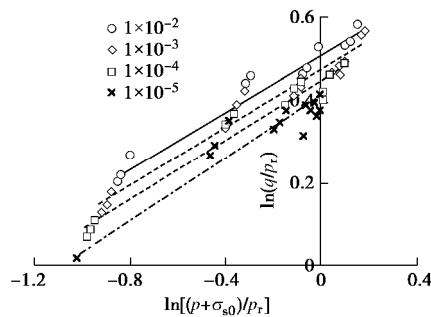


图 5 双对数坐标系下不同应变速率子午面强度试验结果

Fig. 5 Strength data on meridian plane under different strain rates in double-log coordinates

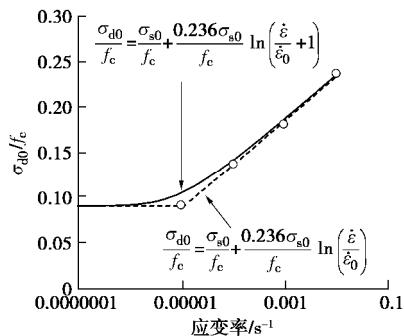


图 6 等向拉伸强度与应变速率关系

Fig. 6 Evolution of isotropic tensile strength by strain rate

采用所得的动态等向拉伸强度重新整理试验数据，在  $\ln(q/p_r)-\ln[(p+S_0)/p_r]$  坐标系下，不同应变速率的强度包线均近似归一到同一直线（图 7）。由此可得，应变速率对静水压力系数及摩擦强度影响较小。这一结论与张建民等<sup>[15]</sup>基于砂土所得的试验规律一致，即应变速率变化对摩擦角影响不大，不同应变速率下强度包线互相平行，应变速率增大只引起黏聚力增加。

根据统一强度准则，黏聚力变化可以通过坐标平移考虑，同理，可以采用动态坐标系描述应变速率对强度包线的影响，不同应变速率下坐标平移公式如下：

$$\bar{S}_{ij} = S_{ij} + S_{d0} d_{ij} \quad , \quad (7)$$

式中， $S_{d0}$  为动态等向拉伸强度，可由式（6）得出。

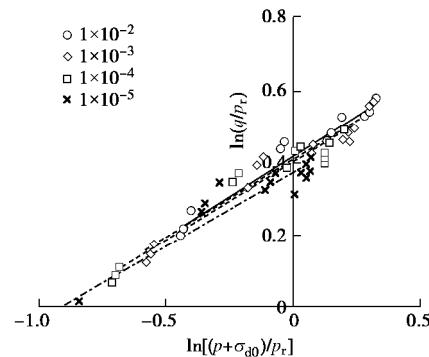


图 7 双对数空间平移后子午面强度

Fig. 7 Strength data on meridian plane in double-log coordinates after translation

在动态坐标系下，子午面强度可采用式（2）描述，将强度包线转换至真实应力空间，即可得到不同应变速率下的子午面强度（图 8）。随着应变速率的增加，强度包线形状相似，但是逐渐向左平移，强度逐渐升高。而随着平均正应力的升高，强度增长值明显降低，即强度的率敏感性减弱。

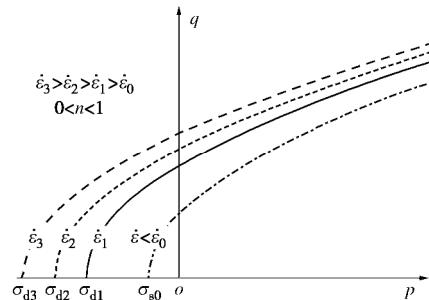


图 8 不同应变速率下子午面强度包线

Fig. 8 Strength envelope on meridian plane under different strain rates

在等  $p$  条件下，根据式（2）可以得到动态增长因子

$$DIF = \frac{q_d}{q_s} = \left[ 1 + \frac{k_e}{p + S_{s0}} \ln(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0 + 1) \right]^n \quad , \quad (8)$$

由式（8）可以得到，抗剪强度动力增长因子主要受静水压力系数及平均正应力影响。图 9 给出了强度动力增长因子随应变速率及平均正应力演化的规律，随着平均正应力的增加，动力增长因子显著降低，这与 Li 等<sup>[16]</sup>所得的试验规律类似。而随着  $n$  值减小，静水压力效应越发显著，率效率越不明显。

在式（2）中代入单轴压缩应力状态 ( $f_c, 0, 0$ )，可以得到单轴压缩强度，结合动态坐标系可以得到不同应变速率下的强度特性，其规律与图 1 (a) 中单轴试验规律基本一致（图 10）。当超过临界应变速率时，DIF 与应变速率在半对数空间近似为线性，这说明动态强度

准则的合理性。随着  $k_s$  的变化, 其可以描述与单轴准则相同的动态强度特性(图 2(b))。

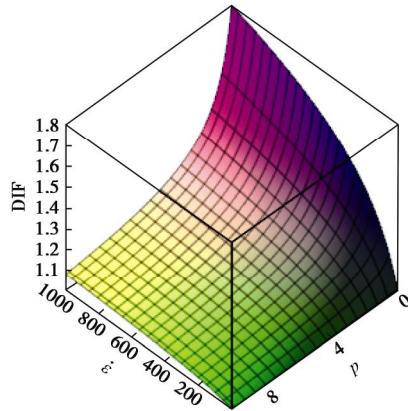


图 9 强度动力增长因子随应变率及平均正应力演化规律  
( $n=0.75$ ,  $k_e=0.1$ ,  $\sigma_{s0}=1$ )

Fig. 9 Evolution of DIF by strain rate and mean pressure ( $n=0.75$ ,

$$k_e=0.1, \sigma_{s0}=1$$

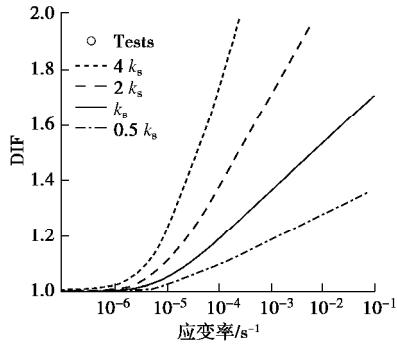


图 10 不同应变率下单轴压缩强度( $n=0.94$ ,  $k_e=0.1$ ,  $\sigma_{s0}=1.5$ )  
Fig. 10 Uniaxial compression strengths under different strain rates  
( $n=0.94$ ,  $k_e=0.1$ ,  $\sigma_{s0}=1.5$ )

### 2.3 多轴动态强度特性

在子午面动态强度的基础上, 结合公式(2), (4), 并假定中主应力参数  $a$  不随应变率变化, 可得动态三维强度准则:

$$M_f \left( \frac{p}{p_r} \right)^n p_r = a \sqrt{\bar{I}_1^2 - 3\bar{I}_2} + \frac{2(1-a)\bar{I}_1}{3\sqrt{(\bar{I}_1\bar{I}_2 - \bar{I}_3)/(\bar{I}_1\bar{I}_2 - 9\bar{I}_3)} - 1}, \quad (9)$$

式中, 坐标平移公式由式(7)定义, 拉压应力比  $a$  可以通过下式计算得出

$$a = \frac{M_e M_c + 3(M_e - M_c)}{M_e^2}, \quad (10)$$

式中,  $M_e$ ,  $M_c$  分别为三轴拉伸、压缩应力比, 对应强度包线在  $p$ - $q$  空间的斜率。图 11 给出不同应率下三轴压缩及拉伸的试验数据<sup>[17]</sup>, 根据实测结果, 三轴压缩及拉伸破坏线的斜率几乎不随应变率变化, 由式

(10), 可以认为  $a$  不受应变率影响。

根据式(9)可以得到不同应变率下的  $\pi$  平面强度包线(图 12)。随着应变率增加,  $\pi$  平面强度包线外扩。由于等效破坏应力比减小, 理论上, 同一  $\pi$  平面的强度包线存在由曲边三角形向圆演变的趋势, 在极高应变率下, 材料强度特性趋向于金属材料。

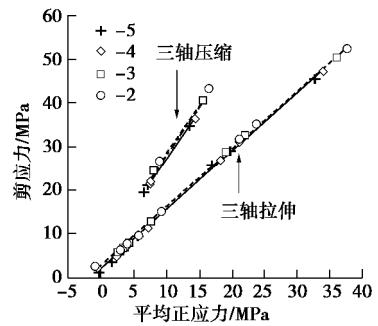


图 11 不同应变率三轴压缩与拉伸强度

Fig. 11 Triaxial compressive and extensive strengths under different strain rates

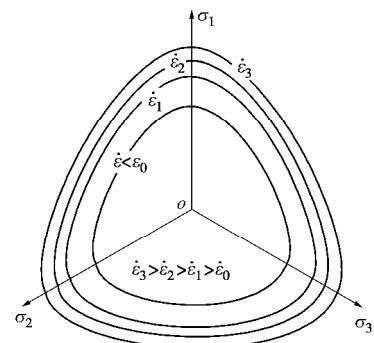


图 12 不同应变率  $\pi$  平面强度包线

Fig. 12 Strength envelopes on  $\pi$  plane under different strain rates

将单轴拉伸应力状态  $(0, 0, -f_t)$  代入式(9), 可以得到不同应变率下的单轴拉伸强度(图 13), 其规律与图 2 中的试验结果一致, 当应变率较低时, 单轴拉伸强度动力增长因子趋于 1, 而当应变率超过临界应变率时, 动力增长因子显著增加。为了研究中主应力参数对动力增长因子的影响, 图 13 分别给出不同中主应力参数下的单轴拉伸预测结果, 根据统一强度准则, 随着中主应力参数  $a$  的增加, 单轴拉伸强度会逐渐提高。然而, 不同应变率下动力增长因子却始终保持不变, 这也从侧面说明, 忽略率效应对  $a$  的影响, 不会显著影响材料单轴或拉伸子午面的动态强度规律。

### 3 单轴动态强度准则试验验证

根据前人的研究成果, 搜集了多种材料的单轴动态强度试验数据(图 14), 不同材料强度随应变率变

化规律基本一致, 通过调整模型中临界应变率、强度增长率等参数, 可以较好的拟合各种材料的单轴压缩及拉伸强度特性。

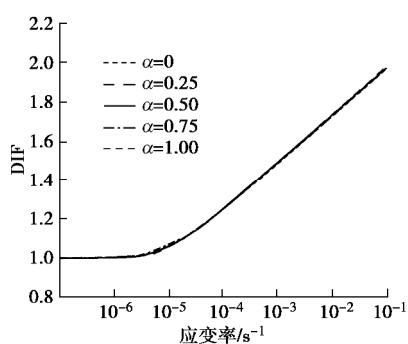


图 13 不同应变率下单轴拉伸强度

Fig. 13 Uniaxial tensile strengths under different strain rates

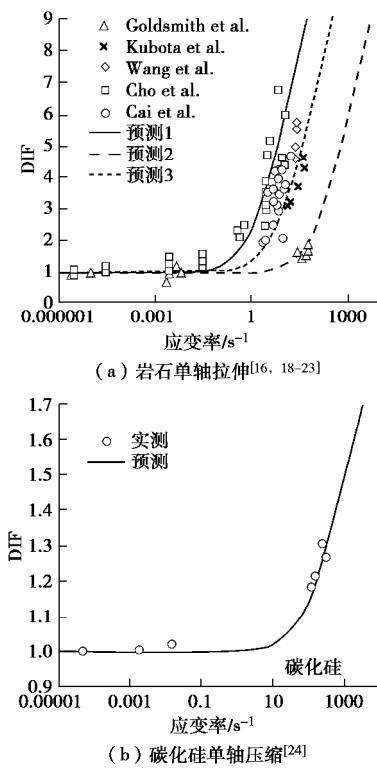


图 14 单轴动态强度试验验证

Fig. 14 Validation of uniaxial strength criterion by experiments

#### 4 多轴动态强度准则试验验证

在静态、准静态条件下, 统一强度准则已通过砾石、岩石、混凝土等材料的强度试验进行验证<sup>[12]</sup>。而在高应变率下开展真三轴试验尚有较大的技术难度, 目前率效应试验以双轴压-压或拉压为主。本文将采用混凝土动态试验对强度准则进行验证。图 15 为三轴压缩试验的预测和实测结果<sup>[13]</sup>, 试验所用试件为 100 mm×100 mm×100 mm 立方体, 试验过程中, 侧向压

力保持恒定, 分别为 0, 0.25 $f_c$ , 0.5 $f_c$ , 0.75 $f_c$ , 试件竖向加载直至破坏, 加载应变率分别为  $10^{-5}$ ,  $10^{-4}$ ,  $10^{-3}$ ,  $10^{-2}$ 。理论预测参数为  $M_f=1.45$ ,  $n=0.4$ ,  $p_f=f_c$ ,  $s_0=0.09f_c$ ,  $k_e=0.236$ ,  $e_0=10^{-5}$ 。由对比结果可以看出, 本文的动态强度准则可以描述应变率对子午面强度包线的影响。

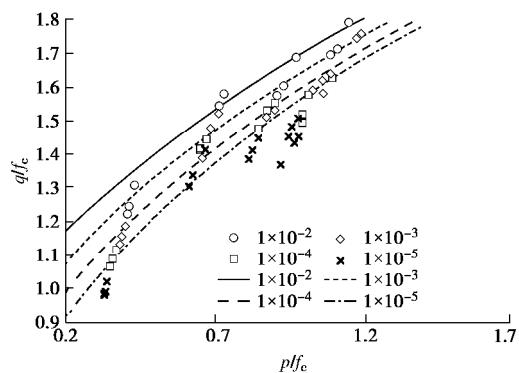


图 15 不同应变率下混凝土三轴压缩试验强度<sup>[13]</sup>

Fig. 15 Triaxial compressive strengths under different strain rates<sup>[13]</sup>

图 16 为双轴压-压试验的预测和实测对比结果, 试件采用双轴加载, 加载过程中, 始终保持 2 个方向荷载比例不变, 应力比分别为 1:0, 1:0.25, 1:0.5, 1:0.75, 1:1。试验过程中, 在不同加载应变率下进行试验, 使试件破坏。由于应力比不同, 各个工况应力罗德角不同, 应力比为 1:1 时对应三轴拉伸状态。由于混凝土试件强度相同, 参数与上文一致, 因需要考虑三轴拉伸应力状态, 中主应力系数  $a$  取为 0.75, 预测结果较好地反映了混凝土双轴压-压强度特性(图 16)。

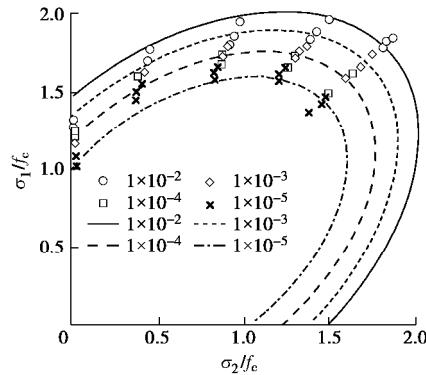


图 16 不同应变率下混凝土双轴压-压强度<sup>[13]</sup>

Fig. 16 Biaxial compressive strengths under different strain rates<sup>[13]</sup>

#### 5 结 论

本文结合单轴和多轴动态强度试验数据, 基于统一强度准则进行研究, 得出以下主要结论:

(1) 在半对数坐标系下, 单轴强度与无量纲量 $\frac{\sigma}{\sigma_0} + 1$ 成线性关系, 由此可以建立单轴动态强度公式, 式中仅包含临界应变率和强度增长率两个物理意义明确且易于确定的参数。

(2) 针对子午面动态强度, 不同应变率下强度包线在双对数坐标系下近似平行, 应变率效应可以归结为对强度包线的平移, 即对等向拉伸强度或黏聚力的影响。在半对数坐标系下, 等向拉伸强度与无量纲量 $\frac{\sigma}{\sigma_0} + 1$ 成线性关系, 规律与单轴压缩、拉伸试验相似。由此建立动态坐标系, 并将统一强度准则扩展至考虑应变率效应。

(3) 根据试验规律, 应变率变化对中主应力参数几乎没有影响, 由此将动态强度准则扩展至3维应力状态。当多轴动态强度准则退化至单轴压缩或拉伸应力状态, 可以描述与试验一致的动态单轴强度规律。

(4) 采用多轴动态强度准则, 可以预测不同应变率下混凝土的双轴试验结果, 由于相关试验数据有限, 真三轴条件下的动态强度还需要进一步研究验证。

## 参考文献:

- [1] 杜修力, 王阳, 路德春. 混凝土材料的非线性单轴动态强度准则[J]. 水力学报, 2010, **41**(3): 300–309. (DU Xiu-li, WANG Yang, LU De-chun. Non-linear uniaxial dynamic strength criterion for concrete[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, **41**(3): 300–309. (in Chinese))
- [2] LU D, WANG G, DU X, et al. A nonlinear dynamic uniaxial strength criterion that considers the ultimate dynamic strength of concrete[J]. International Journal of Impact Engineering, 2017, **103**: 124–137.
- [3] ZHOU X Q, HAO H. Modelling of compressive behaviour of concrete-like materials at high strain rate[J]. International Journal of Solids and Structures, 2008, **45**(17): 4648–4661.
- [4] REINHARDT H W, ROSSI P, VAN Mier J G M. Joint investigation of concrete at high rates of loading[J]. Materials and Structures, 1990, **23**(3): 213–216.
- [5] EIBL J, SCHMIDT-HURTENNE B. Strain-rate-sensitive constitutive law for concrete[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1999, **125**(12): 1411–1420.
- [6] 周秋景, 张国新, 李同春. 基于多轴等效变动力损伤模型的混凝土坝工作性态分析[J]. 水力发电, 2014(12): 26–30. (ZHOU Qiu-jing, ZHANG Guo-xin, LI Tong-chun. Analysis on working performance of concrete dams with a dynamic multi-axis equivalent strain damage model[J]. Water Power, 2014(12): 26–30. (in Chinese))
- [7] 王怀亮, 宋玉普. 多轴应力状态下混凝土的动态强度准则[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2014, **46**(4): 93–97. (WANG Huai-liang, SONG Yu-pu. A dynamic strength criterion of concrete under multiaxial stress state[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2014, **46**(4): 93–97. (in Chinese))
- [8] YAO Y, LU D, ZHOU A, et al. Generalized non-linear strength theory and transformed stress space[J]. Science in China Series E: Technological Sciences, 2004, **47**(6): 691–709.
- [9] 杜修力, 王国盛, 路德春. 混凝土材料非线性多轴动态强度准则[J]. 中国科学: 技术科学, 2014, **44**(12): 1319–1332. (DU Xiu-li, WANG Guo-sheng, LU De-chun. Nonlinear multiaxial dynamic strength criterion for concrete material[J]. Scientia Sinica Technologica, 2014, **44**(12): 1319–1332. (in Chinese))
- [10] QIAN Q, QI C, WANG M. Dynamic strength of rocks and physical nature of rock strength[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2009, **1**(1): 1–10.
- [11] WANG G, LU D, DU X, et al. Dynamic multiaxial strength criterion for concrete based on strain rate-dependent strength parameters[J]. J Eng Mech ASCE, 2018, **144**: 4018018.
- [12] YAO Y, HU J, ZHOU A, et al. Unified strength criterion for soils, gravels, rocks, and concretes[J]. Acta Geotechnica, 2015, **10**(6): 749–759.
- [13] 吕培印. 混凝土单轴、双轴动态强度和变形试验研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2001. (LÜ Pei-yin. Experimental Study on Dynamic Strength and Deformation of Concrete Under Uniaxial and Biaxial Action[J]. Dalian: Dalian University of Technology, 2001. (in Chinese))
- [14] 过镇海. 混凝土的强度和变形试验基础和本构关系[M]. 北京: 清华大学出版社, 1997. (GUO Zhen-hai. Strength and Deformation of Concrete[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1997. (in Chinese))
- [15] 张建民, 邵生俊. 三维应力条件下饱和砂土的动有效强度准则[J]. 水力学报, 1989(3): 54–59. (ZHANG Jian-min, SHAO Sheng-jun. Dynamic effective strength criterion of saturated sand under three-dimensional stress[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1989(3): 54–59. (in Chinese))
- [16] LI H B, LI T J, ZHAO J. Triaxial compression tests on a granite at different strain rates and confining pressures[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, **36**(8): 1057–1063.
- [17] SHI L, WANG L, SONG Y, et al. Dynamic multiaxial strength and failure criterion of dam concrete[J]. Construction

- and Building Materials, 2014, **66**: 181 - 191.
- [18] CHO S H, OGATA Y, KANEKO K. Strain-rate dependency of the dynamic tensile strength of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, **40**(5): 763 - 777.
- [19] CAI M, KAISER P K, SUORINENI F, et al. A study on the dynamic behavior of the Meuse/Haute-Marne argillite[J]. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 2007, **32**(8/9/10/11/12/13/14): 907 - 916.
- [20] KUBOTA S, OGATA Y, WADA Y, et al. Estimation of dynamic tensile strength of sandstone[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, **45**(3): 397 - 406.
- [21] WANG Q Z, LI W, XIE H P. Dynamic split tensile test of flattened Brazilian disc of rock with SHPB setup[J]. Mechanics of Materials, 2009, **41**(3): 252 - 260.
- [22] WANG Q Z, LI W, SONG X L. A method for testing dynamic tensile strength and elastic modulus of rock materials using SHPB[J]. Pure and Applied Geophysics, 2006, **163**(5/6): 1091 - 1100.
- [23] GOLDSMITH W, SACKMAN J L, EWERTS C. Static and Dynamic Fracture Strength of Barre Granite[C]// International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon, 1976: 303 - 309.
- [24] WANG H, RAMESH K T. Dynamic strength and fragmentation of hot-pressed silicon carbide under uniaxial compression[J]. Acta Materialia, 2004, **52**(2): 355 - 367.

### 标准摘录：出版物上数字用法（GB/T 15835—2011）选用汉字数字情形

#### （1）非公历纪年

干支纪年、农历月日、历史朝代纪年及其他传统上采用汉字形式的非公历纪年等等，应采用汉字数字。

示例：丙寅年十月十五日 庚辰年八月五日 腊月二十三 正月初五 八月十五中秋  
秦文公四十四年 太平天国庚申十年九月二十四日 清咸丰十年九月二十日  
藏历阳木龙年八月二十六日 日本庆应三年

#### （2）概数

数字连用表示的概数、含“几”的概数，应采用汉字数字。

示例：三四个 一二十个 四十五六岁 五六万套 五六十年前  
几千 二十几 一百几十 几万分之一

#### （3）已定型的含汉字数字的词语

汉语中长期使用已经稳定下来的包含汉字数字形式的词语，应采用汉字数字。

示例：万一 一律 一旦 三叶虫 四书五经 星期五 四氧化三铁 八国联军  
七上八下 一心一意 不管三七二十一 一方面 二百五 半斤八两  
五省一市 五讲四美 相差十万八千里 八九不离十 白发三千丈  
不二法门 二八年华 五四运动 “一二·八”事变 “一二·九”运动

DOI: 10.11779/CJGE202003012

# 昔格达地层隧道局部浸湿失稳特征及突变预测研究

周 平<sup>1</sup>, 王志杰<sup>1</sup>, 侯伟名<sup>1</sup>, 周飞聪<sup>1</sup>, 杜彦良<sup>1, 2</sup>, 冯冀蒙<sup>\*1</sup>, 徐海岩<sup>1</sup>

(1. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 2. 石家庄铁道大学河北省大型结构健康诊断与控制重点实验室, 河北 石家庄 050043)

**摘要:** 为研究“见风成粉、遇水成泥”的昔格达地层隧道局部侵湿失稳特征, 开展室内土工试验测试含水率对昔格达地层力学性质的影响, 应用数值模拟手段探究局部含水率变化的昔格达地层隧道围岩变形特征, 引入局部突变理论, 提出昔格达地层隧道围岩遇水软化稳定性判别方程, 结合现场监测验证结果合理性。研究结果表明: 昔格达地层围岩具有显著的水敏感性, 其中浅灰色页岩夹砂岩原状围岩的力学性质受含水率的影响最大, 当含水率超过敏感界限时, 围岩迅速劣化, 力学性质出现跳跃式下降; 昔格达地层隧道环向局部含水率升高将导致隧道收敛变形加剧, 其中拱顶及仰拱处围岩含水率达到 30% 时, 拱顶沉降与基底下沉明显增大, 边墙处局部浸湿对周边围岩的水平位移有较大影响, 易引发围岩侵入建筑限界甚至突变失稳; 纵向仰拱局部浸湿主要存在两种模式: 端部浸湿的类悬臂梁模式与初支中部浸湿的类简支梁模式; 类悬臂梁模式下, 在低含水率下, 围岩位移随着靠近浸湿部位而加速增大; 在高含水率下, 围岩位移随着靠近浸湿部位增长速率放缓; 类简支梁模式下, 浸湿中心处初期支护位移受含水率变化影响最为明显, 拱顶竖向位移降低约 64.2%, 边墙水平位移降低 62.5% 左右, 拱顶竖向位移降低约 84.6%; 中心两侧位移变化有所不同, 靠近掌子面附近的围岩变形始终大于其他位置; 基于昔格达地层围岩水敏感性与遇水软塑特性, 建立围岩局部浸湿软化力学模型, 导出的围岩稳定性判别方程在实际工程应用中具备可行性与较高的准确性; 研究结果可为后期川藏铁路昔格达地层隧道的安全施工及稳定性评价提供指导。

**关键词:** 昔格达地层隧道; 含水率; 局部浸湿; 突变理论; 围岩稳定性

中图分类号: U45.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0503-10

作者简介: 周 平(1991—), 男, 博士, 主要从事复杂地质山岭隧道防灾减灾理论与实践研究。E-mail: zhoupeng\_swjtu@foxmail.com.

## Local slaking instability characteristics and catastrophic prediction of deep tunnels in Xigeda strata

ZHOU Ping<sup>1</sup>, WANG Zhi-jie<sup>1</sup>, HOU Wei-ming<sup>1</sup>, ZHOU Fei-cong<sup>1</sup>, DU Yan-liang<sup>1, 2</sup>, FENG Ji-meng<sup>1</sup>,  
XU Hai-yan<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Key Laboratory of Structural Health Monitoring and Control, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** In order to study the local infiltration and instability characteristics of the tunnels in Xigeda strata with “Becoming powder because of wind and forming mud owing to water”, the indoor soil tests are carried out to analyze the influences of water content on the mechanical properties of the Xigeda strata, and the numerical simulation method is used to explore the deformation characteristics of the surrounding rock of the tunnels in Xigeda strata with change of local water content. The local catastrophe theory is introduced, and the discriminant equation for the water softening stability of the surrounding rock of the tunnels is proposed. The rationality of the results is verified by field monitoring. The results show that the surrounding rock of the Xigeda strata has significant water sensitivity. The mechanical properties of the original rock of the shallow gray shale-sandstone sandstone are most affected by the water content. When the water content exceeds the sensitive limit, the surrounding rock deteriorates rapidly. The mechanical properties show a leaping decline. The increase of the local water content in the circumferential direction of the tunnels in Xigeda strata will lead to the intensification of their convergence deformation. When the water content of the surrounding rock at the vault and the invert arch reaches 30%, the arch settlement and the basal subsidence are obvious. If it is enlarged, the local slaking at the side wall will have a great influence on the horizontal displacement of the surrounding rock, which may cause the surrounding rock to invade the building boundary or even have

收稿日期: 2019-01-13

\*通信作者 (E-mail: fengjm@swjtu.edu.cn)

sudden instability. There are two main modes of longitudinal infiltration of the main inversion: end the cantilever beam modes of end slaking and the simply supported beam mode of the initial branch slaking. In the former mode, at low water content, the displacement of the surrounding rock increases with the proximity of the wetted part. At high water content, the displacement of the surrounding rock increases with the growth rate near the slaking part. In the latter mode, the initial support displacement at the slaking center is most affected by the change of water content, and the vertical displacement of the dome is reduced by about 64.2%. The flat displacement is reduced by about 62.5%, and the vertical displacement of the dome is reduced by about 84.6%. The displacement changes at both sides of the center are different, and the deformation of the surrounding rock near the face is always greater than that in other locations. Based on the water sensitivity of the surrounding rock of the Xigeda strata and the softening plastic characteristics owing to water, the local soft slaking softening mechanical model for the surrounding rock is established, and the derived discriminant equation for stability of the surrounding rock has feasibility and high accuracy in practical engineering application. The research results can provide guidance for the safe construction and stability evaluation of the tunnels in the later Sichuan-Tibet Railway.

**Key words:** Xigeda stratum tunnel; water content; local wetting; catastrophe theory; surrounding rock stability

## 0 引 言

昔格达地层是中国特有的一种见风成粉、遇水成泥的特殊软弱岩层，含水率较低时表现为坚硬，暴露在空气中容易变成粉末状，遇水后瞬间崩解为泥状<sup>[1]</sup>。以往在昔格达地层修建边坡、路堑、道路和桥梁过程中都出现了较大的工程事故，如边坡滑坡、路堑失稳、路面开裂和桥梁倾斜等<sup>[2-3]</sup>。随着中国成昆铁路复线和川藏高速公路如火如荼地修建，以目前十余座昔格达地层隧道工程建设实践表明，在该地层修建隧道中极易出现局部围岩大变形，局部初期支护开裂，掌子面塌方和洞口二衬开裂等灾害问题，严重影响着隧道工程的建设与开展。而作为中国头号工程的川藏铁路同样将面临西南地区昔格达地层，因此研究昔格达地层隧道局部浸湿失稳特征及突变预测研究显得尤为重要。

正因为昔格达地层的特殊性和潜在的工程危险性，吸引了众多学者对其展开深入研究。如在室内试验研究方面，向贵福等<sup>[4]</sup>通过对昔格达地层中砂岩、泥质粉砂岩、粉砂质泥岩和泥岩等岩类颗粒筛分试验，获得了各岩类的粒组结构及粒径级配曲线；周平等<sup>[5-7]</sup>通过室内试验在考虑含水率的基础上对昔格达地层隧道开挖围岩稳定及围岩亚分级进行深入研究，并得到昔格达地层隧道围岩的变形特征曲线和失稳机理。在理论分析研究方面，孟祥磊<sup>[8]</sup>从围岩应力释放率、尺寸效应、隧道埋深3个方面研究昔格达地层隧道变形规律；马德林<sup>[9]</sup>则对昔格达土的工程特性和黏土岩的结构性进行分析，进而对适用于昔格达黏主岩的本构模型展开研究。在数值模拟研究方面，王志杰等<sup>[10-11]</sup>运用数值仿真软件，建立多种施工工法模型，从隧道围岩变形时空效应特征角度，对比分析昔格达组地层在不同施工工法中的变形响应；许瑞宁等<sup>[12-13]</sup>和孙长

升<sup>[14]</sup>采用数值模拟与现场多断面监测相结合的方法，研究在三台阶临时仰拱法施工中昔格达组地层大断面隧道变形的时空效应。

由于昔格达地层为中国特有地层，目前国外学者暂未对其展开研究，而纵观国内研究成果，目前学者们对昔格达地层的研究主要集中于其物理力学特性及隧道合理施工工法方面，且考虑隧道整体含水率的研究较多，而针对隧道局部含水率变化对隧道稳定的研究基本没有，而目前昔格达地层隧道在局部位置发生灾变的事件较为频繁，基于此，本文通过室内土工试验、数值模拟及理论研究等方法对昔格达地层隧道局部水侵湿稳定性进行研究，并引入突变理论，结合现场实测对局部失稳进行预测。研究结果可为后期川藏铁路的昔格达地层隧道的安全施工及稳定性评价提供指导。

## 1 工程概况

成昆复线米攀段有18座隧道，其中有10座隧道施工穿越昔格达地层，总计约有10.4 km路段的地层存在着面积和厚度较大的第三系、第四系昔格达地层（NQ<sub>x</sub>），占全线长19.18%，其中特长和长隧道占50%，中长隧道30%，短隧道20%，昔格达地层隧道分布如图1。

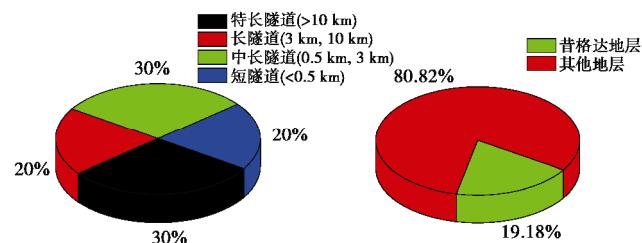


图 1 昔格达地层隧道分布

Fig. 1 Distribution of tunnels in Xigeda strata

垭口隧道全长12447 m, 隧道设计为单洞双线。隧道最大埋深约900 m所左右, 隧道区覆盖有第四系全新统坡残积(Q4del)粉质黏土、碎石土及块石土, 泥石流堆积(Q4sef)碎石土, 坡崩积(Q4dl=+col)块石土, 坡残积(Q4dl+el)黏土、角砾石及碎石土, 下伏第三系昔格达组(N2x)页岩夹砂岩, 侏罗系下统益门组(J1y)泥岩夹砂岩, 三叠系上统宝鼎组下段(T3bd1)砂岩、泥岩夹炭质页岩及煤层, 古元古界康定群冷竹关组(Pt1l)石英片岩、片麻岩及咱里组(Pt1z)片麻岩, 攀枝花超单元组合大田组(Pt1DE0)石英闪长岩等。在隧道施工过程中遇到昔格达地层, 发生了隧道围岩大变形等失稳事故, 现场昔格达地层如图2所示。



图2 昔格达地层现场表征

Fig. 2 Field characterization of Xigeda strata

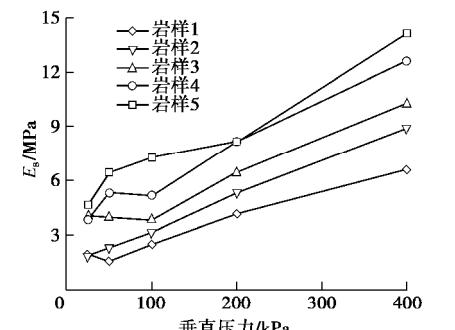
## 2 昔格达地层隧道围岩物理和力学性质试验

### 2.1 昔格达地层隧道围岩物理性质

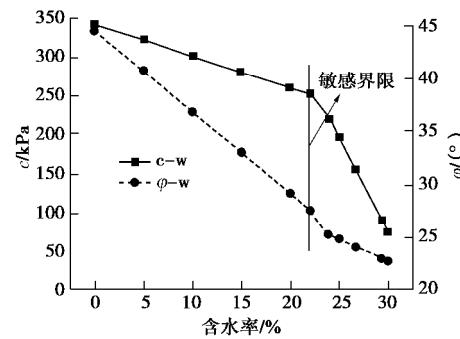
为了准确掌握昔格达地层隧道围岩物理力学特性, 从依托隧道现场不同断面不同位置开挖面取不同昔格达地层岩样, 隧道现场取样的昔格达地层隧道围岩进行试验, 得到各参数平均值, 天然密度=1.88 g/cm<sup>3</sup>、颗粒密度=2.70 g/cm<sup>3</sup>、天然含水率=26.8 g/cm<sup>3</sup>、天然孔隙比=0.828 g/cm<sup>3</sup>、孔隙率=45%、饱和度=86.7%、液限=35.1%、塑限=19.0%和塑性指数=16.0。

### 2.2 昔格达地层隧道围岩力学性质

对原状围岩试样展开压缩试验, 并进行试验数据统计, 分别得到5种围岩试样在不同含水率及各级垂直压力等级作用下的压缩模量。5种岩样在含水率为15%时的压缩模量如图3(a)所示。在相同含水率下, 与其它围岩试样相比, #1浅灰色页岩夹砂岩围岩试样压缩模量最小。对原状围岩试样分别进行直剪试验和不固结不排水剪(UU)试验, 直剪试验和三轴试验。其中#1浅灰色页岩夹砂岩围岩试样的结果如图3(b)示。可以明显看出, 当含水率超过20%时, 抗剪强度急剧减小。含水率达到30%时的黏聚力和摩擦角分别为0%含水率原状围岩试样的14.3%, 56.8%, 受含水率的影响较大。



(a) 昔格达地层围岩压缩模量



(b) 昔格达地层围岩抗剪强度

图3 昔格达地层隧道围岩的力学性质

Fig. 3 Mechanical properties of surrounding rock of tunnels in Xigeda strata

## 3 数值模拟

### 3.1 计算模型建立

计算模型主要根据《改建铁路成都至昆明线扩能改造工程米易至攀枝花设计附图》中的现场施工方案和设计进行建立。隧道的跨高分别12.96 m和11.57 m, 根据圣维南原理, 以减少模型的边界效应为目的, 在计算模型的边界范围取开挖洞径的3~5倍为宜, 因此本次模型的左右边界均取距离隧道侧面58.5 m, 下边界取距离隧道底部60 m, 模型沿隧道轴向拉伸长度60 m的距离, 隧道埋深取50 m, 模型如图4所示。模型左右两侧边界分别施加水平向约束, 底面施加竖向约束, 正面、后面沿隧道轴向进行约束, 仅考虑自重应力场的作用。

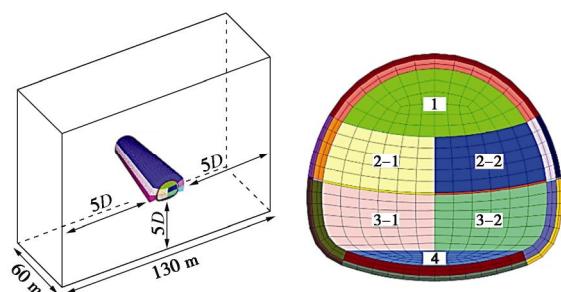


图4 隧道三台阶开挖施工布置图

Fig. 4 Construction layout of three-step excavation of tunnel

### 3.2 计算参数选取

基于室内试验结果,选择水敏感性最强的#1浅灰色页岩夹砂岩作为隧道围岩,开展三台阶开挖施工模拟。其中不同含水率工况下的围岩物理力学参数见表1,支护结构材料物理力学参数见表2。

表1 不同含水率条件下的围岩物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of surrounding rock under different water contents

含水率 /%	密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力 c/kPa	内摩擦角/(°)
0	1.95	193.89	0.4	343.4	44.5
5	1.95	189.54	0.4	322.8	40.7
10	1.95	184.80	0.4	302.1	36.8
15	1.95	180.06	0.4	281.4	33.0
20	1.95	175.35	0.4	260.7	29.1
25	1.95	121.65	0.4	196.3	24.8
30	1.95	23.43	0.4	75.5	22.8

注:密度对数值模拟结果影响较小,因此,围岩密度均取室内物理力试验得到的密度平均值1.95 g/cm<sup>3</sup>。

表2 材料物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of materials

名称	弹性模量 /MPa	泊松比	黏聚力 c/kPa	内摩擦角/(°)	密度 /(kg·m <sup>-3</sup> )
初期支护	27.57	0.2	—	—	2500
二次衬砌	32.64	0.2	—	—	2500
仰拱回填区	28.00	0.2	—	—	2300

本次计算假定所有材料为连续均匀的理想物质;本文的研究对象昔格达地层为层理构造,节理发育较为明显,采用在昔格达地层的研究中较为适用的Ubiquitous-Joint Model作为围岩本构关系,依据刚度等效原则将初支中的型钢钢架折算成三维立方体实体单元,折算后的实体单元与型钢翼缘宽度和格栅钢架宽度相等,厚度与喷混凝土相等,弹性模量按刚度等效进行折减。等效公式为

$$E_{st} I_{st} = E_0 I_0 \quad (1)$$

式中,  $E_{st}$ ,  $I_{st}$  分别为钢架弹性模量和抗弯惯性矩,  $E_0$ ,  $I_0$  分别为折算后的等效弹性模量和等效抗弯惯性矩。

钢架刚度等效示意图和锚杆(管)及钢架数值模型示意如图5和图6所示。通过计算得到支护结构参数见表3和表4。

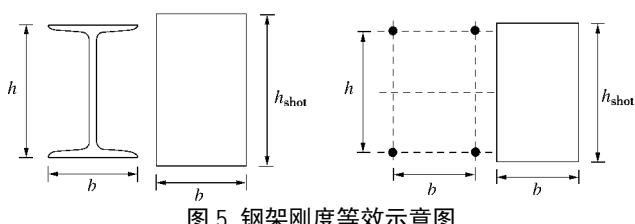


Fig. 5 Equivalent sketch of stiffness of steel frame

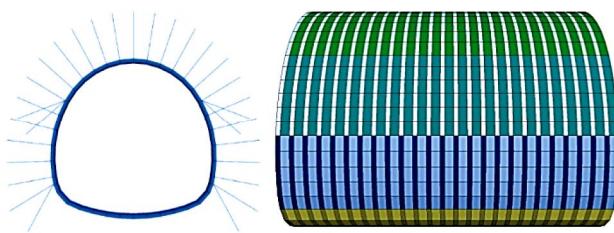


图6 支护体系模型示意图

Fig. 6 Model sketch of supporting system

表3 钢架结构计算参数

材料	弹性模量 E/GPa	泊松比 n	重度 γ/(kN·m <sup>-3</sup> )	Table 3 Parameters of supporting structures	
				钢架区域(折算后)	C25 喷射混凝土
钢架区域(折算后)	52.5	0.20	25		
C25 喷射混凝土	23.0	0.23	22		
C35 钢筋混凝土	32.0	0.20	25		

表4 锚杆计算参数

Table 4 Parameters of bolts

名称	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力 c/kPa	内摩擦角/(°)	密度 /(kg·m <sup>-3</sup> )	备注
锚杆区	0.19	0.4	446.42	44.5	1950	含水率 0%

### 4 考虑局部含水率变化的昔格达地层隧道围岩变形特征

#### 4.1 环向局部含水率变化的隧道围岩变形特征

昔格达地层局部浸湿将导致围岩性质劣化,从而影响支护受力与隧道安全稳定,为此掌握昔格达隧道围岩水侵崩解泥化过程中的围岩变形特征至关重要。故在昔格达地层隧道三台阶开挖过程中,监测隧道横断面不同位置在不同含水率下的围岩竖向变形和平变形。局部含水率变化通过改变局部的物理力学参数从而进行表征,图7为环向局部含水率变化模型图。

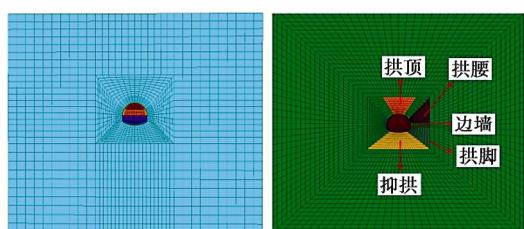


图7 环向局部含水率变化模型图

Fig. 7 Model diagram of change of local water content in circumferential direction

##### (1) 围岩竖向变形特征

图8是局部含水率变化的昔格达地层隧道围岩竖向变形特征。其表明:当拱顶出现局部水侵湿现象时,

随着含水率的增加, 隧道各位置的竖向变形出现一定的波动现象。当含水率为20%增加至25%时, 对隧道的变形影响并不显著, 说明隧道在这阶段处于相对稳定的状态。因为隧道结构与荷载的对称性, 当拱顶含水率为30%时, 其他位置变形同样不明显, 但拱顶沉降值急剧增大, 对隧道安全造成极大威胁, 在施工中应该引起重视。当右拱腰和右拱脚部位发生含水率变化时, 隧道断面各位置的竖向位移变化均很小。当右拱脚出现局部水侵湿现象时, 含水率为20%和含水率为25%的两条竖向变形曲线基本重合, 对隧道的变形影响并不显著。当含水率增至30%时, 最大竖向位移即出现在右拱脚, 因为右拱腰与右拱脚处于同一竖向直线向, 故可以看出对右拱腰的变形影响也相对较大。当仰拱处围岩出现不同含水率变化现象时, 随着含水率的改变, 对隧道全环的竖向位移均会造成影响。当含水率为20%增加至25%时, 对隧道的变形基本没有影响。但当拱顶含水率为30%时, 各部位竖向位移同时出现非常明显的增大现象, 因为昔格达遇水易软化, 含水率的增加导致地基承载力降低, 隧道整体呈现向下滑降的趋势。

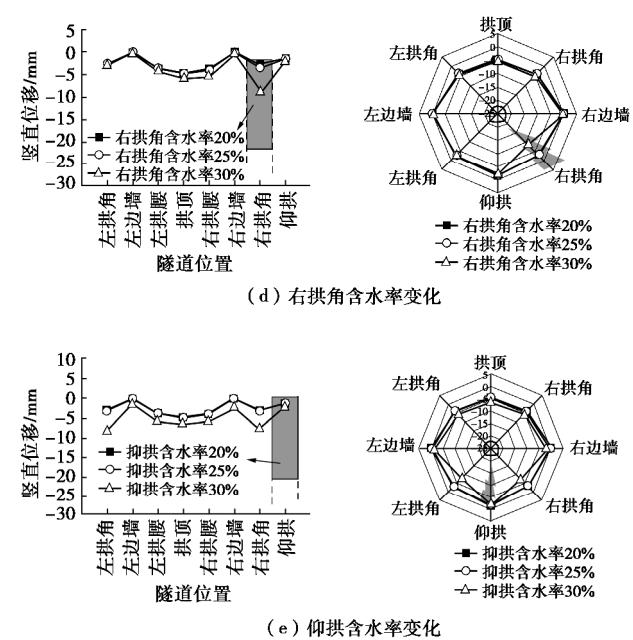
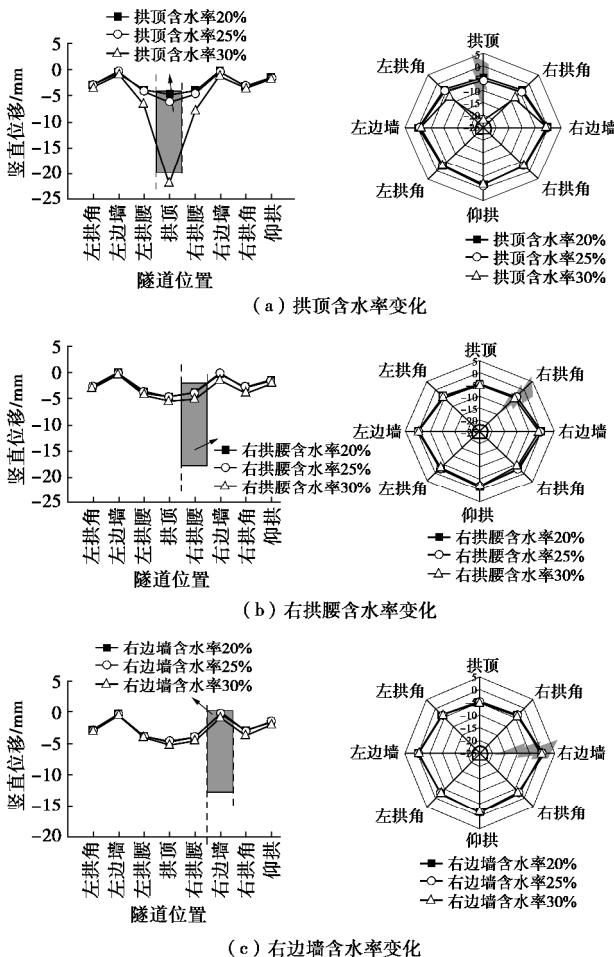
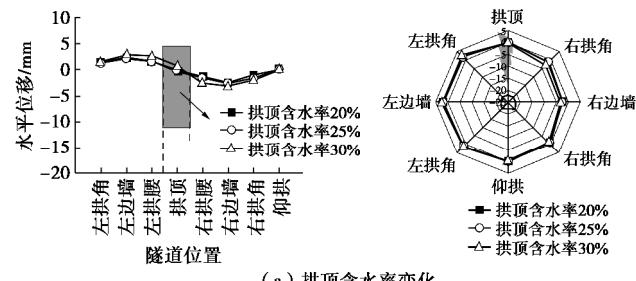


图8 局部含水率变化的昔格达地层隧道围岩竖向变形特征

Fig. 8 Vertical deformation characteristics of surrounding rock of tunnels in Xigeda strata with change of local water content  
(2) 围岩水平变形特征

图9为局部含水率变化的昔格达地层隧道围岩水平变形特征。从图中可以明显看出, 昔格达隧道环向局部含水率侵湿变化过程中, 含水率增大对隧道边墙的水平围岩变形影响最大, 对拱顶和仰拱处的水平位移变化影响最小。当拱顶围岩发生浸湿, 随着含水率的增加, 拱顶水平位移基本没有变化, 而隧道出现向内部收缩的趋势, 挤压净空面积。右拱腰随着含水率的增大, 右边墙的竖向位移最为明显, 而对其他位置的影响可以忽略不计, 说明此时隧道右侧向内收敛, 而左侧没有发生移动。当右边墙处含水率为30%时, 右边墙的净空收敛值急剧增大, 是含水率为20%时的6.9倍。当仰拱围岩发生浸湿时与拱顶浸湿所表现出的变形特征基本相同, 随着含水率的增加, 拱顶和仰拱处水平位移基本没有变化, 隧道两侧均匀向内变形, 且两侧位移数值大致相等。在实际工程中, 应该加强对昔格达地层隧道净空收敛的监测, 保证其施工的安全性。



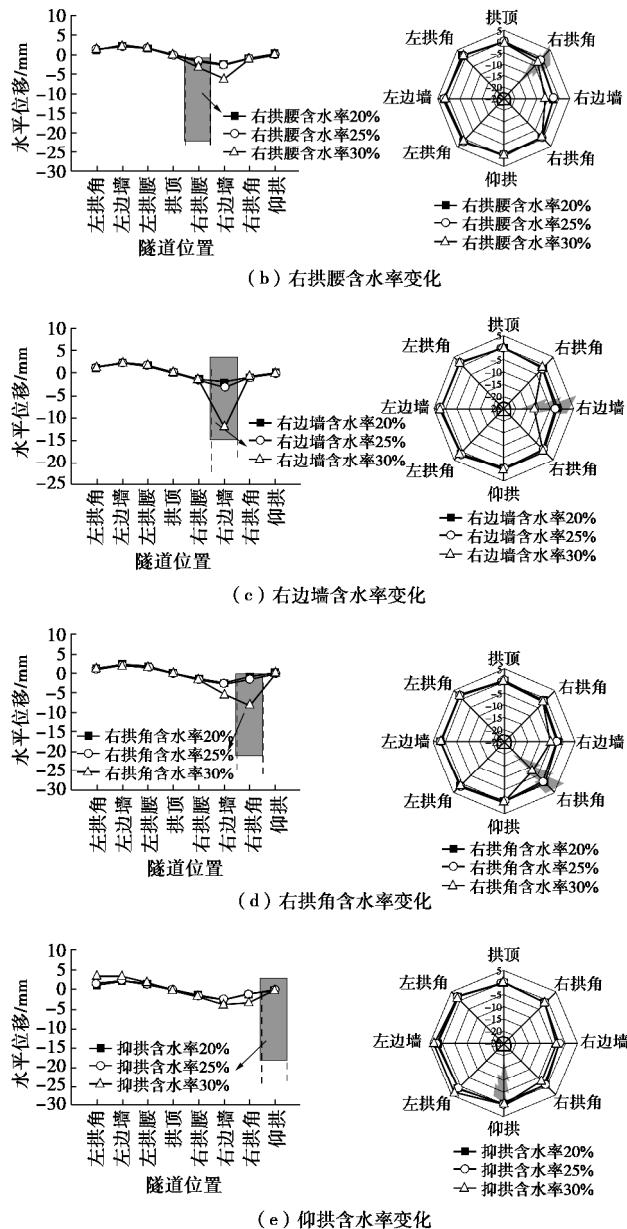


图 9 局部含水率变化的昔格达地层隧道围岩水平变形特征

Fig. 9 Horizontal deformation characteristics of surrounding rock of strata tunnels with change of local water content

#### 4.2 纵向仰拱局部含水率变化的隧道围岩变形特征

本工况下数值模型的尺寸为: 长(纵向)×宽(水平向)×高(竖向)=60 m×100 m×100 m, 隧道埋深取40 m, 边界设定和水平约束与上文一致, 纵向仰拱局部含水率侵湿主要考虑两种, 即类悬臂梁和类简支梁, 如图类悬臂梁主要是在仰拱的端部发生侵湿, 端部侵湿后围岩强度降低, 容易造成仰拱初支空洞进而形成类似于悬臂梁的结构, 图10为类悬臂梁计算模型; 类简支梁主要发生在仰拱初支中间部位, 两边分别为仰拱端头和仰拱二衬, 因此中间围岩发生侵湿造成仰拱初支受力不均, 容易产生应力集中, 造成初支的破坏等问题, 图11为类简支梁计算模型。通过不断改变浸水浸湿区的含水率, 监测与浸湿距离不同位置,

隧道断面各部位的围岩变形特征。

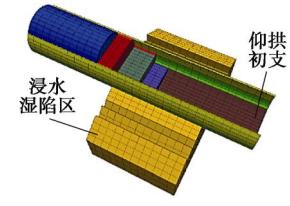


图 10 类悬臂梁计算模型

Fig. 10 Computational model for cantilever beams

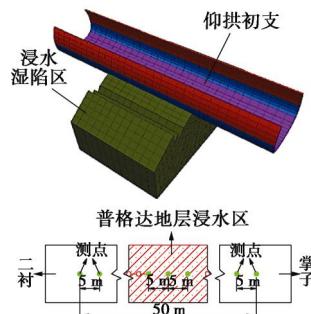


图 11 类简支梁计算模型

Fig. 11 Computational model for simply supported beams

图12为纵向仰拱类悬臂梁围岩变形特征。从图中可以看出, 随着含水率的增大, 拱底竖向、拱顶竖向及边墙水平位移逐渐增大; 且越接近侵湿部位, 各部位监测位移均增大; 在含水率较低时一般是接近侵湿部位尤其是在靠近10 m左右就开始发生急剧增大的现象, 在高含水率时, 在距离25 m时本身变形值就很大, 因此在靠近侵湿部位增大不明显。特别当含水率为0%时, 在距离5 m左右时, 变形值才突然升高, 此时拱底竖向位移增大316.7%, 拱顶竖向位移增大233.3%, 边墙水平位移增大250%。基底处含水率变化对拱顶与拱底处竖向位移影响较大, 两个部位位移增长率分别为89.4%与81.2%, 而对边墙水平位移影响较小, 边墙水平位移仅增长了66.7%。由于掌子面前方围岩未开挖扰动, 掌子面后方一定距离内初期支护具有支承加固作用, 因而靠近掌子面附近的监测点位移较小。

图13为纵向仰拱类简支梁围岩变形特征。可以从图中看出, 随着含水率的增大, 拱底竖向、拱顶竖向及边墙水平位移逐渐增大。含水率由15%变化到20%, 位移变化较大, 增长速率超过200%; 由20%增长到30%过程中, 位移变化较小。高含水率中心两侧位移变化有所不同, 靠近掌子面一侧初期支护随着含水率的增大, 位移增大速率小于远离掌子面一侧, 但始终

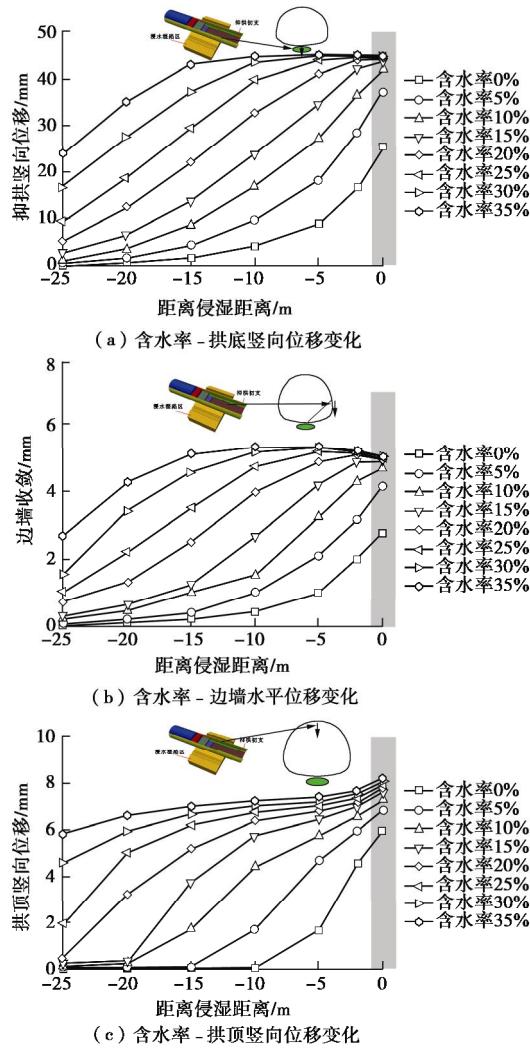


图 12 纵向仰拱类悬臂梁围岩变形特征

Fig. 12 Deformation characteristics of surrounding rock of longitudinal inverted arch cantilever beams

高于远离一侧。在低含水率情况下, 各部位位移值均很小, 特别对于远离掌子面的一侧的位移情况基本没有变化。其中, 各部位的位移值在不同含水率情况下处于浸湿位置时降低最为明显, 拱顶竖向位移降低约 64.2%, 边墙水平位移降低 62.5%左右, 拱顶竖向位移降低约 84.6%。越靠近掌子面, 位移值越大, 这是因为掌子面的开挖从而对周边围岩产生扰动且初期支护施作不够及时; 而远离掌子面的另一侧的位移逐渐降低, 因为掌子面后方支护结构与围岩在反复平衡作用下趋于稳定状态。在昔格达地层隧道中, 若基底发生水侵现象时, 应该加强对掌子面的超前预加固并及时施作初期支护。

## 5 突变理论的运用

由以上研究内容可知, 昔格达地层隧道围岩的局部含水率对围岩及衬砌结构的稳定性起着至关重要的作用, 为获取隧道施工过程中的预警信息, 建立围岩稳定性判别体系至关重要, 因此本文引入局部突变理

论解决上述问题。

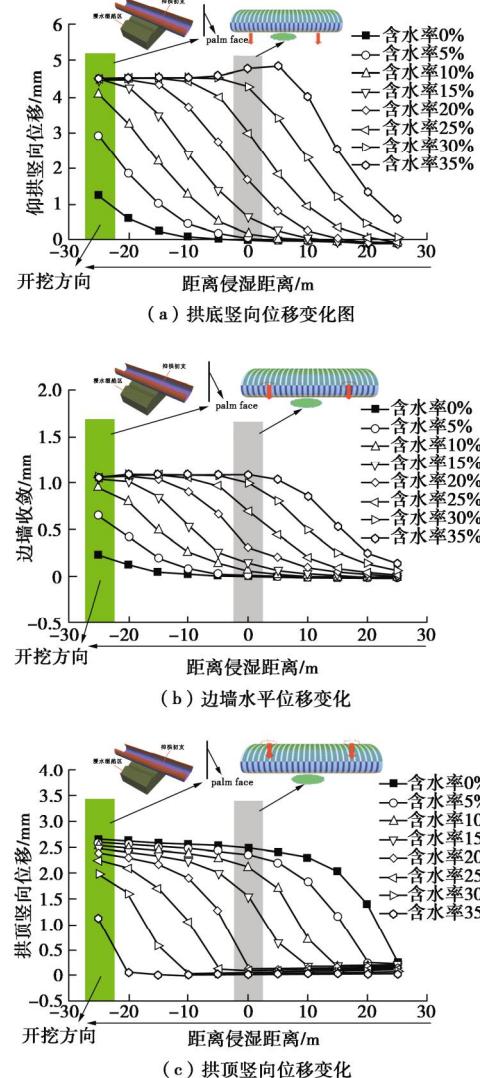


图 13 纵向仰拱类简支梁围岩变形特征

Fig. 13 Deformation characteristics of surrounding rock of longitudinal inverted arches

### 5.1 突变理论基本原理

突变理论是研究非线性系统稳态跃迁的一个数学工具, 其主要思想是采取数学模型处理动态系统中平衡态跳跃性突变问题。该理论核心手段是运用分歧理论将待解问题的评价指标进行自上而下多层次分解, 排列成树形结构, 并建立归一公式运用奇异性理论将变量带入突变模型进行求解。通过少数几个控制变量即可对系统稳定组态变化进行有效预测。其中尖点突变函数为其中较为常用的一种。

**尖点突变理论:** 势函数  $V$  为包含两个控制变量的二参函数, 其形式如下:

$$V = x^4 + gx + hx \quad , \quad (2)$$

式中,  $V$  为系统的势,  $x$  为状态变量,  $g, h$  为两个控制变量。

### 5.2 力学模型

根据昔格达土地层隧道围岩局部遇水软化的地质

特征, 建立力学模型如图 14 所示。在开挖, 隧道围岩遇水软化区域属于稳定状态; 随着隧道开挖的推进, 围岩遇水软化区域受到扰动, 变为软塑状态, 软塑区的不断发展扩大最终形成松动圈, 围岩突变失稳。

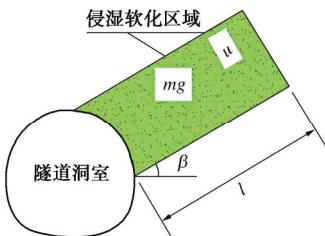


图 14 隧道围岩局部侵湿软化的力学模型

Fig. 14 Mechanical model for local slaking and softening of surrounding rock of tunnels

### 5.3 围岩软化失稳判据

昔格达地层隧道在开挖过程中可以看作是能量储存与释放的动态过程, 围岩浸湿区域为软塑状态, 其抗剪强度随着剪切变形变化而变化; 图 15 为水侵区域围岩的剪应力  $t$  与剪切变形  $u$  的关系。

浸湿软化区域围岩本构关系:

$$t_b = t_f e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2} \quad (3)$$

式中  $t$  为浸湿软塑区域的剪应力;  $t_f$  为软塑性段围岩的初始剪切强度;  $u_1$  为图 15  $t-u$  曲线拐点处的  $u$  值。

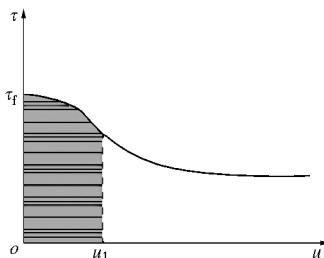


图 15 浸湿软塑区域剪应力和剪切变形的关系

Fig. 15 Relationship between shear stress and shear deformation in slaking softening plastic zone

昔格达地层围岩水敏感性特征明显, 为将其纳入到突变理论中进行考虑, 构造水致弱函数<sup>[15]</sup>:

$$g(w) = (1 - c_R)(1 - w)^2 + c_R \quad (4)$$

式中,  $w$  为围岩的含水率,  $c_R$  为围岩的饱和软化系数。

由图 14 中力学模型可知, 该系统总势能  $V$  包含浸湿软化区域岩体应变软化释放能力  $V_1$ , 软化岩体重力沿坍落方向滑动势能  $V_2$  这两部分组成。

浸湿软化区域岩体应变软化释放能力为

$$V_1 = 2 \int_0^u g(w) t_f e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2} du \quad (5)$$

坍落体沿滑移面重力势能:

$$V_2 = mg u \sin b \quad (6)$$

式中,  $\beta$  为滑移面与水平面的夹角。

总势能

$$V_{(u)} = 2 \int_0^u g(w) t_f e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2} du - mg u \sin b \quad (7)$$

对上式求导, 取  $V'=0$ , 求得平衡曲面如下:

$$V' = 2 g(w) t_f e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2} - mg \sin b = 0 \quad (8)$$

将式 (8) 相对于尖点处的位移  $u_1$  作泰勒展开并截取至第 3 次项, 可得到

$$V' = \frac{2 l t g(w)}{3 \sqrt{e}} \left\{ 3 \left( 1 - \frac{mg \sin b}{2 t_f l g(w) \sqrt{e}} \right) \left( \frac{u - u_1}{u_1} \right)^3 - 3 \left( \frac{u - u_1}{u_1} \right)^2 \right\} = 0 \quad , \quad (9)$$

式中,  $l$  为浸湿软化区域滑移面的长度。

引入无量纲的状态变量  $x = \frac{u - u_1}{u_1}$ , 得到状态变量  $x$ 。

得到标准方程:

$$x^3 + ax + b = 0 \quad , \quad (10)$$

式中  $a = 3$ ,  $b = 1 - \frac{mg \sin b}{2 t_f l g_a(x_a) \sqrt{e}}$ 。

$$D = -4 + 9 \left( 1 - \frac{mg \sin b}{2 t_f l g_a(x_a) \sqrt{e}} \right)^2 \quad , \quad (11)$$

式 (11) 为围岩稳定性的判据, 当  $D > 0$  时, w 隧道围岩处于稳定状态, 当  $D \leq 0$  时, 隧道围岩会失稳。

### 5.4 工程运用

结合依托工程对上述突变理论在昔格达地层隧道局部含水率问题的进行运用验证, 选取隧道里程为 DK105+096, DK105+132, DK105+185, DK105+223 四个监测断面进行相关数据采集与计算, 结果如表 5、图 16 所示。

表 5 突变理论计算结果

Table 5 Calculated results of catastrophe theory

位置	DK105+096	DK105+132	DK105+185	DK105+223
$m/kg$	$3.24 \times 10^5$	$1.82 \times 10^5$	$2.35 \times 10^5$	$9.67 \times 10^3$
$b /(^{\circ})$	25	43	47	59
$w /%$	23.8	21.5	16.3	9.7
$l/m$	15	12	14	3
$D$	-2.16	-2.73	-1.51	-0.25
计算结果	突变失稳	突变失稳	突变失稳	突变失稳

为验证突变理论的准确性, 本项目进行了超前地质预探和监控量测, 如图 17 和图 18 所示。通过前期现场超前地质预报和后期的隧道变形收敛监测结果, 与突变理论计算结果进行对比 (见表 6, 图 19) 可得到, 突变理论的计算结果与现场监测的实际情况吻合情况良好, 在 DK105+096, DK105+152, DK105+215, DK105+253 这 4 个断面均准确判释出了断面的稳定性。

情况。由此可见, 运用突变理论计算昔格达地层局部含水率导致围岩的失稳问题分析是可行的, 具有较高准确性。

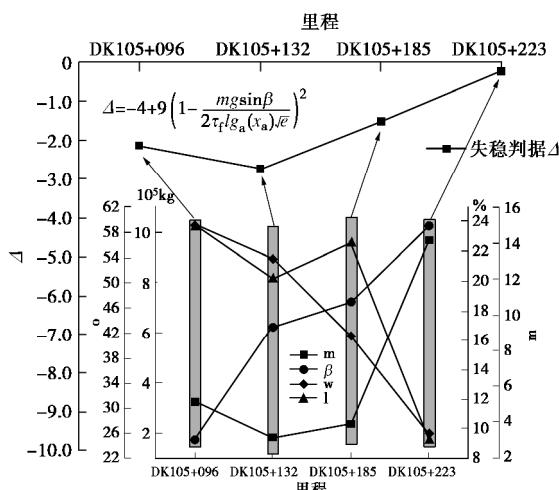


图 16 失稳判据

Fig. 16 Instability criterion

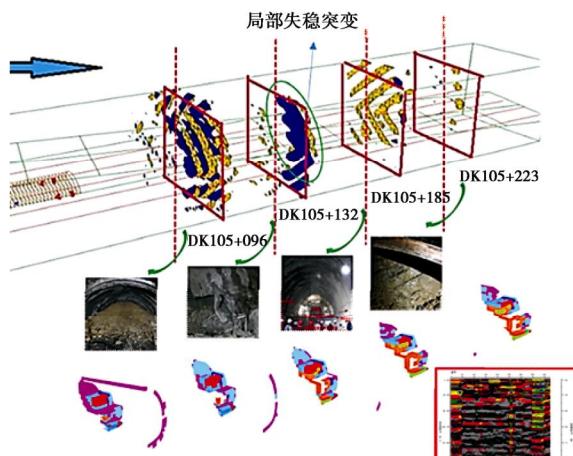


图 17 现场超前地质预报

Fig. 17 Prediction of advanced geological

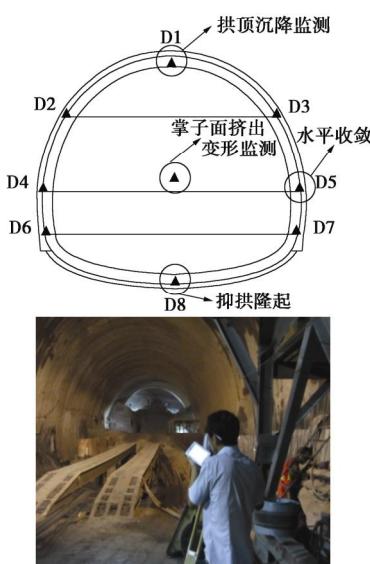


图 18 现场监控量测

Fig. 18 Field monitoring measurement

表 6 突变理论计算结果与现场情况

Table 6 Calculated results of catastrophe theory and on-site situation

位置	DK105+096	DK105+132	DK105+185	DK105+223
$\Delta$	-2.16	-2.73	-1.51	-0.25
计算结果	突变失稳	突变失稳	突变失稳	突变失稳
围岩变形	42 cm	46 cm	26 cm	6 cm
现场情况	围岩失稳	围岩失稳	围岩失稳	接近失稳

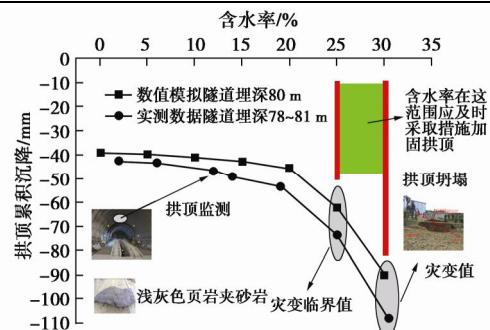


图 19 隧道突变失稳

Fig. 19 Catastrophic instability of tunnels

## 6 结 论

(1) 系统得到了昔格达地层隧道围岩的物理和力学性质, 不同含水率昔格达地层原状土室内试验结果表明: 水敏感性是昔格达地层围岩最为突出的特征之一, 其中含水率对浅灰色页岩夹砂岩的力学性质作用最大, 当含水率超过敏感界限时, 围岩力学性质发生突变, 引发突发性潮解破坏。

(2) 昔格达隧道环向不同部位局部含水率升高均对洞周围岩变形产生明显影响, 洞周各点的沉降值或水平收敛值呈现出与含水率成正相关的变化规律; 拱顶和仰拱及其附近区域的高含水率侵湿对围岩竖向位移的影响最大; 拱顶区域高含水率对拱顶竖向位移最大, 仰拱区域高含水率对其他位置尤其在墙角处影响较大, 环周各点的竖向位移随边墙区域围岩浸湿程度改变波动较小; 含水率增大对隧道边墙的水平围岩变形影响最大, 对拱顶和仰拱处的水平位移变化影响最小。

(3) 纵向仰拱局部含水率侵湿的类悬臂梁式在基底处含水率变化对拱顶与拱底处竖向位移影响较大, 两个部位位移增长率为 89.4% 和 81.2%, 而对边墙水平位移影响较小, 边墙水平位移仅增长了 66.7%; 纵向仰拱局部含水率侵湿的类简支梁式在高含水率中心两侧位移变化有所不同, 靠近掌子面一侧初期支护随着含水率的增大, 位移增大速率小于远离掌子面一侧, 但始终高于远离一侧。

(4) 引入局部突变理论, 建立围岩局部浸湿软化力学模型, 将围岩水敏感性纳入到突变理论中进行考

虑, 建立昔格达地层隧道围岩稳定性判别方程。结合依托工程, 进行局部突变理论运用, 理论计算结果与现场实际情况吻合良好, 验证了建立的失稳突变方程的可行性与准确性。

## 参考文献:

- [1] 徐则民, 刘文连. 昔格达组地层研究中需要注意的若干关键问题[J]. 地学前缘, 2011, **18**(5): 256 - 270. (XU Ze-min, LIU Wen-lian. Several key issues to be noted in the study of the Xigeda Formation[J]. Geoscience Frontiers, 2011, **18**(5): 256 - 270. (in Chinese))
- [2] 丁文富, 张广泽, 宋 章. 成昆铁路昔格达地层工程地质特性及对策研究[J]. 铁道工程学报, 2017, **34**(4): 1 - 5. (DING Wen-fu, ZHANG Guang-ze, SONG Zhang. Study on engineering geological characteristics and countermeasures of Xigeda stratum in Chengdu-Kunming Railway[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2017, **34**(4): 1 - 5. (in Chinese))
- [3] 周 罡, 曹 平, 张 科. 昔格达组黏土岩和粉砂岩现场直剪试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014, **45**(10): 3544 - 3550. (ZHOU Han, CAO Ping, ZHANG Ke. Study on direct shear test of clay rock and siltstone in Xigeda Formation[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2014, **45**(10): 3544 - 3550. (in Chinese))
- [4] 向贵府, 许 模, 崔 杰. 昔格达地层岩土颗粒组成及分形特征研究[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2018, **37**(7): 60 - 63, 75. (XIANG Gui-fu, XU Mo, CUI Jie. Study on particle composition and fractal characteristics of Xigeda stratigraphic geotechnical soil[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science Edition), 2018, **37**(7): 60 - 63, 75. (in Chinese))
- [5] 周 平, 王志杰, 徐海岩, 等. 考虑含水率的昔格达地层隧道围岩稳定及亚级分级研究[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(12): 97 - 110. (ZHOU Ping, WANG Zhi-jie, XU Haiyan, et al. Study on surrounding rock stability and sub-classification of Xigeda Formation tunnel considering water content[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(12): 97 - 110. (in Chinese))
- [6] 周 平, 王志杰, 徐海岩, 等. 昔格达地层隧道变形特性曲线及变形机理研究[J]. 土木工程学报, 2018, **51**(10): 107 - 121. (ZHOU Ping, WANG Zhi-jie, XU Haiyan, et al. Study on deformation characteristic curve and deformation mechanism of Xigeda stratum tunnel[J]. China Civil Engineering Journal, 2018, **51**(10): 107 - 121. (in Chinese))
- [7] 周 平. 昔格达地层长大铁路隧道变形—灾变特征及失稳机理研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2018. (ZHOU Ping. Study on Deformation-Catastrophe Characteristics and Instability Mechanism of the Changzhida Strata Long Railway Tunnel[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2018. (in Chinese))
- [8] 孟祥磊. 昔格达地层软弱围岩隧道变形机理及支护技术研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2015. (MENG Xiang-lei. Research on Deformation Mechanism and Support Technology of Weak Surrounding Rock Tunnel in Xigeda Stratum[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2015. (in Chinese))
- [9] 马德林. 昔格达黏土岩弹塑性损伤本构模型及隧道工程应用研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2017. (MA De-lin. The Elastoplastic Damage Constitutive Model of Xigeda Clay Rock and its Application in Tunnel Engineering[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2017. (in Chinese))
- [10] 王志杰, 周 平, 徐海岩, 等. 昔格达地层隧道围岩灾变特征及致灾因子研究[J]. 铁道工程学报, 2017, **34**(11): 67 - 75. (WANG Zhi-jie, ZHOU Ping, XU Haiyan, HOU Wei-ming, et al. Study on the characteristics of surrounding rock disasters and disaster factors in Xigeda stratum tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2017, **34**(11): 67 - 75. (in Chinese))
- [11] 王志杰, 许瑞宁, 何能方. 昔格达组地层大断面隧道变形特征分析[J]. 隧道建设, 2016, **36**(12): 1412 - 1420. (WANG Zhi-jie, XU Rui-ning, HE Neng-fang. Analysis of deformation characteristics of large-section tunnels in Xigeda Formation[J]. Tunnel Construction, 2016, **36**(12): 1412 - 1420. (in Chinese))
- [12] 许瑞宁, 王志杰. 昔格达组地层大断面隧道施工工法比选分析[J]. 公路, 2017, **62**(1): 231 - 236. (XU Rui-ning, WANG Zhi-jie. Analysis of construction method comparison of large cross-section tunnels in Xigeda Formation[J]. Highway, 2017, **62**(1): 231-236. (in Chinese))
- [13] 许瑞宁. 昔格达组地层大断面隧道变形规律及结构受力特征研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2016. (XU Rui-ning. Study on Deformation Law and Structural Stress Characteristics of Large-Section Tunnels in Xigeda Formation[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016. (in Chinese))
- [14] 孙长升. 含水率对昔格达地层隧道围岩稳定性影响及控制技术研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2015. (SUN Chang-sheng. Study on the Influence of Water Content on the Stability of Surrounding Rock of Xigeda Stratum Tunnel and its Control Technology[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2015. (in Chinese))
- [15] 王志杰, 高靖遥, 张 鹏, 等. 基于突变理论的高压岩溶隧道掌子面稳定性研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(1): 95 - 103. (WANG Zhi-jie, GAO Jing-yao, ZHANG Peng, et al. Study on the stability of high-pressure karst tunnel face based on catastrophe theory[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(1): 95 - 103. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003013

# 剪胀型土剪胀特性的大数据深度挖掘与模型研究

杨骏堂, 刘元雪\*, 郑颖人, 何少其

(陆军勤务学院岩土力学与地质环境保护重庆市重点实验室, 重庆 401311)

**摘要:** 土的剪胀性是建立本构模型的重要基础, 而当前建立的剪胀模型揭示其共同规律不够, 这也是现有的本构模型不能良好反映土体变形机制的重要原因。基于 Hadoop+Spark 计算平台, 提出了一种全局优化性强, 收敛性快, 计算稳定的 (distributed levenberg marquardt regression) DLMR 大数据特征深度挖掘算法。利用剪胀型土的大量剪胀特性试验数据, 根据该算法和剪胀型土的基本力学特性, 得到了剪胀型土的剪胀性大数据特征, 发现了剪胀率与应力、应变以及应力增量存在明显的非线性特征, 并分别建立了它们之间的相关性函数。在此基础上, 构建了可以反映剪胀型土剪胀特性共同规律的剪胀模型。通过模型的比较, 本文模型明显优于修正剑桥模型下剪胀模型的改进式和 Rowe 模型。通过模拟不同应力路径下剪胀型土的常规三轴压缩试验数据, 表明本文模型能够良好反映不同应力路径下的剪胀性。

**关键词:** 剪胀型土; 剪胀率; 大数据; 深度挖掘; 本构模型

中图分类号: TU433 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0513-10

作者简介: 杨骏堂(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事大数据与岩土本构关系等方面的研究。E-mail: [yangjt@aliyun.com](mailto:yangjt@aliyun.com)。

## Deep mining of big data and model tests on dilatancy characteristics of dilatant soils

YANG Jun-tang, LIU Yuan-xue, ZHENG Ying-ren, HE Shao-qi

(Army Logistics University of PLA, Chongqing Key Laboratory of Geomechanics and Geoenvironment Protection, Chongqing 401311, China)

**Abstract:** The dilatancy of soils is an important basis for constitutive models, and the current dilatancy models do not fully reveal their common laws, which is also an important reason why the existing constitutive models cannot well reflect the deformation mechanism of soils. Based on the Hadoop and Spark computing platform, a distributed Levenberg Marquardt regression (DLMR) algorithm for deep mining of big data with strong global optimization, fast convergence and computational stability is proposed. Based on a large number of experimental data of dilatancy characteristics of dilatant soils, according to the DLMR algorithm and the basic mechanical properties of soils, the big data characteristics of dilatancy of dilatant soils are obtained. It is found that there are obvious nonlinear characteristics between dilatancy ratio and stress, strain and stress increment, and the correlation functions between them are established respectively. On this basis, a dilatancy model which can reflect the common law of dilatancy characteristics of dilatant soils is constructed. Through model comparison, it is shown that the proposed model is superior to the dilatancy model of modified Cambridge model and Rowe model. By simulating the triaxial compression experimental data of dilatant soils under different stress paths, it is shown that the new model can well reflect the dilatancy under different stress paths.

**Key words:** dilatant soil; dilatancy ratio; big data; deep mining; constitutive model

## 0 引言

土作为多孔多相材料, 其体积会随着剪切作用, 发生膨胀或压缩, 这种性质被称作剪胀(剪缩)性<sup>[1]</sup>。剪胀性是土区别于其他材料的重要特性<sup>[2]</sup>, 是建立本构模型的基础<sup>[3]</sup>。国外学者针对土的剪胀性开展了大量研究。1885 年 Reynolds<sup>[4]</sup>提出砂土的剪胀特性与粒子之间的跨越现象有关。1962 年 Rowe<sup>[5]</sup>提出应力剪胀理论, 认为剪胀是由内部几何约束引起的, 并得到了广泛的应用。随着研究的深入, 学者们发现砂土的剪胀率还与其材料状态<sup>[6]</sup>密切相关。Been 等<sup>[7]</sup>提出了

描述粗粒土剪胀变形的状态参数, Cubrinovski 等<sup>[8]</sup>通过试验分析, 发现塑性剪应变会影响剪胀率的变化。Li 等<sup>[9]</sup>将剪胀性与材料的当前状态紧密联系起来。Antonio 等<sup>[10]</sup>利用改进后的应力剪胀理论建立了各向同性的弹塑性模型。Fern 等<sup>[11]</sup>将改进后的应力剪胀理

基金项目: 国家自然科学基金项目(41877219); 重庆市自然科学基金项目(cstc2019jcyj-msxmX0585); 重庆市规划和自然资源局科技计划项目(KJ-2018016)

收稿日期: 2019-07-04

\*通信作者(E-mail: [lyuanxue@vip.sina.com](mailto:lyuanxue@vip.sina.com))

论推广到非饱和土的研究中。Patil 等<sup>[12]</sup>对静态压实粉砂的剪胀性进行了全面的分析，并揭示了峰值应力比与剪胀率的关系。国内学者同时也取得了丰富的研究成果。李广信等<sup>[13]</sup>认为，土的剪胀变化是土颗粒从低能状态向高能状态的变化过程，其大部分剪胀会随着卸荷而恢复。张建民<sup>[14]</sup>认为砂土存在可逆性剪胀是相对滑移机制和平均定向率的可逆变化共同作用的结果。刘元雪等<sup>[15]</sup>提出土体的可恢复性剪胀可部分归因于土的各向异性引起的弹性剪胀。迟明杰等<sup>[16]</sup>基于细观力学的思想，对砂土剪胀机理开展了探索，并得到了新的剪胀模型。熊焕等<sup>[17]</sup>利用非共轴因子的优化剪胀方程，使得 Rowe 剪胀模型适用于主应力轴旋转等更加复杂的加载条件。孙逸飞等<sup>[18]</sup>基于分数阶梯度律，从理论层面提出了分数阶状态依赖剪胀方程。陆勇等<sup>[19]</sup>通过引入应力路径相关因子来修正塑性应变增量中与应力路径相关的部分，从而使得模型硬化参量能够反映密实砂土在常压下的剪胀特性。刘斯宏等<sup>[20]</sup>假定堆石料存在唯一的临界状态面，对剪胀模型与硬化参数进行了修正。Li 等<sup>[21]</sup>在对粉质黏土的三轴试验中，发现了剪胀率与塑性剪应变之间存在明显的非线性特征。

学者们从能量、状态参数和微观组构等角度来解释剪胀机理，并建立了大量模型，但这些模型的通用性却不尽人意。这个事实表明，对土的剪胀性问题的复杂性，并未找到它的症结所在。笔者认为主要是当前建立的剪胀模型并未对土的剪胀特性的共同规律进行深入研究所致。

土的剪胀性问题比较复杂。根据土在剪切作用下的体积变化过程，将其分为剪缩型土和剪胀型土。剪缩型土在剪切作用下，只发生压缩变形；剪胀型土在剪切作用下，先发生压缩变形，达到相变状态后，再发生膨胀变形。它们的力学机制与计算模型大不相同，剪缩型土的剪胀特性将另文研究，因此本文只研究剪胀型土的剪胀特性与计算模型。近年来，大数据深度挖掘技术在岩土工程的规律发现与特征提取上表现了突出的能力<sup>[22-24]</sup>，表明了大数据技术在土的剪胀性研究上是可行的。本文的主要目的是利用大数据深度挖掘技术，建立一个能反映剪胀型土的剪胀性共同规律的剪胀模型。首先基于 Hadoop+Spark 的大数据计算平台，对大量剪胀型土的剪胀性试验数据进行特征挖掘，建立了剪胀率与其各影响因素之间的相关性函数。在此基础上，根据其基本力学特性，建立了剪胀模型。通过模型的检验，验证了模型的科学性和合理性。

## 1 一种分布式处理的 DLMR 算法

在本文研究中，需要对剪胀性大数据特征进行深

度挖掘，重点是在剪胀率与其影响因素之间开展大数据回归分析。通过调研可知，传统回归算法存在着收敛性慢，计算不稳定以及在处理大规模数据时效率低下等问题。为了解决以上问题，本文提出了一种基于 Hadoop+Spark 大数据平台的（distributed levenberg marquardt regression）DLMR 算法。

### 1.1 Levenberg-Marquardt (LM) 算法

在进行回归分析时，多采用 Gradient Descent (GD) 法和 Gauss-Newton (GN) 法，但 GD 法在远离极小值时下滑很快，而在接近极小值时下滑却很慢，并且在靠近极小值时呈 Z 型下降，容易导致误差变大。GN 法在某些情况下，其后续迭代值会出现大于前序迭代值的情况，从而造成回归失败。在 LM<sup>[25]</sup>算法中，当学习参数  $\lambda$  很小时，步长等于 GN 法步长，当  $\lambda$  很大时，步长约等于 GD 法的步长，LM 算法结合了 GD 法和 GN 法的优点，同时解决了收敛性慢等问题。因此在对数据进行回归处理时，LM 算法能够表现出良好的性能。

### 1.2 基于 Hadoop+Spark 的分布式计算平台

Hadoop 是一个用于分布式计算的大数据处理平台，主要由分布式文件存储系统 (HDFS) 和 MapReduce 框架构成。在本文研究中，海量试验数据被存储在 HDFS 中，一方面实现了试验数据的分布式存储，保证了数据的安全性；另一方面也为后续的分布式计算提供了数据平台，提高了数据挖掘的效率。Spark 与其他大数据架构的最大区别是基于内存而进行数据计算，因此可高效地在内存中直接对目标数据进行复杂批量处理。Spark<sup>[26]</sup>的架构组成如图 1 所示。

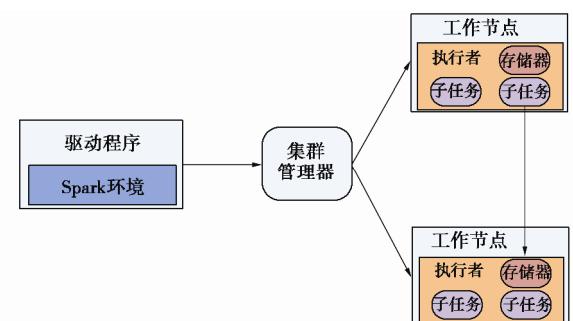


图 1 Spark 的架构组成

Fig. 1 Architectural composition of Spark

其中，Cluster Manager 可视作 Master 主节点，负责控制整个集群，并监控 Worker 的工作。Worker Node 视作从节点，负责控制具体的计算节点以及 Executor。Driver 负责运行某个 Application 的函数。Executor 视作执行器，是某个 Application 运行在 Worker Node 上的一个进程。基本原理是将目标数据划分为若干块，再交由 Cluster Manager 分配给各 Worker Node 节点计

算, 完成运算后, 再进行组合, 从而得到最终结果。在传统回归算法中, 每次迭代都必须要遍历所有数据, 导致计算效率低下。采用 Hadoop+Spark 的分布式计算平台可让集群中的多个工作节点共同参与到运算过程中, 从而大大提高计算稳定性和运行效率。

### 1.3 基于 Hadoop+Spark 的 LM 算法

在本文中引入了 LM 算法的思想, 又因为回归问题可转化为非线性最小二乘问题, 所以在进行迭代运算时, 首先用信赖域的方法计算惩罚因子  $m$ , 并将其置于迭代步长中。本文算法的迭代公式如下所示:

$$x^{k+1} = x^k + h_{lm}, \quad (1)$$

$$h_{lm} = -(J_r^T J_r + mI)^{-1} J_r^T r, \quad (2)$$

式中,  $h_{lm}$  为迭代步长,  $J_r$  为雅可比矩阵。

在描述本文提出的算法之前, 再对部分记号进行说明。 $J^k = \nabla F(x^k)$  表示函数  $F$  在  $x^k$  处的雅可比矩阵, 将  $J^k$  的列分成  $t$  组  $J_1^k, J_2^k, \dots, J_t^k$ , 其中  $J_i^k$  是  $m \times n_i$  的矩阵。又记  $x_1 \in R^{n_1}, x_2 \in R^{n_2}, \dots, x_t \in R^{n_t}$ 。设  $\bar{J}_i^k$  是由  $J^k$  的第  $j_1, j_2, \dots, j_i$  列构成, 记  $\bar{x}_i$  表示用  $x_i$  的元素代替  $n$  维零向量相应于  $j_1, j_2, \dots, j_i$  的零元素所形成的  $n$  维向量。结合 1.1 和 1.2 节内容, 可将 LM 算法在 Hadoop+Spark 的分布式计算平台下实现, 步骤如下所示: ①首先定初始值  $x^1, k=1, i=1, r^k = F(x^k)$ ; ②计算  $J_i^k = \nabla F(x^k)_i, i=1, 2, \dots, t$ ; ③计算  $s_i^k, \min\{\|J_i^k s_i + r^{k+(i-1)/t}\|_2; s_j \in R^{n_j}\}, i=1, 2, \dots, t$ ; ④计算  $w_i, i=1, 2, \dots, t$ ; ⑤计算  $r^{k+1} = r^k + \sum w_i J_i^k s_i^k$ ; ⑥计算  $x^{k+1} = x^k + \sum w_i \bar{s}_i^k$ ; ⑦当迭代完成或满足收敛条件时, 运算结束, 得到最优的回归训练参数, 否则令  $k=k+1$ , 转到步骤②, 重复进行。通过对本文算法分析可知, 步骤②、③和④具有完全的可并行性, 另在步骤⑤和⑥中, 可让  $t$  个工作节点分别计算  $r^{k+1}$  和  $x^{k+1}$  的分量, 所以本文提出的分布式 DLMR 算法具有良好的并行性。另在本文研究中, 集群平台的环境配置如表 1 所示。

表 1 基于 Hadoop 的 Spark 大数据计算平台环境配置

Table 1 Environment configuration of Spark big data computing platform based on Hadoop

软件名称	版本
Hadoop	2.6.2
Spark	1.5.2
Scala	2.10.4
Java	jdk1.7.0_79
Ubuntu	14.04

## 2 基于剪胀性的大数据特征和 DLMR 算法的剪胀模型

### 2.1 剪胀性大数据的来源

剪胀性数据的可靠性和规模性是保证本文研究的

重要条件, 因此在对数据进行筛选时需要严格按照如下标准施行。

(1) 由于本文针对的是剪胀型土的研究, 所以选择的土样本的体应变  $e_v$  随轴向应变  $e_l$  的变化趋势需要符合图 2 中曲线所示。

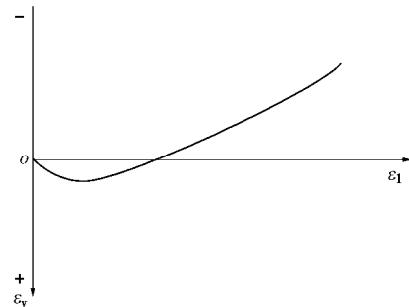


图 2 剪胀型土  $e_v$  与  $e_l$  的关系

Fig. 2 Relationship between  $e_v$  and  $e_l$  of dilatant soil

(2) 应力路径对土的剪胀特性的影响比较复杂。课题组考虑到常规三轴压缩试验在实际应用中较为普遍, 数据丰富并且较易获取; 另一方面常规三轴压缩试验的应力路径较为简单。因此在本文研究中要求试验数据必须来源于常规三轴压缩试验的土样本。

(3) 在提取试验数据点时, 必须按照实际的试验点进行提取。其中在剪缩阶段的试验点要求不少于 10 个, 在剪胀阶段的试验点要求不少于 15 个。

前期, 课题组已从国内外具有重要影响的学术刊物中搜集了约 500 篇关于土的剪胀性的文献资料, 主要来源期刊见表 2。

表 2 文献主要来源表

Table 2 Main sources of literatures

中文期刊	外文期刊
《岩土工程学报》	《GEOTECHNIQUE》
《岩石力学与工程学报》	《SOILS FOUND》
《岩土力学》	《INT J GEOMECH》
《土木工程学报》	《J GEOTECH GEOENVIRON》

为了保证本文研究中数据来源的可靠性, 同时避免数据提取中存在的误差影响, 将课题组分为两个小组, 严格按照上述的数据筛选标准分别进行核查, 最终得到 155 个剪胀型土样本, 并从中提取计算出相关的试验数据如表 3 所示, 其中剪胀率  $d$ , 为塑性体应变增量  $de_v^p$  与塑性剪应变增量  $de_s^p$  的比值, 可作为评价剪胀性的重要指标, 当  $d > 0$  时, 土体为剪缩变形; 当  $d < 0$  时, 土体为剪胀变形。

### 2.2 剪胀率的影响因素

剪胀率  $d$  是评价土的剪胀性的重要指标, 因此对剪胀率影响因素的研究显得尤为必要。对于剪胀型土, Roscoe 等<sup>[27]</sup>认为  $d$  与应力比  $q/p$  有关。Cubrinovski

表 3 部分土样本的数据

Table 3 Data of some soil samples

样本编号	实验序列点	$d$	$p$	$q$	$dp$	$dq$	$e_v^p$	$e_s^p$	$L$
S-1	1	0.67	715.12	795.28	40.23	120.69	0.0026	0.0039	M
	2	0.44	745.43	886.28	30.32	90.96	0.0048	0.0089	M
	M	M	M	M	M	M	M	M	M
	24	-0.02	820.84	1112.52	-2.51	-7.53	0.0056	0.0931	M
CN-5	M	M	M	M	M	M	M	M	M
	1	0.85	283.51	400.53	38.38	115.14	0.0007	0.0008	M
	2	0.63	333.14	549.44	49.63	148.90	0.0012	0.0016	M
	M	M	M	M	M	M	M	M	M
	28	-0.09	417.40	802.21	-5.90	-17.72	-0.0164	0.0631	M

等<sup>[8]</sup>指出  $d$  会受到塑性剪应变  $e_s^p$  的影响。考虑到塑性体应变  $e_v^p$  也是描述土的剪胀性的一个重要参数, 所以表明  $d$  与  $e_v^p$ ,  $e_s^p$  均存在相关关系。岩土材料不同于其他材料, 其变形过程不仅取决于当前应力状态, 还与应力增量状态有关。综上分析, 本文利用 155 个剪胀型土样本的剪胀性大数据, 分别计算了  $d$  与应力、应变以及应力增量之间的相关系数, 结果如图 3 所示。

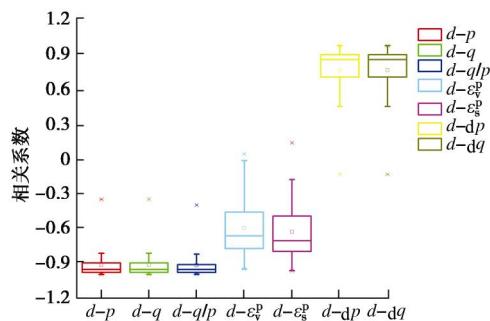


图 3 剪胀率与不同影响因素之间的相关系数

Fig. 3 Correlation coefficient between dilatancy ratio and different influencing factors

从图 3 可知,  $d$  与  $p$ ,  $q$  的相关系数均值约为 -0.9,  $d$  与  $q/p$  的相关系数均值高达 -0.92, 表明  $d$  与  $p$ ,  $q$ ,  $q/p$  均为高度负相关;  $d$  与  $e_v^p$ ,  $e_s^p$  的相关系数均值分别为 -0.61, -0.65, 表明  $d$  与  $e_v^p$ ,  $e_s^p$  呈负相关;  $d$  与  $dp$ ,  $dq$  的相关系数均值约为 0.75, 表明  $d$  与  $dp$ ,  $dq$  呈正相关。考虑到  $p$ ,  $q$ ,  $q/p$  均为应力型影响因素,  $p$  和  $q$  又处于同一量级,  $d$  与  $q/p$  的相关性更强, 且远高于  $e_v^p$ ,  $e_s^p$ ,  $dp$ ,  $dq$ , 所以在本文中选择  $q/p$  作为  $d$  的主要影响因素, 而将  $e_v^p$ ,  $e_s^p$ ,  $dp$ ,  $dq$  作为  $d$  的附加影响因素进行研究。

### 2.3 剪胀率与各影响因素之间的相关性函数

在本节中, 基于剪胀型土的剪胀性大数据特征, 根据其基本力学特性和本文提出的 DLMR 算法, 分别建立了剪胀率与各影响因素之间的相关性函数。

(1) 剪胀率与主要影响因素之间的相关性函数研究土的剪胀性的最佳方法是绘制  $d$  随应力比 ( $q/p$  可记作  $h$ ) 变化的曲线。剪胀型土的变化过程如图 4 所示, 可分为 3 个特征阶段和 3 个特征点。图中的  $M_d$  表示剪胀应力比, 它与  $e_v - e_1$  坐标系中的  $e_{vmax}$  相对应, 即表明土体在达到  $M_d$  之前, 一直处于剪缩变形; 当达到  $M_d$  时, 体积压缩变形达到最大; 经过  $M_d$  之后, 土体开始膨胀变形, 即  $M_d$  为土体由剪缩状态转换为剪胀状态的特征点。 $M_f$  则表示峰值应力比, 它与  $(s_1 - s_3) - e_1$  坐标系中的  $(s_1 - s_3)_{max}$  相对应, 即土体所能达到的最大应力比。

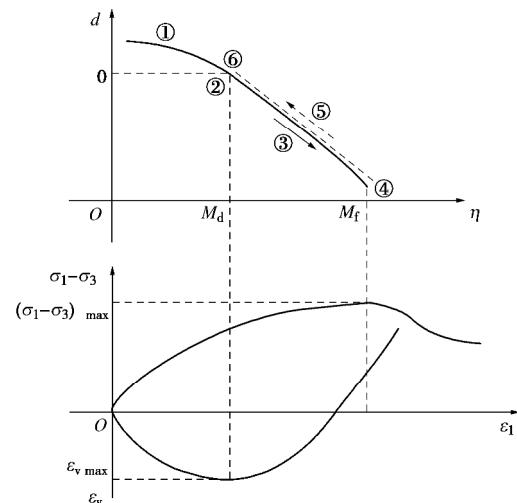


图 4 剪胀型土的剪胀率随应力比的变化

Fig. 4 Change of dilatancy ratio with stress ratio of dilatant soil

从图 4 可知: ①剪缩阶段, 此时  $0 < h < M_d$ ,  $d > 0$ , 土体为剪缩变形; ②相变转换特征点, 此时  $h = M_d$ ,  $d = 0$ ; ③剪胀阶段, 此时  $M_d < h < M_f$ ,  $d < 0$ , 土体为剪胀变形; ④峰值应力比点, 此时  $h = M_f$ ,  $d < 0$ , 土体为剪胀变形; ⑤软化阶段, 此时  $M_d < h < M_f$ ,  $d < 0$ , 土体为剪胀变形; ⑥临界特征点,  $d = 0$ 。考

虑到剪胀型土样本的  $h$  范围差别较大, 所以基于峰值应力比  $M_f$  对  $h$  进行归一化处理, 如下式:

$$\bar{h} = \frac{h}{M_f} , \quad (3)$$

$\bar{h}$  表示归一化后的  $h$ , 根据如图 5 所示的  $d$  与  $\bar{h}$  的大数据特征, 再依据上述①~⑥的变形阶段, 参考修正剑桥模型和统一硬化理论<sup>[28]</sup>, 可提出相关性函数如下式:

$$f(h) = d_h = \frac{\overline{M_d}^{n_1} - \bar{h}^{n_1}}{n_2 \bar{h}^{n_3}} \exp(\overline{M_f} - \bar{h}) , \quad (4)$$

式中,  $d_h$  表示主要影响因素  $h$  所对应的剪胀率,  $\overline{M_d}$  为  $\bar{h}$  所对应的剪胀应力比,  $\overline{M_f}$  为  $\bar{h}$  所对应的峰值应力比。通过本文提出的 DLMR 算法, 即可得到如图 5 所示的拟合曲线。此时参数为:  $n_1=3.610$ ,  $n_2=1.251$ ,  $n_3=0.027$ , 拟合度为 0.764。

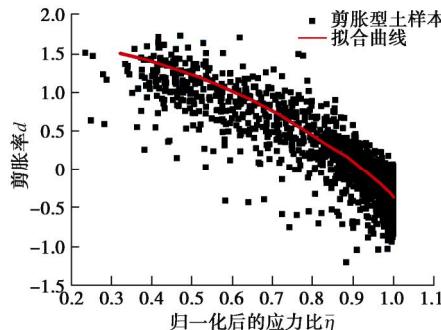


图 5  $d$  与  $\bar{h}$  的大数据特征

Fig. 5 Big data characteristics of  $d$  and  $\bar{h}$

## (2) 剪胀率与附加影响因素之间的相关性函数

在上节中, 已研究了  $h$  对  $d$  的影响, 并得到了  $d_h$  与  $h$  的相关性函数。本节中利用式(5)即可得到附加因素  $e_v^p$ ,  $e_s^p$ ,  $dp$ ,  $dq$  对剪胀率的影响。

$$d_{re} = \frac{d}{d_n} - 1 , \quad (5)$$

式中,  $d_{re}$  表示纯考虑应力比的剪胀率误差, 也是附加影响因素对剪胀率影响的比例。本节主要研究  $d_{re}$  与附加影响因素之间的相关关系。

### a) $d_{re}$ 与 $e_v^p$ 的相关性函数

考虑到剪胀型土样本的  $e_v^p$  范围差别较大, 本文将  $e_v^p$  归一化后再进行研究, 归一化方法如下式所示:

$$\overline{e_v^p} = \frac{e_v^p - e_{v,cs}^p}{e_{v,pts}^p - e_{v,cs}^p} , \quad (6)$$

式中,  $e_{v,cs}^p$  表示临界状态 (critical state) 时的  $e_v^p$ ,  $e_{v,pts}^p$  表示相变转换状态 (phase transformation state) 时的  $e_v^p$ ,  $\overline{e_v^p}$  表示归一化的  $e_v^p$ ,  $d_{re}$  与  $\overline{e_v^p}$  的大数据特征关系如图 6 所示。

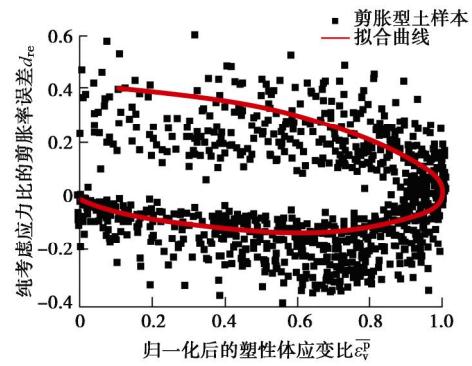


图 6  $d_{re}$  与  $\overline{e_v^p}$  的大数据特征

Fig. 6 Big data characteristics of  $d_{re}$  and  $\overline{e_v^p}$

从图 6 可知, 在剪缩阶段,  $d_{re}$  随着  $\overline{e_v^p}$  的增大逐渐减小, 达到相变特征状态时  $\overline{e_v^p}$  达到最大, 有  $\overline{e_v^p}=1$ ,  $d_{re}$  趋于 0。在剪胀阶段,  $d_{re}$  随着  $\overline{e_v^p}$  的减小而先减小后增大, 达到临界状态时有  $\overline{e_v^p}=0$ ,  $d_{re}$  趋于 0。由于  $d_{re}$  与  $\overline{e_v^p}$  的特征关系可近似为椭圆曲线。因此可建立如下椭圆方程:

$$\frac{[(\overline{e_v^p}-1)\cos n_7 + d_{re} \sin n_7 + 1 - n_4]^2}{n_5^2} + \frac{(d_{re} \cos n_7 - \overline{e_v^p} + 1)^2}{n_6^2} = 1 \quad (0 \leq \overline{e_v^p} \leq 1) , \quad (7)$$

式中,  $n_5$  表示椭圆的长半轴长,  $n_6$  为短半轴长。 $n_4$  和  $n_7$  分别表示平移和旋转参数。同时, 式(7)可表示为式(8)的形式, 即为  $d_{re}$  与  $\overline{e_v^p}$  之间的相关性函数:

$$f_1(\overline{e_v^p}) = d_{re} = f(\overline{e_v^p}, n_4, n_5, n_6, n_7) . \quad (8)$$

通过本文提出的 DLMR 算法, 即可得到如图 6 中的拟合曲线, 此时参数为  $n_4=0.437$ ,  $n_5=0.425$ ,  $n_6=0.241$ ,  $n_7=0.183$ , 拟合度为 0.653。

### b) $d_{re}$ 与 $e_s^p$ 的相关性函数

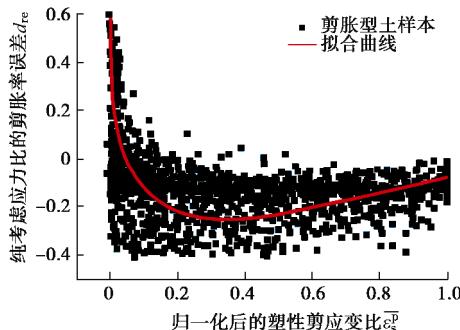
根据剪胀型土的基本力学特性可知, 塑性剪应变  $e_s^p$  在剪切作用下逐渐增大。考虑到  $e_s^p$  在临界状态下仍然会继续增大, 所以本文将初始临界状态 (initial critical state) 时的  $e_s^p$  记作  $e_{s,ics}^p$ 。又因为剪胀型土样本的  $e_s^p$  范围差别较大, 因此基于  $e_{s,ics}^p$  对  $e_s^p$  进行归一化处理,  $\overline{e_s^p}$  表示归一化的  $e_s^p$ , 如下式所示:

$$\overline{e_s^p} = \frac{e_s^p}{e_{s,ics}^p} , \quad (9)$$

$d_{re}$  与  $\overline{e_s^p}$  的大数据特征关系如图 7 所示。

从图 7 可知, 在剪缩阶段,  $d_{re}$  随着  $\overline{e_s^p}$  的增大而减小; 在剪胀阶段,  $d_{re}$  随着  $\overline{e_s^p}$  的增大先减小, 再逐渐增大, 因此可提出  $d_{re}$  与  $e_s^p$  的相关性函数如下式所示:

$$f_2(\overline{e_s^p}) = d_{re} = n_8 + n_9 \exp(\overline{e_s^p}) + n_{10} \ln(\overline{e_s^p}) . \quad (10)$$

图 7  $d_{re}$  与  $\bar{e}_s^p$  的大数据特征Fig. 7 Big data characteristics of  $d_{re}$  and  $\bar{e}_s^p$ 

通过本文提出的 DLMR 算法, 即可得到如图 7 中所示的拟合曲线。此时参数为:  $n_8 = -0.701$ ,  $n_9 = 0.232$ ,  $n_{10} = -0.137$ , 拟合度为 0.668。

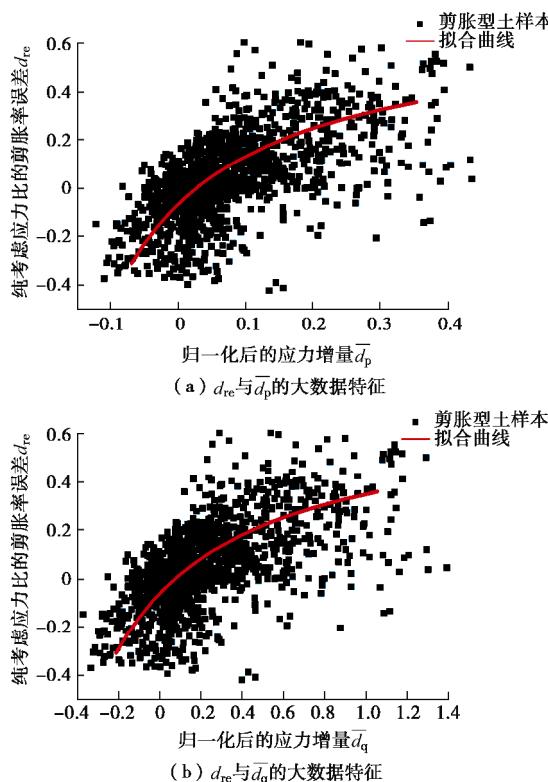
### c) $d_{re}$ 与 $dp$ , $dq$ 的相关性函数

考虑到剪胀型土样本中  $dp$  和  $dq$  范围差别较大, 因此选择先期固结压力  $p_c$  分别对其进行归一化处理, 如下式所示:

$$\overline{dp} = \frac{dp}{p_c}, \quad (11)$$

$$\overline{dq} = \frac{dq}{p_c}. \quad (12)$$

式中,  $\overline{dp}$  和  $\overline{dq}$  分别表示归一化的  $dp$  和  $dq$ 。 $d_{re}$  与  $\overline{dp}$ ,  $\overline{dq}$  的大数据特征关系如图 8 (a), (b) 所示。

图 8  $d_{re}$  与应力增量的大数据特征Fig. 8 Big data characteristics of  $d_{re}$  and stress increment

从图 8 (a), (b) 可知,  $d_{re}$  分别随着  $\overline{dp}$ ,  $\overline{dq}$  的

增加而逐渐变大, 因此可提出  $d_{re}$  分别与  $dp$ ,  $dq$  的相关性函数如下式所示:

$$f_3(dp) = d_{re} = \frac{n_{11} + \overline{dp}}{n_{12} + n_{13}\overline{dp}}, \quad (13)$$

$$f_4(dq) = d_{re} = \frac{n_{14} + \overline{dq}}{n_{15} + n_{16}\overline{dq}}. \quad (14)$$

通过本文提出的 DLMR 算法, 即可得到如图 8 (a), (b) 中所示的拟合曲线。此时式 (13) 中参数为  $n_{11} = -0.028$ ,  $n_{12} = 0.671$ ,  $n_{13} = 1.353$ , 拟合度为 0.635。此时式 (14) 中参数为:  $n_{14} = -0.075$ ,  $n_{15} = 1.238$ ,  $n_{16} = 1.431$ , 拟合度为 0.638。

### 2.4 剪胀型土的剪胀模型

从 2.3 节的结论可知, 基于大量剪胀型土样本试验数据建立的剪胀率与各影响因素之间的相关性函数拟合度均较低, 这表明了剪胀率不能只考虑单一因素的影响, 而是需要综合考虑主要因素和附加因素的影响。 $d_{re}$  与  $e_v^p$ ,  $e_s^p$ ,  $dp$ ,  $dq$  之间的相关性函数实际上包含了所有附加影响因素的影响, 因此在总的剪胀计算模型中需要根据它们的相关性差异进行加权处理。

本文计算了  $d_{re}$  与各附加影响因素之间的相关系数, 如表 4 所示, 其中  $r_{e_v^p}$ ,  $r_{e_s^p}$ ,  $r_{dp}$ ,  $r_{dq}$  分别表示  $d_{re}$  与  $e_v^p$ ,  $e_s^p$ ,  $dp$ ,  $dq$  之间的相关系数。

表 4  $d_{re}$  与各附加影响因素之间的相关系数Table 4 Correlation coefficient between  $d_{re}$  and additional factors

$r_{e_v^p}$	$r_{e_s^p}$	$r_{dp}$	$r_{dq}$
-0.65	-0.69	0.63	0.63

由此可计算出各附加因素对  $d_{re}$  影响的权重值, 如下式所示:

$$w_{e_v^p} = \frac{|r_{e_v^p}|}{|r_{e_v^p}| + |r_{e_s^p}| + |r_{dp}| + |r_{dq}|} = 0.250, \quad (15)$$

式中,  $w_{e_v^p}$  表示  $e_v^p$  对  $d_{re}$  的影响权重值。同理可求得  $w_{e_s^p} = 0.266$ ,  $w_{dp} = 0.242$ ,  $w_{dq} = 0.242$ 。

综上, 本文根据剪胀型土的基本力学特性, 结合主要影响因素和附加影响因素的相关性函数, 综合建立了如下式所示的剪胀模型:

$$d = f(h)[1 + w_{e_v^p}f_1(e_v^p) + w_{e_s^p}f_2(e_s^p) + w_{dp}f_3(dp) + w_{dq}f_4(dq)]. \quad (16)$$

式中,  $f(h)$  表示主要影响因素  $h$  与  $d_h$  的相关性函数;  $f_1(e_v^p)$ ,  $f_2(e_s^p)$ ,  $f_3(dp)$ ,  $f_4(dq)$  分别表示附加影响因素  $e_v^p$ ,  $e_s^p$ ,  $dp$ ,  $dq$  与  $d_{re}$  的相关性函数。同时, 式 (16) 可转换为式 (5) 的形式, 即  $d = d_h(1 + d_{re})$ 。本文剪胀模型中的各参数值分别从 2.3 节建立的各相关性函数中通过 DLMR 算法获得, 如表 5 所示。

从式 (16) 可知, 当土处于相变特征状态时, 本

表 5 剪胀模型的参数值

Table 5 Parameter values of dilatancy model

主要影响因素参数								附加影响因素参数							
$n_1$	$n_2$	$n_3$	$n_4$	$n_5$	$n_6$	$n_7$	$n_8$	$n_9$	$n_{10}$	$n_{11}$	$n_{12}$	$n_{13}$	$n_{14}$	$n_{15}$	$n_{16}$
3.610	1.251	0.027	0.437	0.425	0.241	0.183	-0.701	0.232	-0.137	-0.028	0.671	1.353	-0.075	1.238	1.431

文模型有  $f(\mathbf{h})=0$ , 从而有  $d=0$ ; 当处于临界状态时, 本文模型有  $f(\mathbf{h})=0$ , 同样可得到  $d=0$ 。此外, 本文模型与剪胀型土样本所有试验数据的剪胀率拟合度为 0.932, 明显高于各类影响因素的相关性函数拟合度。综上分析, 结果表明了本文模型不仅能够良好的模拟剪胀型土的剪胀率变化的共同规律, 同时也进一步证明了考虑主要因素和附加因素综合影响的剪胀模型是更为科学合理的。

### 3 模型的检验

#### 3.1 模型的比较

目前, 应用广泛的剪胀模型主要有修正剑桥模型下剪胀模型的改进式, 如式(17)所示, 本文中记作模型1; Rowe模型, 如式(18)所示, 本文中记作模型2。

$$d = \frac{M_d^2 - h^2}{2h} , \quad (17)$$

$$d = 1 - \frac{R}{R_u} , \quad (18)$$

式中,  $R$  为大小主应力比,  $R_u$  为极限主应力比。模型1是姚仰平等<sup>[29]</sup>针对修正剑桥模型, 利用剪胀应力比  $M_d$  替换  $M$  得到。SHIVEL<sup>[30]</sup>利用式(17)建立了本构模型, 并取得了一定的研究成果。模型2是由Rowe建立的剪胀模型, 可较好的描述砂土的剪胀特性。本文提出的剪胀模型是在大量剪胀性试验数据的分析处理基础上, 再根据其基本力学特性和DLMR算法建立的, 所以它不同于一般统计学意义上的计算模型, 而是具有一定理论意义和应用背景的计算模型。为了验证本文模型的适用性和准确性, 重新选择了一组未参与之前模型建立的试验数据作为测试数据。一般地, 用于建立模型的训练数据(155个剪胀型土样本)和测试数据的数量之比为7:3, 所以测试数据包含了66个新的剪胀型土样本。作为测试数据的剪胀型土样本同样也来源于表2中的期刊文献资料, 并且测试数据的选择标准和过程也与训练数据组相同。因此利用测试数据分别在模型1, 模型2以及本文模型下进行比较, 结果如图9~11所示。

在图9中, 模型1与测试数据的剪胀率拟合度为0.665。虽然模型1在修正剑桥模型的基础上, 引入了剪胀应力比  $M_d$ , 使其能大致描述剪胀型土的剪胀变

化过程, 但通过模型1计算得到的剪胀率在其剪缩阶段数值偏小, 表明模型1低估了其剪缩性, 而在剪胀阶段数值偏大, 表明模型1高估了其剪胀性。

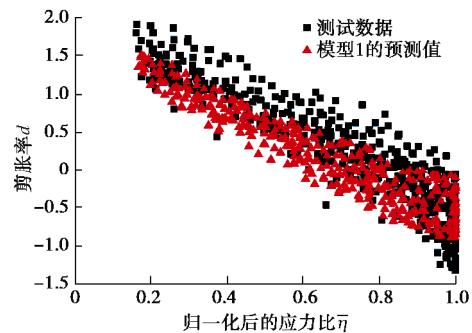


图9 模型1的剪胀率预测值

Fig. 9 Predicted values of dilatancy ratio of model 1

在图10中, 模型2与测试数据的剪胀率拟合度为0.605。相较于模型1, 模型效果有所降低, 这是由于模型2在描述粗粒土的剪胀特性时, 会过大地估计其剪胀变形。

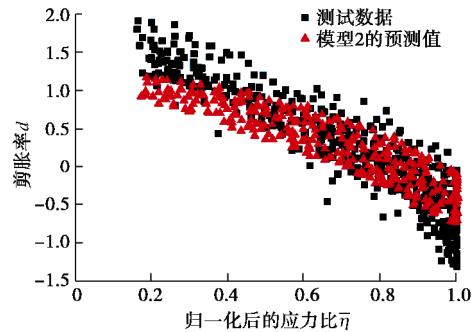


图10 模型2的剪胀率预测值

Fig. 10 Predicted values of dilatancy ratio of model 2

在图11中, 本文模型(见式(16)和表5)与测试数据组的剪胀率拟合度为0.934。相较于模型1和模型2, 其模型效果明显提高。笔者认为主要原因是本文模型考虑了剪胀率的主要因素和附加因素的综合影响, 因此解决了模型1和模型2在剪缩阶段剪缩性被低估, 在剪胀阶段剪胀性被高估的问题。

综上分析, 本文模型可良好的描述剪胀型土的剪胀变化特性, 这也是本文在剪胀型土的剪胀性大数据基础上进行特征深度挖掘与研究的原因所在。

#### 3.2 模型的验证

为了验证本文模型的适用性, 选择了未参与本文统计的文献[31~33]中样3种不同应力路径下的试验数据。不同应力路径下3种剪胀模型的预测效果如图

12 所示。

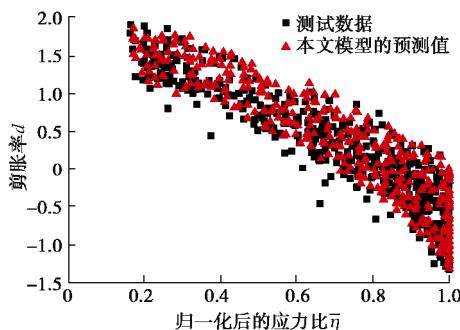


图 11 本文模型下的剪胀率预测值

Fig. 11 Predicted value of dilatancy ratio of proposed model

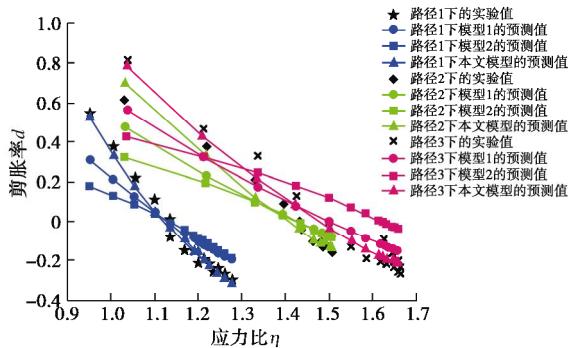


图 12 不同应力路径下 3 种剪胀模型的拟合效果图

Fig. 12 Fitting effects of three models for dilatancy ratio under different stress paths

从图 12 和表 6 可知, 模型 1 和模型 2 虽然可以大致描述剪胀率变化的情况, 但在剪缩阶段, 两种模型都低估了其剪缩性, 而在剪胀阶段, 两种模型均高估了其剪胀性。此外, 模型 1 和模型 2 的预测值与试验值之间的欧氏距离较大, 说明预测值与试验值误差较大。本文模型(式(16)和表 5)计算的欧式距离基本保持在相对较小的范围内, 说明本文模型与试验值误差较小。总的来说, 本文模型不仅能够良好的描述各阶段和特征状态下的剪胀率变化情况, 而且在不同应力路径下对于剪胀型土的剪胀变化特性均有较强的适应性。

为了量化不同应力路径下剪胀模型的拟合效果, 试验值与 3 种剪胀模型的预测值之间的欧氏距离如表 6 所示。

表 6 不同应力路径下的 3 种模型预测与试验值的欧式距离

Table 6 Euclidean distances of predicted values and experimental data of three models under different stress paths

类型	路径 1	路径 2	路径 3
本文模型	0.131	0.153	0.191
模型 1	0.423	0.336	0.412
模型 2	0.581	0.424	0.721

## 4 讨 论

本文利用大数据深度挖掘技术, 得到了剪胀型土的剪胀性大数据特征, 并建立了剪胀率与各影响因素的相关性函数。在此基础上, 构建了新的剪胀模型。

(1) 在一般剪胀性的计算模型中, 认为应力比是剪胀率的唯一影响因素。本文通过对大量剪胀型土剪胀性试验数据的特征挖掘, 发现剪胀率不仅与应力有关, 还与应变和应力增量有关, 这就是一般剪胀模型不合理的根本原因。由各相关性函数综合建立的剪胀模型的拟合度明显高于单个影响因素的拟合度, 进一步表明了剪胀型土的剪胀率仅仅考虑单个因素的影响是远远不够的, 必须考虑主要因素和附加因素的综合影响。

(2) 利用大数据技术研究土的剪胀特性是课题组在土的本构关系与大数据的交叉领域中初步的探索。希望能从中获取关于剪胀性的变化规律, 加深对土体基本力学特性的认识。本文提出的剪胀模型较合理地考虑了剪胀率各类影响因素的综合影响, 下一步还需要探索模型中拟合参数的物理意义。

## 5 结 论

(1) 提出了一种基于 Hadoop+Spark 的分布式 DLMR 回归算法。该算法结合了 LM 算法, 并在 Spark 分布式框架下解决了大量剪胀型土的剪胀性试验数据回归分析时的全局优化性差、收敛性慢、计算不稳定的问题。

(2) 通过大数据深度挖掘技术, 揭示了应力、应变以及应力增量对剪胀型土的剪胀性影响的大数据特征。通过本文提出的 DLMR 算法分别得到了剪胀率与各影响因素之间的相关性函数。根据剪胀型土的基本力学特性, 建立了可以反映其剪胀特性共同规律的剪胀模型。

(3) 本文模型和剪胀型土样本所有试验数据的剪胀率拟合度为 0.932, 明显优于修正剑桥模型下剪胀模型的改进式和 Rowe 模型, 并且还可以较好地反映不同应力路径下本文未统计的试验样本的剪胀特性。

## 参 考 文 献:

- [1] 董晓丽, 赵成刚. 剪胀性饱和砂土弹塑性模型[J]. 应用力学学报, 2016, 33(4): 541–546. (DONG Xiao-li, ZHAO Chen-gang. The dilatancy saturated dense sand elastic-plastic model[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2016, 33(4): 541–546. (in Chinese))
- [2] PRADHAN T B S, TATSUOKA F, SATO Y. Experimental

- stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading[J]. Soils and Foundations, 1987, **29**(1): 45 - 64.
- [3] MATSUOKA H, SAKAKIBARA K. A constitutive model for sands and clays evaluating principal stress rotation[J]. Soils and Foundations, 1987, **27**(4): 73 - 88.
- [4] REYNOLDS O. On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact with experimental illustrations[J]. Philosophical Magazine, 1885, **20**(127): 469 - 481.
- [5] ROWE P W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact[J]. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 1962, **269**(1339): 500 - 527.
- [6] 殷志祥, 高哲, 张建成, 等. 考虑颗粒破碎引起级配演变的道砟边界界面本构模型[J]. 岩土力学, 2017, **38**(9): 2669 - 2675. (YIN Zhi-xiang, GAO Zhe, ZHANG Jiang-cheng, et al. Boundary surface model for railway ballast considering gradation evolution caused by particle breakage[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(9): 2669 - 2675. (in Chinese))
- [7] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. Géotechnique, 1985, **22**(6): 99 - 112.
- [8] CUBRINOVSKI M, ISHIHARA K. Modeling of sand behavior based on state concept[J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(3): 115 - 127.
- [9] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. Géotechnique, 2000, **50**(4): 449 - 460.
- [10] ANTONIO D S, CLAUDIO T. Stress-dilatancy based modelling of granular materials and extensions to soils with crushable grains[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2005, **29**(4): 73 - 101.
- [11] FERN E J, ROBERT D J, SOQA K. Modeling the stress-dilatancy relationship of unsaturated silica sand in triaxial compression tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, **142**(11): 04016055.
- [12] PATIL U D, HOYOS L R, PUPPALA A J, et al. Modeling stress-dilatancy behavior of compacted silty sand under suction-controlled axisymmetric shearing[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2018, **36**(6): 3961 - 3977.
- [13] 李广信, 郭瑞平. 土的卸载体缩与可恢复剪胀[J]. 岩土工程学报, 2000(2): 158 - 161. (LIN Guang-xin, GUO Rui-ping. Volume-contraction in unloading of shear tests and reversible dilatation of soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000(2): 158 - 161. ( in Chinese))
- [14] 张建民. 砂土的可逆性和不可逆性剪胀规律[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(1): 15 - 20. (ZHANG Jiang-min. Reversible and irreversible dilatancy of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(1): 15 - 20. (in Chinese))
- [15] 刘元雪, 施建勇. 土的可恢复性剪胀的一种解释[J]. 岩土力学, 2002, **23**(3): 304 - 308. (LIU Yuan-xue, SHI Jian-yong. A kind of explanation of reversible dilatancy of soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, **23**(3): 304 - 308. (in Chinese))
- [16] 迟明杰, 赵成刚, 李小军. 砂土剪胀机理的研究[J]. 土木工程学报, 2009, **42**(3): 99 - 104. (CHI Ming-jie, ZHAO Cheng-gang, LI Xiao-jun. Stress-dilation mechanism of sands[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, **42**(3): 99 - 104. (in Chinese))
- [17] 熊焕, 郭林, 蔡袁强. 主应力轴变化下非共轴对砂土剪胀特性影响[J]. 岩土力学, 2017, **38**(1): 133 - 140. (XIONG Huan, GUO Lin, CAI Yuan-qiang. Effect of non-coaxiality on dilatancy of sand involving principal stress axes rotation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(1): 133 - 140. (in Chinese))
- [18] 孙逸飞, 陈成. 无状态变量的状态依赖剪胀方程及其本构模型[J]. 岩土力学, 2019, **40**(5): 1 - 10. (SUN Yi-fei, CHEN Cheng. A state-dependent stress-dilatancy equation without state index and its associated constitutive model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(5): 1 - 10. (in Chinese))
- [19] 陆勇, 周国庆, 顾欢达. 高低压下不同力学特性的砂土统一模型[J]. 岩土力学, 2018, **39**(2): 614 - 620. (LU Yong, ZHOU Guo-qing, GU Huan-da. Unified model of sand with different mechanical characteristics under high and low pressures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(2): 614 - 620. (in Chinese)).
- [20] 刘斯宏, 沈超敏, 毛航宇, 等. 堆石料状态相关弹塑性本构模型[J]. 岩土力学, 2019, **40**(8): 1 - 9. (LIU Si-hong, SHEN Chao-min, MAO Hang-yu, et al. State-dependent elastoplastic constitutive model for rockfill materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(8): 1 - 9. (in Chinese))
- [21] LI Q, LING X, HU J, et al. Experimental investigation on dilatancy behavior of frozen silty clay subjected to long-term cyclic loading[J]. Cold Regions Science and Technology, 2018, **153**(1): 156 - 163.
- [22] 朱合华, 武威, 李晓军, 等. 基于 iS3 平台的岩体隧道信息精细化采集、分析与服务[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(10): 2350 - 2364. (ZHU He-hua, WU Wei, LI Xiao-jun, et al. High-precision Acquisition, analysis and service of rock tunnel information based on iS3 platform[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017,

- 36(10): 2350 - 2364. (in Chinese))
- [23] 黄宏伟, 李庆桐. 基于深度学习的盾构隧道渗漏水病害图像识别[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(12): 2861 - 2871. (HUANG Hong-wei, LI Qing-tong. Image recognition for water leakage in shield tunnel based on deep learning[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(12): 2861 - 2871. (in Chinese))
- [24] 黄发明, 殷坤龙, 蒋水华, 等. 基于聚类分析和支持向量机的滑坡易发性评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(1): 156 - 167. (HUANG Fa-ming, YIN Kun-long, JAING Shui-hua, et al. Landslide susceptibility assessment based on clustering analysis and support vector machine[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(1): 156 - 167. (in Chinese))
- [25] 李松洋, 白瑞林, 李杜. 基于 PMPSD 的工业机器人几何参数标定方法[J]. 计算机工程, 2018, 44(1): 17 - 22. (LI Song-yang, BAI Rui-lin, LI Du. Method of geometric parameters calibration for industrial robot based on PMPSD[J]. Computer Engineering, 2018, 44(1): 17 - 22. (in Chinese))
- [26] 宋哲理, 王超, 王振飞. 基于 MapReduce 的多级特征选择机制[J]. 计算机科学, 2018, 45(S2): 468 - 473. (SONG Zhe-li, WANG Chao, WANG Zhen-fei. Multi-level feature selection mechanism based on MapReduce[J]. Computer Science, 2018, 45(S2): 468 - 473. (in Chinese))
- [27] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the generalized stress-strain behavior of wet clay[J]. Journal of Terramechanics, 1970, 7(2): 107 - 108.
- [28] 姚仰平, 侯伟, 罗汀. 土的统一硬化模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(10): 2135 - 2151. (YAO Yang-ping, HOU Wei, LUO Ding. Unified hardening model for soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(10): 2135 - 2151. (in Chinese))
- [29] 姚仰平, 黄冠, 王乃东, 等. 堆石料的应力-应变特性及其三维破碎本构模型[J]. 工业建筑, 2011, 41(9): 12 - 17. (YAO Yang-ping, HUANG Guan, WANG Nai-dong. Stress-strain characteristic and three-dimensional constitutive model of rockfill considering crushing[J]. Industrial Construction, 2011, 41(9): 12 - 17. (in Chinese))
- [30] SHIVELY H L. A state dependent constitutive model for rockfill materials[J]. International Journal of Geomechanics, 2014, 15(5): 969 - 970.
- [31] CHEN C, ZHANG J. Constitutive modeling of loose sands under various stress paths[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, 13(1): 1 - 8.
- [32] YAMAMURO J A, ABRANTES A E. Behavior of medium sand under very high strain rates[J]. Geotechnical Special Publication, 2005(143): 61 - 70.
- [33] PENUMADU D, ZHAO R. Triaxial compression behavior of sand and gravel using artificial neural networks (ANN)[J]. Computers and Geotechnics, 1999, 24(3): 207 - 230.

DOI: 10.11779/CJGE202003014

# 张开度影响的水平裂隙类岩试件破断试验与分析

曾佳君, 张志军, 张栩栩, 蒲成志\*

(南华大学资源环境与安全工程学院, 湖南 衡阳 421001)

**摘要:** 为探究张开度影响的水平裂隙岩体破断机理, 利用水泥砂浆制备不同张开度水平单裂隙类岩体试件, 基于RMT-150B岩石力学试验机对制备的类岩体试件进行单轴加载试验。结果表明: 同一预制裂隙长度下, 随着裂隙张开度的减小, 微裂纹萌生位置由预制裂隙中部向尖端转移。为验证此现象, 基于PFC数值仿真平台的平行黏结接触单元构建了裂隙体数值模型进行分析, 在数值计算边界条件与试验测试环境相一致的条件下, 得到了与试验测试结果相一致的微裂纹起裂模式与破断特征。为进一步探究水平裂隙岩体微裂纹起裂扩展机制, 结合微裂纹起裂扩展过程中数值模型颗粒位移场演化规律, 基于裂纹面变形屈服特征, 提出了固支梁简化计算力学模型, 对不同张开度下水平裂隙岩体出现的微裂纹起裂扩展机制进行了分析和阐释。

**关键词:** 类岩体试件; 裂隙张开度; 水平裂隙; 微裂纹起裂特征; 数值模拟

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0523-10

作者简介: 曾佳君(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程方面的研究。E-mail: [zengjiajun93@163.com](mailto:zengjiajun93@163.com)

## Fracture test and analysis of horizontal fissure rock-like specimens influenced by apertures

ZENG Jia-jun, ZHANG Zhi-jun, ZHANG Xu-xu, PU Cheng-zhi

(School of Resources Environment and Safety Engineering, University of South China, Hengyang 421001, China)

**Abstract:** In order to explore the fracture mechanism of horizontal fissure rock mass with different apertures, single-fissure rock mass specimens with different apertures are prepared by using cement mortar. The uniaxial loading tests are carried out on the prepared rock mass specimens based on the RMT-150B rock mechanics testing machine. The results show that under the same length of prefabricated fissure, with the decrease of fissure apertures, the initiation position of microcracks shifts from the middle of prefabricated fissure to the tip. To verify this phenomenon, a parallel bonded contact element based on PFC numerical simulation platform is used to establish a numerical model for fissure body for analysis. Under that condition, the boundary conditions of numerical calculation are consistent with the test environment, the crack initiation modes and fracture characteristics which are consistent with the test results are obtained. In order to further explore the initiation and propagation mechanism of micro-cracks in horizontally fissured rock mass, based on the yield characteristics of crack surface deformation, the evolution law of particle displacement field in the numerical model of micro-crack initiation and propagation is considered, a simplified model for fixed beam is proposed, and the mechanism of micro-crack initiation and propagation in horizontally fissured rock mass with different apertures is analyzed and explained.

**Key words:** rock-like specimen; fissure aperture; horizontal fissure; micro-crack initiation characteristic; numerical simulation

## 0 引言

岩体中存在裂隙、节理、弱面及断层等不同尺寸、不同赋存状态的原生不连续面, 这些不连续结构面弱化了岩体的强度和刚度<sup>[1]</sup>。在实际工程中, 承受外部荷载下的岩体将于已有裂隙、节理和弱面等不连续面附近产生新的裂纹, 新裂纹的萌生、扩展和贯通将会导致岩体失稳破坏<sup>[2]</sup>, 因此, 研究裂隙岩体裂纹起裂、扩展特征以及裂纹萌生的力学响应机制在学术界和工程界都尤为重要。

近年来, 国内外学者对单轴压缩下单裂隙岩体裂纹起裂、扩展和破坏模式进行了大量试验和数值模拟研究, 取得了可喜的研究成果<sup>[3-9]</sup>。蒋明镜等<sup>[10]</sup>将自定义的胶结接触模型嵌入离散元程序, 建立了单裂隙试

基金项目: 国家自然科学基金项目(51704168, 51774187); 中国博士后科学基金项目(2016M602417); 湖南省研究生科研创新课题项目(CX2017B519)

收稿日期: 2019-06-17

\*通信作者(E-mail: [puchengzhi@foxmail.com](mailto:puchengzhi@foxmail.com))

样模型进行单轴压缩数值试验，并结合理论分析对单裂隙试样应力场进行了研究；袁媛等<sup>[11]</sup>、左江江等<sup>[12]</sup>、郭奇峰等<sup>[13]</sup>利用数字图像相关方法对单裂隙类岩体材料单轴压缩过程中全局应变演化进行了分析，得出了不同倾角下裂隙类岩体材料的裂纹起裂、扩展和破坏规律；Liu 等<sup>[14-15]</sup>、Jin 等<sup>[16]</sup>制备了单裂隙类岩体试件并进行单轴压缩试验，结合离散元程序研究了不同倾角下裂隙类岩体试件的裂纹起裂、扩展和破坏模式，同时，对裂纹发育过程中出现的颗粒位移场进行了分析。上述研究结果表明，学者们大多数从不同的分析方法和手段对裂隙岩体裂纹起裂、扩展和破坏模式进行研究，而裂隙参数的变化对裂隙岩体裂纹起裂、扩展和破坏模式即存在不同影响，且自然界和工程界岩体中裂隙错综复杂，形态不一，因此，研究裂隙参数变化对裂隙岩体裂纹演化特征及规律的影响十分必要。

分析上述研究成果发现，单轴压缩下水平单一张开裂隙岩体的裂纹基本起裂于预制裂隙中部附近，但部分文章中试验结果显示：水平裂隙试件裂纹起裂于预制裂隙尖端<sup>[17-18]</sup>。Miao 等<sup>[17]</sup>研究成果中，单一非填充裂隙岩体预制裂隙中部附近出现拉伸裂纹，当裂隙试件被水泥和树脂材料填充后，预制裂隙面从张开到近似闭合，水平裂隙试件裂纹起裂于预制裂隙尖端；蒲成志等<sup>[18]</sup>开展了水平裂隙类岩试件单轴压缩试验，出现了预制裂隙中部起裂和尖端起裂两种不同状态，其试验中裂隙张开度较小（0.4 mm），且试验中由于预制裂隙的制备过程可能导致预制裂隙张开度不一，从而导致水平裂隙试件起裂模式的差异。

为了研究裂隙张开度对单一水平裂隙岩体裂纹起裂、扩展和破坏模式的影响，本文通过制备不同张开度水平裂隙类岩体试件进行单轴加载试验，裂隙张开度均为 1 mm 以下，并基于颗粒流程序 PFC<sup>2D</sup>建立水平裂隙体模型开展单轴压缩数值模拟以对试验结果进行验证和完善；为了深入研究不同张开度水平裂隙试件裂纹起裂机制，建立固支梁模型对水平裂隙试样起裂机制进行分析，同时采用数值模拟对梁模型分析结果进行验证；最后，结合数值模拟从预制裂隙面压缩变形角度对张开度影响的水平裂隙试件起裂特征进一步解释。

## 1 试验方案

本次试验的水泥砂浆材料按 425 标号白水泥：细

表 1 类岩材料物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of rock-like materials

试件类型	密度/(kg·m <sup>-3</sup> )	单轴抗压强度/MPa	弹性模量/GPa	泊松比	抗拉强度/MPa	黏聚力/MPa	摩擦角/(°)
类岩体试件	2145	33.28	7.63	0.211	2.64	6.49	33.75

砂：水=5:5:2 的质量比配合制备而成，为了消除河砂中土对试验结果的干扰，对细砂进行 1.25 mm 孔径筛子筛分再水洗、晾干处理。将不同厚度钢片表面涂油并预置入模具内，待试件初凝后拔出预埋钢片以形成不同张开度预制裂隙，试件振捣成型 24 h 后拆模，将合格试件放入养护箱标准养护 28 d。

试件外形尺寸高×宽×厚为 200 mm×150 mm×50 mm，裂纹长度为  $2a=30$  mm，裂隙张开度  $b$  分别为 0.1, 0.2, 0.4 和 0.8 mm，共计 4 种张开度，预制裂隙倾角水平，不同工况试件以及完整试件各制备 8 个，以便减小数据离散性带来的误差。

裂隙试件制备示意图见图 1。

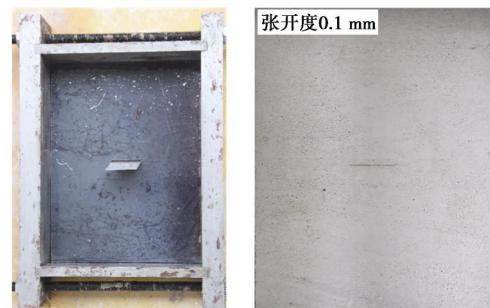


图 1 裂隙试件制备示意图

Fig. 1 Preparation of fissure specimen

单轴压缩室内试验采用 RMT-150B 岩石力学试验机，结合试件尺寸对试验机进行改装（如图 2），改装后的试验机能够实现对矩形试件进行力及位移控制加载。本次试验加载方式为力控，加载速度为 200 N/S。在相同试验条件下，对水泥砂浆制备的完整试件进行单轴压缩、巴西劈裂和直剪试验，整理出类岩体材料的物理力学参数见表 1。



图 2 RMT-150B 岩石力学试验机

Fig. 2 RMT-150B rock mechanics test machine

## 2 试验结果分析

### 2.1 裂纹起裂和扩展模式分析

在进行室内试验时, 采用高速摄像机实时拍摄记录裂隙试件裂纹起裂扩展过程, 并采用图像编辑软件对已拍摄视频进行图像帧数截取处理。不同张开度水平裂隙试件的裂纹起裂模式见图 3。图 3 显示: 加载过程中, 0.1 mm 张开度裂隙试件裂纹起裂于预制裂隙两尖端, 张开度为 0.2 mm 时微裂纹萌生于预制裂隙右尖端和中部, 0.4 mm 和 0.8 mm 张开度裂隙试件微裂纹萌生于预制裂隙中部且沿着受力方向扩展。说明随着裂隙张开度的增加, 裂纹起裂位置由预制裂隙尖端向预制裂隙中部转移。

试验结果表明: 水平裂隙试件裂纹起裂时中部拉伸裂纹扩展到一定路径后由于拉应力不足而停止扩展。观看录像和按帧数处理的图像, 将中部拉伸裂纹扩展到最大路径时刻的图像绘制于图 4, 使用绘图软件将中部拉伸裂纹扩展的竖向高度根据比例计算并同时标注于图 4 中。结合录像和图 4 发现: 不同张开度水平裂隙试件初始起裂裂纹在扩展一段时间后均滞

停, 在保持滞停状态一定时间后初始萌生裂纹从裂尖开始发生闭合现象, 肉眼可见的裂隙出现缩短, 随后出现剪切裂纹。张开度 0.1 mm 裂隙试件剪切裂纹并未萌生于预制裂隙尖端, 而是以远场裂纹的形式于试件斜对角出现。观察预制裂隙中部萌生的拉伸裂纹发现, 张开度为 0.2 mm 及以上时, 中部拉伸裂纹扩展长度随张开度增大而增加, 推测出现此现象的原因是: 0.2 mm 张开度裂隙试件中部拉伸裂纹起裂并扩展后, 预制裂隙中部出现较大竖向位移, 预制裂隙面开始接触, 抑制了拉伸裂纹的发育; 当张开度为 0.4 mm 和 0.8 mm 时, 裂隙张开度较大, 预制裂隙面接触需要拉伸裂纹扩展更长甚至于预制裂隙面不出现接触现象, 拉伸裂纹可以得到充分发育, 但是发育到一定程度后会因拉应力不足而扩展滞停, 因此, 虽然中部拉伸裂纹随裂隙张开度增加而出现增大, 但 0.4 mm 和 0.8 mm 上部拉伸裂纹扩展长度相差不大。

### 2.2 破坏模式分析

不同张开度水平裂隙岩体的破坏模式见图 5, 可以观察到, 不同张开度水平裂隙试件的最终破坏模式均以剪切裂纹与预制裂隙面、试件加载面相互贯通的

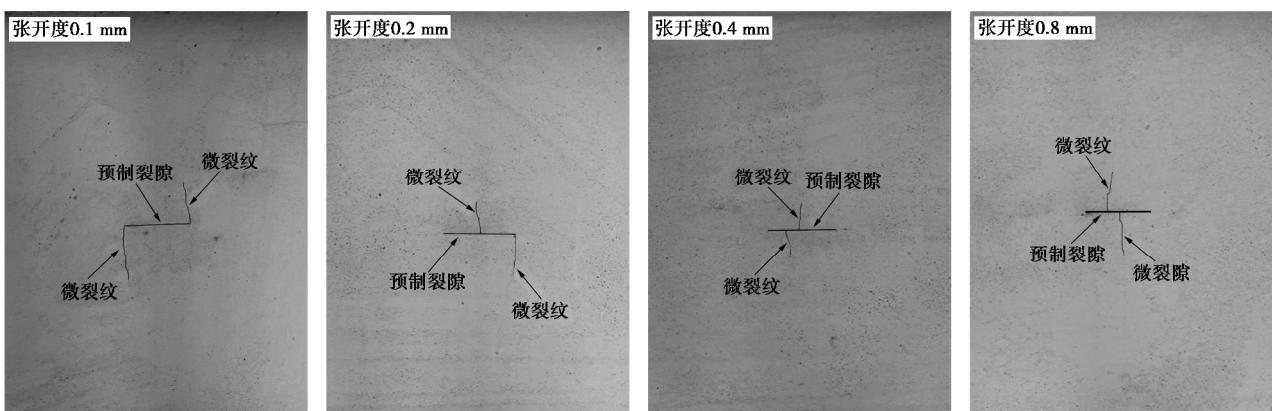


图 3 不同裂隙张开度下水平裂隙试件裂纹起裂模式

Fig. 3 Crack initiation modes of horizontal fissure with different fissure apertures

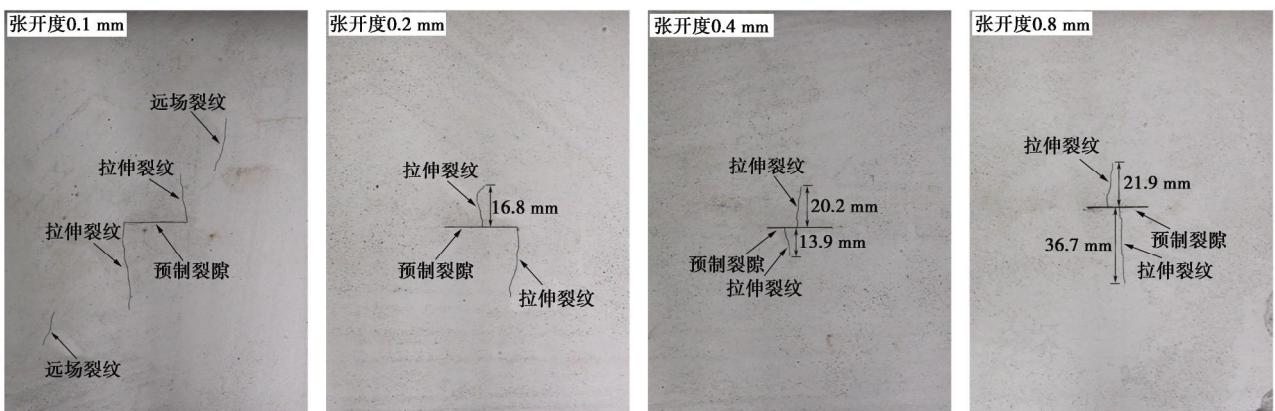


图 4 水平裂隙类岩试件裂纹扩展路径

Fig. 4 Crack growth paths of horizontally fissured rock-like specimens

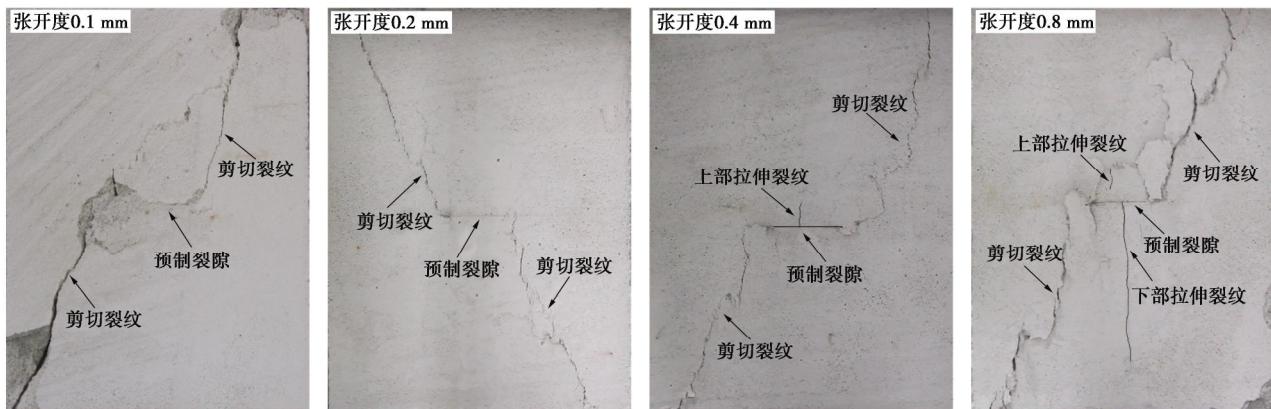


图 5 不同裂隙张开度下水平裂隙试件破坏模式

Fig. 5 Failure modes of horizontally fissured specimens with different fissure apertures

表 2 数值模型微观力学参数

Table 2 Microscopic parameters of numerical model

粒径/mm	颗粒接触	颗粒刚度	颗粒摩擦	黏结模量	黏结刚度	黏结摩擦	黏结抗拉	黏结内聚
	模量/GPa	比	系数	/GPa	比	系数	强度/MPa	力/MPa
0.7~1.05	4.5	2.5	0.4	4.5	2.8	0.4	$13.5 \pm 2.7$	$13.5 \pm 2.7$

对角剪切破坏为主，但从裂纹萌生扩展到裂纹破坏模式过程中可以发现：0.1 mm 和 0.2 mm 张开度裂隙试件的尖端微裂纹在最终破坏模式中已经消失；0.4 mm 张开度裂隙试件的上部拉伸裂纹部分闭合，下部拉伸裂纹已经消失；0.8 mm 张开度裂隙试件的上部拉伸裂纹也出现闭合缩短现象，但下部拉伸裂纹增长。通过对录像的反复查看，发现水平裂隙初始微裂纹的闭合缩短现象出现在剪切裂纹萌生前后，随着剪切裂纹的扩展，最初萌生的裂纹闭合现象逐渐显著。因此，水平裂隙试件初始萌生裂纹的闭合缩短甚至消失极可能是由于剪切位移的推动，使得预制裂隙面附近萌生的竖向拉伸裂纹逐渐闭合。

### 3 数值模拟分析

#### 3.1 数值模型建立及细观参数标定

为了分析试验中水平裂隙类岩石试件裂纹起裂的微观机理，本文采用颗粒流程序 PFC<sup>2D</sup>对裂隙模型进行单轴压缩数值模拟试验。颗粒流程序中包含两种基本模型：接触黏结模型和平行黏结模型。大量研究结果表明<sup>[14-16, 19-21]</sup>，平行黏结模型下的数值模型破坏模式能够良好吻合岩石和类岩石材料，且可控性以及适用性更强，因此，本文选用平行黏结模型进行数值模拟。

利用 PFC<sup>2D</sup>建立了二维数值模型，二维模型尺寸长×高为 150 mm×200 mm，通过“试错法”对模型微观参数进行标定，本次数值模拟选用实验室测试中得到的应力-应变曲线、峰值强度、弹性模量以及破坏模式为目标变量进行参数标定<sup>[14]</sup>，直到数值模型宏观

力学特性与室内试验基本一致。完整数值模型粒子个数为 44285 个，数值模拟结果与室内试验结果对比见图 6。试验中完整试件应力应变曲线有明显的初始压密、弹性变形和塑性屈服 3 个变形阶段，且初始压密及塑性屈服阶段长，这是因为水泥砂浆类岩石内部存在较多微空隙等缺陷，而数值模拟曲线上升段近似直线增长。完整数值模型峰值强度为 33.10 MPa，弹性模量为 7.49 GPa，破坏模式与试验结果基本一致，说明此微观参数下的数值模型模拟结果能较好的反映试验中岩体的宏观力学特性。数值模型细观力学参数见表 2。

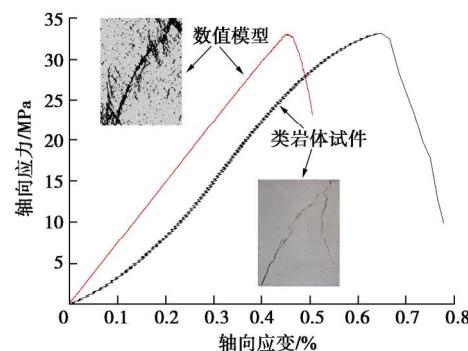


图 6 数值模拟与室内试验结果对比

Fig. 6 Comparison between numerical simulations and laboratory test results

#### 3.2 起裂模式与位移场分析

研究结果表明，裂纹两侧细观颗粒位移场变化揭示了初始裂纹面附近裂纹的萌生状态和受力特征<sup>[16, 19, 22-23]</sup>。数值模拟中颗粒受力主要出现 3 种特征

移场类型<sup>[23]</sup>, 即拉伸断裂下的I型位移场、剪切断裂下的II型位移场和拉伸-剪切混合断裂下的III型位移场, 见图7。笔者对不同张开度水平裂隙数值模型单轴压缩下裂纹起裂模式和初始裂纹周边细观颗粒位移场进行监控并记录, 见表3。可以观察到, 裂隙模型的裂纹起裂状态受裂隙张开度的影响发生变化: 张开度从0.1 mm到0.8 mm变化时, 裂隙模型的起裂步数依次为55280, 48520, 47010和42500步(考虑类岩体的颗粒黏结模型, 裂纹起裂<sup>[24]</sup>为模型中微裂纹数量达到峰值强度时裂纹数量的0.25%), 对应的起裂应力依次为12.21, 10.83, 10.28和9.79 MPa。随着裂隙张开度的增加, 裂纹起裂位置由预制裂隙尖端向预制裂隙中部转移。这与试验结果相一致。

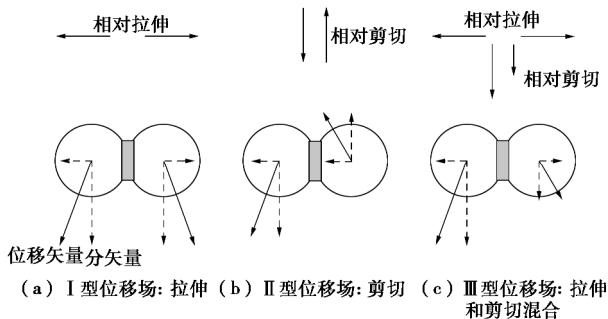


图7 位移矢量定义的3种主要位移场类型

Fig. 7 Three types of displacement fields defined by displacement vector

从裂纹面颗粒位移场来看, 裂隙模型张开度大于0.1 mm时, 预制裂隙面中部附近出现明显I型位移场引起的拉伸断裂, 位移矢量方向如图7(a)所示, 揭示了试验过程中裂隙面中部拉伸裂纹产生的微观机理; 当裂隙张开度为0.1 mm时, 预制裂隙左尖端下方出现如图7(b)所示的剪切断裂现象, 预制裂隙右尖端上下均出现了I型位移场引起的拉伸裂纹, 而裂隙面中部颗粒位移矢量几乎与初始裂纹面平行, 说明预制裂隙面已经出现闭合现象, 裂隙中部应力集中现象不明显, 微裂纹于预制裂隙尖端起裂, 这与试验测试结果相一致。

## 4 力学模型与数值模拟验证

### 4.1 力学模型

裂隙体数值计算模型中颗粒体运动矢量表明: 预制裂隙中部拉伸裂纹的萌生, 是由于均布压应力作用下, 导致预制裂隙面发生挠曲变形, 并在挠曲位移最大的裂隙面中部产生超过材料抗拉强度的拉应力引起的。为此, 笔者将张开裂隙一侧的裂隙面简化为梁模型<sup>[25]</sup>, 尝试揭示微裂纹萌生的力学机理。

预制裂隙位于试件几何中心, 且预制裂隙长度和

试件宽度比为1/5, 当预制裂隙面压缩变形时, 预制裂隙尖端的颗粒和黏结将对其转动产生约束作用, 导致裂隙试件在单轴压缩过程中预制裂隙尖端存在难压密三角区域, 如图8所示, 因此, 笔者将梁模型细化为均布荷载作用下两端固定的梁模型(以下简称“固支梁”模型), 如图9所示。

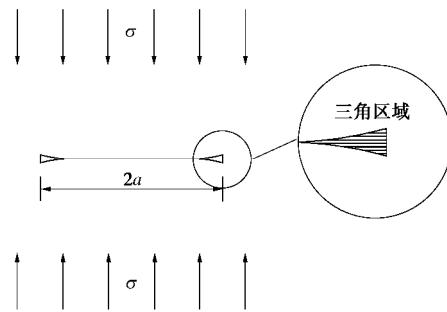


图8 压缩闭合状态下预制裂隙尖端三角区域

Fig. 8 Triangular region of prefabricated fissure tip under compression closed state

图9中固支梁在均布竖向荷载作用下, 跨中弯矩及挠度最大, 此位置拉应力最大, 本文将拉应力达到材料屈服强度时的跨中挠度定义为临界挠度。

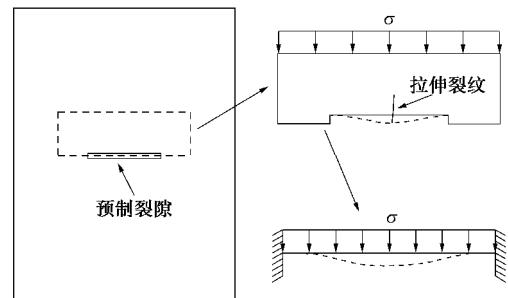


图9 固支梁模型及其挠度曲线

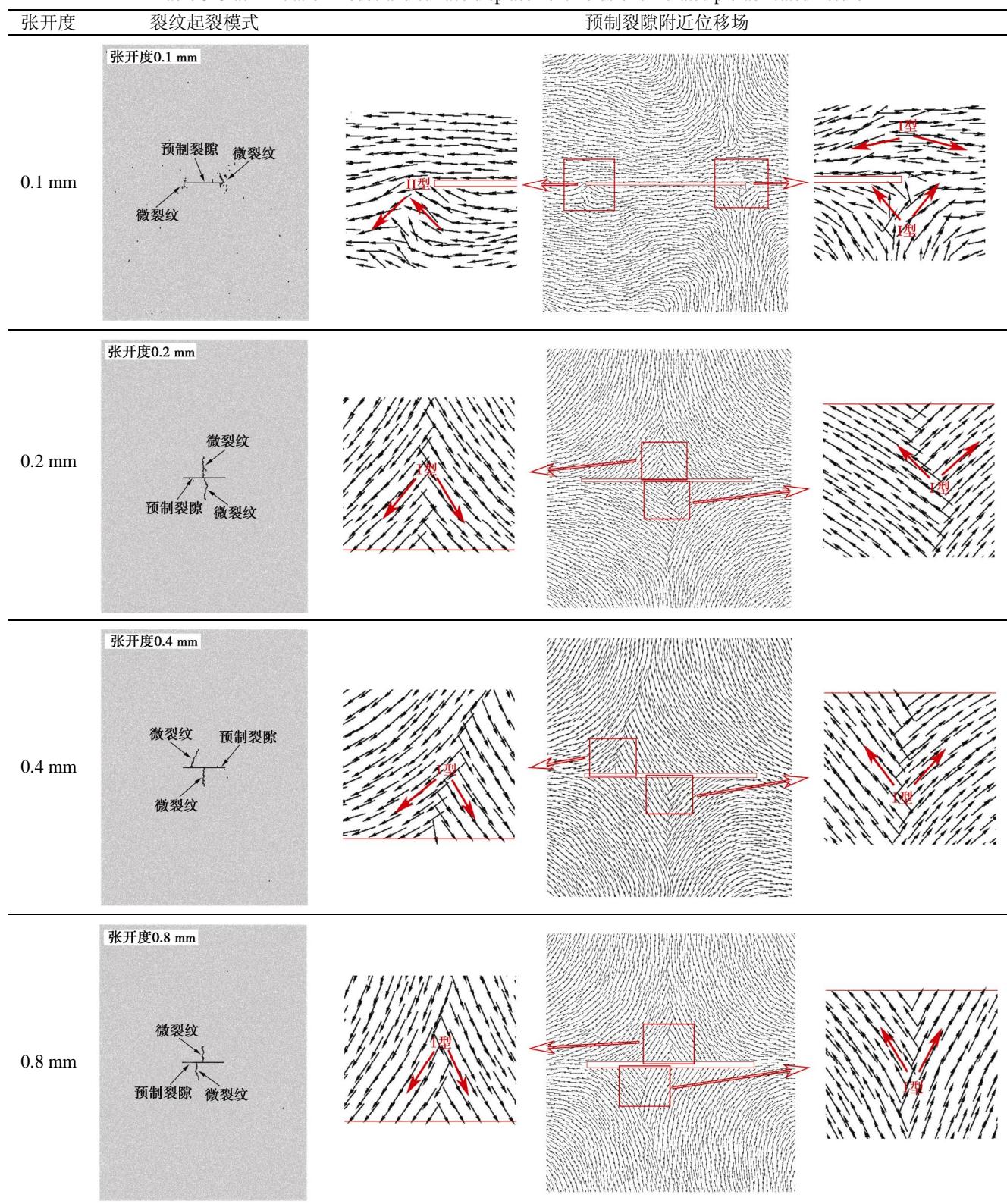
Fig. 9 Fixed-beam model and deflection curve

当预制裂隙张开度较小(小于两倍临界挠度)时, 预制裂隙上下面挠曲变形达不到临界挠度值, 跨中最大拉应力小于材料抗拉强度, 微裂纹发育的驱动力由跨中拉应力转化为尖端压应力, 相应地, 初始微裂纹萌生位置由预制裂隙中部向两端转移; 因此0.1 mm张开度裂隙岩体在裂纹萌生前即出现预制裂隙面接触闭合现象, 微裂纹起裂于预制裂隙两尖端。随着预制裂隙张开度的增加, 当其超过两倍临界挠度值时, 中部拉伸裂纹萌生前并未出现裂隙面接触闭合现象, 受压下的预制裂隙面挠曲变形能够得到充分发挥, 此时, 固支梁模型跨中拉应力超过材料抗拉强度, 中部萌生拉伸裂纹。因此出现随预制裂隙张开度增大, 微裂纹起裂位置由两端向中部转移的试验现象。

根据结构力学解, 受均布荷载作用的两端固支梁模型最大挠度 $f$ 在跨中, 为

表 3 数值模拟水平裂隙试件裂纹起裂模式以及预制裂隙附近位移场状态

Table 3 Crack initiation modes and surface displacement fields of simulated prefabricated fissure



$$f = \frac{q(2a)^4}{384EI} \quad . \quad (1)$$

式中  $q$  为作用于梁上的均布荷载;  $a$  为梁的半长;  $E$  为弹性模量;  $I$  为梁的截面惯性矩。

弯矩作用下, 截面最大拉应力表达式为

$$s = \frac{M}{W} \quad , \quad (2)$$

式中,  $M$  为固支梁模型跨中弯矩,  $W$  为固支梁模型截面抵抗矩。

将式 (1), 以及固支梁模型跨中弯矩和截面抵抗矩表达式代入式 (2), 可以得到固支梁模型跨中拉应

力表达式为

$$S = \frac{384EI}{4b'h^2} \cdot \frac{f}{(2a)^2} \quad . \quad (3)$$

式(3)中,  $b'$  为梁截面宽度,  $h$  为梁截面受力高度。式(3)表明: 当裂隙体材料抗拉强度为常数时, 临界挠度与梁长的平方成正比; 当梁长为固定值时, 初始微裂纹发育时的临界挠度也将是定值。

#### 4.2 数值模拟分析验证

如表3数值模拟结果所示, 预制裂隙张开度处于0.1~0.2 mm之间时, 微裂纹萌生位置处于预制裂隙尖端向中部附近转移的过渡阶段。观察式(1)发现, 在固支梁截面属性和受力状态保持一致条件下, 梁跨中挠度随梁长增加而增大, 相应地, 如式(3)所示, 随着梁长度的增加, 临界挠度增大, 即其拉应力达到其屈服强度时的挠度增大; 跨中挠度保持不变情况下, 固支梁模型跨中最大拉应力将随梁长增加而减小。该理论表明: 在张开度保持不变条件下, 随着预制裂隙长度的增大, 初始微裂纹起裂位置将从预制裂隙中部向裂尖转移。

为了验证固支梁模型在解析水平裂隙微裂纹起裂机制方面的适用性, 本文在前述裂隙体模型基础上, 通过改变数值模型中0.2 mm张开度裂隙的长度, 获得不同裂隙长度数值分析模型, 在相同数值计算条件下, 对其进行计算和分析。为保证裂隙长度改变后的数值模型满足固支梁模型条件, 即不会出现裂隙长度增加而带来裂隙体模型中裂隙长与试件宽之比的变化, 在生成不同长度裂隙体模型的同时, 按裂隙长度比值缩放数值模型尺寸。因此, 生成张开度为0.2 mm, 裂隙长度为40 mm和50 mm的数值模型, 相应的试件尺寸按4/3和5/3增大, 其他参数保持不变, 具体参数见表4, 其他参数同表2所示。

表4 数值模型参数

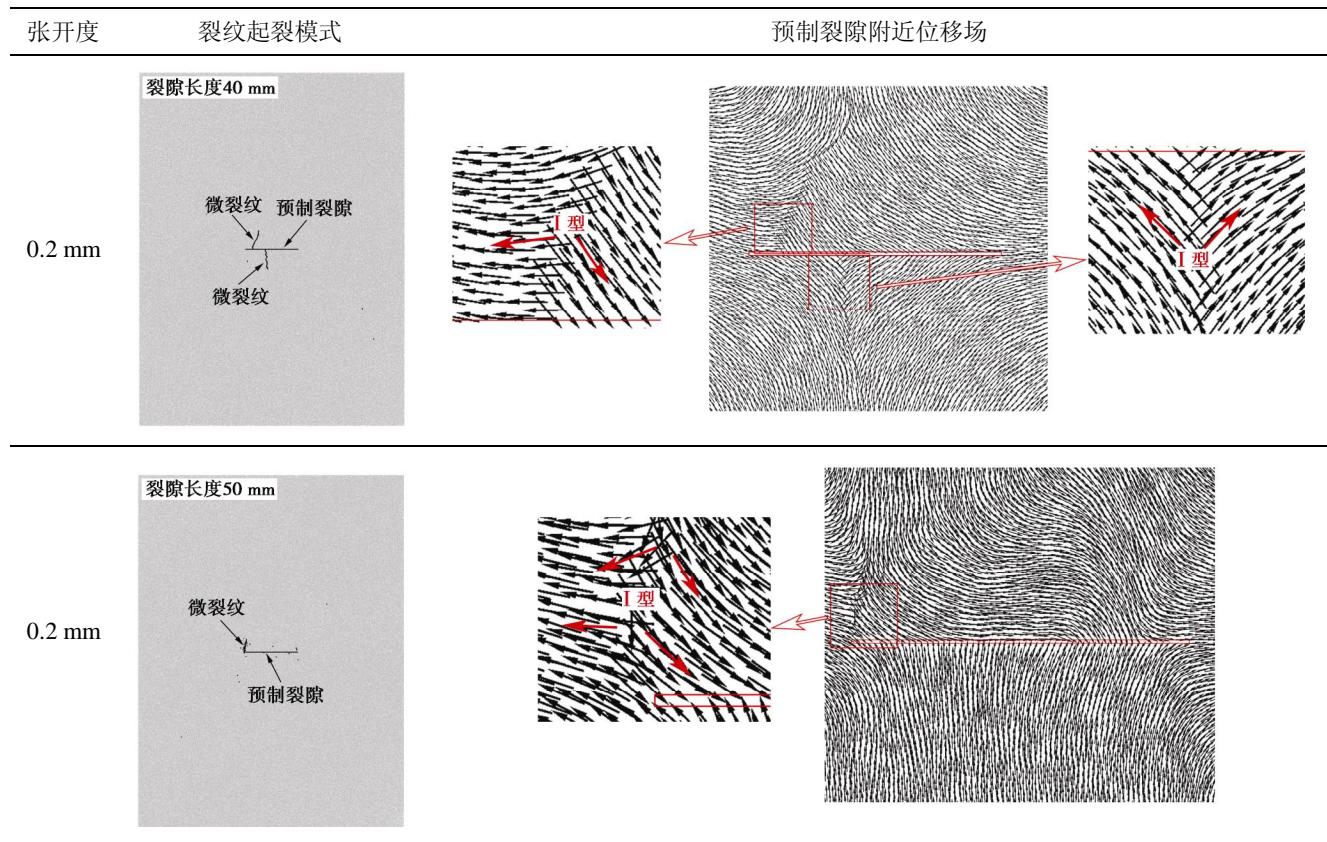
Table 4 Parameters of numerical model

裂隙长度 /mm	模型尺寸 /(mm×mm)	颗粒数 /个	裂隙张开度 /mm
40	200×267	78780	0.2
50	250×333	123034	

改变裂隙长度及模型尺寸后, 裂隙体数值模型微裂纹起裂模式见表5。表5显示: 保持张开度不变条件下, 随着预制裂隙长度的增加, 初始微裂纹起裂位置从预制裂隙中部向裂尖转移, 即与前文所述固支梁模型预测结果相一致, 验证了固支梁模型在预测张开裂隙微裂纹萌生机理方面的适用性。

表5 不同长度水平裂隙试件裂纹起裂模式以及预制裂隙附近位移场状态

Table 5 The crack initiation mode and the displacement field near the prefabricated fissure of the specimens with different lengths of horizontal fissure



## 5 预制裂隙面变形特征分析

### 5.1 数值模型预制裂隙周边环境设置

为了进一步分析加载过程中水平裂隙岩体预制裂隙面位移变化特征, 对建立的数值模型裂隙周边环境设置后, 再进行单轴压缩数值模拟试验, 图 10 为裂隙体数值模型黏结状态和裂隙周边环境处理图。将预制裂隙面上方一层颗粒和下方一层颗粒分别创建分组并命名为 Group\_above 和 Group\_below, 并通过 FISH 语言监测并记录两组颗粒的竖向位移数据。对上组全部颗粒和下组全部颗粒的位移取平均值, 再将上下两组竖向平均位移的绝对值相加, 为预制裂隙面竖向变形量。相比测量圆而言, 直接监测裂隙面颗粒的位移数据可以更精准的获取预制裂隙面变形数据。

### 5.2 预制裂隙面变形特征分析

水平裂隙数值模型单轴压缩过程中预制裂隙面竖向位移演化过程曲线如图 11 所示。由图 11 可得: 0.1~0.4 mm 张开度裂隙模型在单轴压缩过程中预制裂隙面变形量均达到了相应的裂隙张开度, 裂隙张开度越小到达越早, 表明加载过程中, 此张开度区间预制裂隙面均发生接触闭合现象, 且由于 0.1 mm 张开度裂隙的张开度过小, 在加载中前期就已出现裂隙面闭合现象。

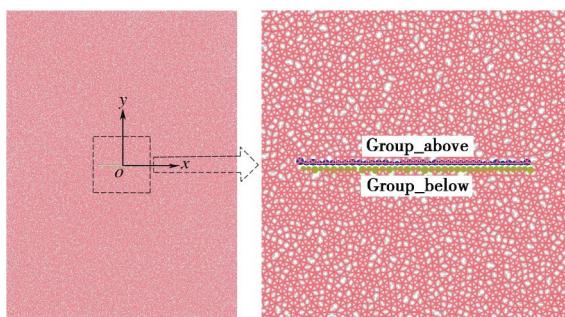


图 10 张开度 0.1 mm 下水平裂隙数值模型处理图

Fig. 10 Processing chart of horizontal fissure model with aperture of 0.1 mm

值得注意的是: 图 11 所示预制裂隙面竖向位移量为裂隙长度范围内颗粒位移量的平均值, 但是在预制裂隙闭合前, 在均布荷载作用下裂隙面将发生光滑连续的挠曲变形, 因此, 预制裂隙跨中挠度大于图 11 所示裂隙面平均竖向位移。

对加载步数位于 40000~56000 步之间的裂隙面竖向位移曲线放大发现: 不同张开度裂隙试件裂隙面竖向位移曲线均出现了转折点, 张开度从 0.8 mm 到 0.1 mm 出现的转折点分别为 A, B, C, D 点, 且转折点出现的计算时步与微裂纹起裂的计算时步基本一致, 即微裂纹起裂的同时裂隙面竖向位移出现突变, 这是与微裂纹萌生导致裂隙面竖向位移突变相吻合。

但是图 11 所示的 A, B, C, D 点, 并没有在同一位置, 而是分布于 0.06~0.07 mm 之间, 并随张开度的增大而减小, 这与固支梁模型给定的式(3)所揭示规律并不一致, 这是因为, 基于固支梁模型得到的公式(3), 是建立在张开裂隙面两端为固定支座的假设基础上得到的, 但是实际情况下, 裂隙面两端并不严格满足固定支座条件, 而且支座约束能力将随张开度的增大而减弱, 相应地, 临界挠度值将变大。

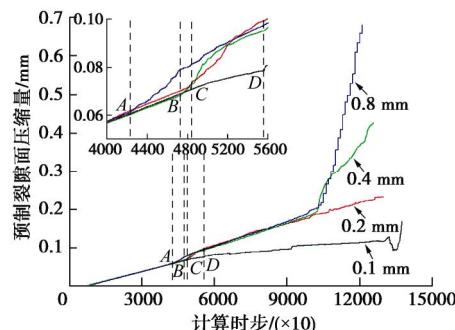


图 11 不同张开度裂隙面竖向位移演化过程曲线

Fig. 11 Evolution curves of vertical displacement of fissure surfaces with different apertures

## 6 结 论

通过对水泥砂浆材料制备的含水平裂隙类岩体试件进行单轴压缩试验, 发现张开裂隙微裂纹发育规律受张开度的影响, 据此提出固支梁简化计算力学分析模型用以分析和阐释张开度影响机理, 得到以下结论:

(1) 室内测试与数值模拟试验揭示: 随预制水平裂隙张开度的增大, 水平裂隙类岩体试件微裂纹起裂位置从预制裂隙尖端向中部转移; 张开度越大, 预制裂隙中部发育的拉伸微裂纹扩展路径越长; 剪切裂纹的发育和扩展使得预制裂隙中部拉伸裂纹闭合甚至消失。

(2) 结合室内测试及数值模拟试验中裂隙面上微裂纹发育规律及扩展模式, 提出了用于阐释张开裂隙微裂纹萌生机理的固支梁模型, 并基于数值计算模型对所提出的固支梁模型的适用性进行验证。

(3) 在阐明固支梁模型适用性的基础上, 对张开裂隙微裂纹萌生机理进行分析和探索。

## 参 考 文 献:

- [1] CAO P, LIU T, PU C, et al. Crack propagation and coalescence of brittle rock-like specimens with pre-existing cracks in compression[J]. Engineering Geology, 2015, 187: 113~121.
- [2] CHENG H, ZHOU X, ZHU J, et al. The effects of crack openings on crack initiation, propagation and coalescence behavior in rock-like materials under uniaxial compression[J].

- Rock Mechanics & Rock Engineering, 2016, **49**(9): 1 - 14.
- [3] WONG L N Y. Systematic evaluation of cracking behavior in specimens containing single flaws under uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2009, **46**(2): 239 - 249.
- [4] ZHANG X P, WONG L N Y. Cracking processes in rock-like material containing a single flaw under uniaxial compression: a numerical study based on parallel bonded-particle model approach[J]. Rock Mechanics & Rock Engineering, 2012, **45**(5): 711 - 737.
- [5] 刘伟韬, 申建军. 含单裂纹真实岩石试件断裂模式的力学试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(6): 1182 - 1189. (LIU Wei-tao, SHEN Jian-jun. Experimental study of propagation mode of crack in real rock specimens with a single crack[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(6): 1182 - 1189. (in Chinese))
- [6] WANG Y, TANG J, DAI Z, et al. Experimental study on mechanical properties and failure modes of low-strength rock samples containing different fissures under uniaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2018, **197**: 1 - 20.
- [7] 王桂林, 张亮, 许明, 等. 单轴压缩下非贯通节理岩体损伤破坏能量演化机制研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 639 - 647. (WANG Gui-lin, ZHANG Liang, XU Ming, et al. Energy damage evolution mechanism of non-across jointed rock mass under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(4): 639 - 647. (in Chinese))
- [8] 胡波, 杨圣奇, 徐鹏, 等. 单裂隙砂岩蠕变模型参数时间尺度效应及颗粒流数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(5): 864 - 873. (HU Bo, YANG Sheng-qi, XU Peng, et al. Time-scale effect of the creep model parameters and particle flow simulation of sandstone with a single crack[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(5): 864 - 873. (in Chinese))
- [9] 王斌, 宁勇, 冯涛, 等. 单轴压缩条件下锚杆影响脆性岩体破裂的细观机制[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(9): 1593 - 1600. (WANG Bin, NING Yong, FENG Tao, et al. Meso-mechanism of rock failure influenced by bolt anchorage under uniaxial compression loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(9): 1593 - 1600. (in Chinese))
- [10] 蒋明镜, 张宁, 申志福, 等. 含裂隙岩体单轴压缩裂纹扩展机制离散元分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3293 - 3301. (JIANG Ming-jing, ZHANG Ning, SHEN Zhi-fu, et al. DEM analyses of crack propagation in flawed rock mass under uniaxial compression[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3293 - 3301. (in Chinese))
- [11] 袁媛, 潘鹏志, 赵善坤, 等. 基于数字图像相关法的含填充裂隙大理岩单轴压缩破坏过程研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(2): 339 - 351. (YUAN Yuan, PAN Peng-zhi, ZHAO Shan-kun, et al. The failure process of marble with filled crack under uniaxial compression based on digital image correlation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(2): 339 - 351. (in Chinese))
- [12] 左江江, 李臣林, 腾俊洋, 等. 充填物对含孔洞大理岩力学特性影响规律试验研究[J]. 工程科学学报, 2018, **40**(7): 776 - 782. (ZUO Jiang-jiang, LI Chen-lin, TENG Jun-yang, et al. Experimental study of the influence of the filling material on the mechanical properties of marble with holes[J]. Chinese Journal of Engineering, 2018, **40**(7): 776 - 782. (in Chinese))
- [13] 郭奇峰, 武旭, 蔡美峰, 等. 预制裂隙花岗岩的强度特征与破坏模式试验[J]. 工程科学学报, 2019, **41**(1): 43 - 52. (GUO Qi-feng, WU Xu, CAI Mei-feng, et al. Experiment on the strength characteristics and failure modes of granite with pre-existing cracks[J]. Chinese Journal of Engineering, 2019, **41**(1): 43 - 52. (in Chinese))
- [14] LIU T, LIN B, ZOU Q, et al. Mechanical behaviors and failure processes of precracked specimens under uniaxial compression: a perspective from microscopic displacement patterns[J]. Tectonophysics, 2016(672/673): 104 - 120.
- [15] LIU T, LIN B, YANG W. Mechanical behavior and failure mechanism of pre-cracked specimen under uniaxial compression[J]. Tectonophysics, 2017(712/713): 330 - 343.
- [16] JIN J, CAO P, CHEN Y, et al. Influence of single flaw on the failure process and energy mechanics of rock-like material[J]. Computers & Geotechnics, 2017, **86**: 150 - 162.
- [17] MIAO S, PAN P, WU Z, et al. Fracture analysis of sandstone with a single filled flaw under uniaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2018, **204**: 319 - 343.
- [18] 蒲成志, 曹平, 陈瑜, 等. 不同裂隙相对张开度下类岩石材料断裂试验与破坏机理[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2011, **42**(8): 2394 - 2399. (PU Cheng-zhi, CAO Ping, CHEN Yu, et al. Fracture test and failure mechanism of rock-like material of relatively different fracture apertures[J]. Journal of Central South University(Science and Technology),

- 2011, **42**(8): 2394 – 2399. (in Chinese))
- [19] ZHANG X P, ZHANG Q, WU S. Acoustic emission characteristics of the rock-like material containing a single flaw under different compressive loading rates[J]. Computers & Geotechnics, 2017, **83**: 83 – 97.
- [20] 李夕兵, 罗琳, 黎崇金. 考虑岩石交界面方向效应的巴西劈裂试验研究[J]. 工程科学学报, 2017, **39**(9): 1295 – 1304. (LI Xi-bing, LUO Lin, LI Chong-jin. Experimental study of directivity effect of rock interface under Brazilian splitting[J]. Chinese Journal of Engineering, 2017, **39**(9): 1295 – 1304. (in Chinese))
- [21] YANG S Q, TIAN W L, HUANG Y H. Failure mechanical behavior of pre-holed granite specimens after elevated temperature treatment by particle flow code[J]. Geothermics, 2018, **72**: 124 – 137.
- [22] 岑夺丰, 黄达. 高应变率单轴压缩下岩体裂隙扩展的细观位移模式[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(3): 436 – 444. (CEN Duo-feng, HUANG Da. Mesoscopic displacement modes of crack propagation of rock mass under uniaxial compression with high strain rate[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(3): 436 – 444. (in Chinese))
- [23] ZHANG X P, LIU Q, WU S, et al. Crack coalescence between two non-parallel flaws in rock-like material under uniaxial compression[J]. Engineering Geology, 2015, **199**: 74 – 90.
- [24] 黄丹, 李小青. 基于微裂纹发育特性的大理岩特征强度数值模拟研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(1): 253 – 262. (HUANG Dan, LI Xiao-qing. Numerical simulation research on characteristic strength of marble based on development of microcrack[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(1): 253 – 262. (in Chinese))
- [25] 张科, 刘享华, 李昆, 等. 含孔多裂隙岩石力学特性与破裂分形维数相关性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(12): 2785 – 2794. (ZHANG Ke, LIU Xiang-hua, LI Kun, et al. Investigation on correlation between mechanical characteristic and fractal dimension of fracturing of rock containing a hole and multi-flaws[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(12): 2785 – 2794. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003015

# 武汉古河道承压水井流理论及在基坑降水中应用

吕斌泉<sup>1</sup>, 冯晓腊<sup>\*1</sup>, 熊宗海<sup>2</sup>

(1. 中国地质大学(武汉) 工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 武汉丰达地质工程有限公司, 湖北 武汉 430074)

**摘要:** 在分析武汉市古河道特殊水文地质条件的基础上, 建立古河道水文地质模型, 将古河道承压水井流问题概化为带状承压含水层中地下水向抽水井的运动问题; 然后结合镜像法原理, 引入吉林斯基势函数, 推导出古河道承压、承压-无压完整井稳定流解析表达式。基于此, 将其应用于基坑降水工程中, 提出适用于古河道承压含水层中基坑涌水量计算方法; 最后以武汉梨园广场地下停车场深基坑工程为例进行计算分析, 并将结果与传统方法计算结果和实际监测数据分别进行对比, 结果显示所述计算方法所得结果与基坑实际涌水量相对误差仅为 7.4%, 而采用传统大井法相对误差达到 54.5%, 验证了所提出计算方法的合理性。研究结果对于认识古河道承压含水层地下水井流规律以及指导基坑降水设计具有重要意义。

**关键词:** 古河道; 承压水; 井流; 完整井; 稳定流; 基坑降水

**中图分类号:** TU46.3      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)03-0533-09

**作者简介:** 吕斌泉(1994—), 男, 硕士, 主要从事岩土体稳定性、地下水渗流等方面研究。E-mail: [cuglybinquan@163.com](mailto:cuglybinquan@163.com)。

## Theory of artesian well flow in ancient river in Wuhan and its application in foundation pit dewatering

LÜ Bin-quan<sup>1</sup>, FENG Xiao-la<sup>1</sup>, XIONG Zong-hai<sup>2</sup>

(1. Department of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Wuhan FengDa Geological Engineering Ltd, Wuhan 430074, China)

**Abstract:** Based on the analysis of the special hydrogeological conditions of an ancient river in Wuhan, a hydrogeological model for the ancient river is established. The problem of artesian well flow in the ancient river is generalized to that of groundwater movement to pumping wells in belt-like artesian aquifers. Then, based on the principle of mirror method and the potential function, the formulas of steady flow for artesian and artesian-unartesian completely penetrating wells in the ancient river are derived. On this basis, it is applied to the foundation pit dewatering project, and a method for calculating the water inflow of the foundation pit of artesian aquifers in the ancient river is put forward. Finally, taking the deep foundation pit of the underground parking lot of Liyuan Plaza in Wuhan as an example, the calculated results are compared with those of the traditional methods and the actual monitoring data. The results show that the relative error between the calculated results and the actual water inflow of the foundation pit is only 7.4%, while the relative error of the traditional method is 54.5%, which verifies the rationality of the proposed method. The research results are of great significance for understanding the theory of artesian well flow in ancient rivers and for guiding the design of foundation pit dewatering projects.

**Key words:** ancient river; artesian water; well flow; completely penetrating well; steady flow; foundation pit dewatering

## 0 引言

武汉地处长江和汉江交汇地带, 在大规模城市地下空间开发的背景下, 其丰富的地下水资源成了地下工程建设中不可忽视的致灾元凶。现阶段武汉市对于地下水渗流规律及处理方法的研究主要集中于长江一级阶地细砂层孔隙承压含水层<sup>[1-4]</sup>, 而对于在三级阶地分布较广的古河道承压含水层的研究较少。大量勘察资料表明, 武汉市古河道沉积层(砂土、砂卵石层)中赋存有较高水头的承压水, 水量丰富, 对地下工程

尤其是对深基坑开挖有较大影响, 如若处理不当极易引发基坑侧壁流水、流土, 坑底突涌以及周边地面大幅沉降变形等工程险情。武汉市古河道承压水的研究难点在于: 一方面受限于勘察资料, 对其空间分布、地层结构以及径流补给条件等地质特性难以全面掌

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(41702336); 武汉市政建设集团科技计划项目(wszy201820)

**收稿日期:** 2019-06-05

**\*通信作者** (E-mail: [fengdafxl@126.com](mailto:fengdafxl@126.com))

握；另一方面由于古河道边界条件较为复杂，在考虑复杂边界条件下地下水的井流规律研究中，国内外学者们多采用数值模拟的手段<sup>[5-8]</sup>。而中国工程设计多是基于解析计算进行的，这导致在实际涉及古河道承压水的基坑工程中仍然按照规范<sup>[9]</sup>中推荐的仅适用于无限含水层的计算方法进行降水设计，因此，有必要对古河道基坑降水的解析计算方法进行研究。Sedghi 等<sup>[10]</sup>推导了裂隙楔形含水层地下水井流的三维半解析解；Wang 等<sup>[11]</sup>应用边界元理论和格林函数法，得到了任意边界条件下有限非均质承压含水层抽水试验半解析解；Zarei-Doudeji 等<sup>[12]</sup>推导了半岛型半无限承压含水层和非承压含水层群井系统的俘获带方程；Chuang 等<sup>[13]</sup>建立了具有河口边界条件的滨海含水层二维分析模型，通过汉克尔变换和有限正弦变换，得到了地下水流动解析解。然而现有研究成果鲜有对两侧为隔水边界的带状半无限承压含水层的井流规律进行深入研究。

本文通过调研大量工程勘察资料，对武汉市古河道水文地质条件进行全面分析，并据此建立古河道水文地质模型，将古河道承压水井流问题概化为带状承压含水层中地下水向抽水井的运动问题，然后基于镜像法原理，并引入吉林斯基势函数，推导出古河道承压、承压-无压完整井稳定流解析表达式。在此研究基础上，提出了适用于古河道承压含水层基坑涌水量计算方法，最后以武汉梨园广场地下停车场深基坑工程为例进行计算分析，并将计算结果与传统方法计算结果和实际监测数据分别进行对比，验证所提出计算方法的合理性。

## 1 武汉长江古河道水文地质概况

### 1.1 平面分布情况

早更新世—中更新世时期，武汉市古河道在断裂多次切割和上游来水侵蚀冲刷的共同作用下逐渐形成、贯通；之后在中更新世新构造运动以及古气候变化的综合影响下，长江、汉江河道发生迁徙改道，废弃的河道被后来的地面物质沉积覆盖，进而形成了典型的埋藏古河道<sup>[14]</sup>。

武汉市古河道在平面上成宽带状展布，形状近似英文字母“L”，基本发育在第四纪中—晚更新世时期堆积的长江Ⅲ级阶地上，其河床深槽部分切入基岩，贯穿古近系、白垩系、二叠系、石炭系及志留系地层。在现今长江河道鹦鹉洲附近，古河道被截断成两部分，将武汉市古河道划分成汉阳段和武昌段（见图 1）。

汉阳段古河道总体长度约 11 km，宽度约 400~800 m，平均宽度约为 600 m；武昌段古河道总长度约

14 km，宽度约 500~1500 m，平均宽度约为 1000 m。武汉市古河道整体上为从汉阳流向武昌，流向由北西向在武昌丁字桥附近折向北北东向。古河道流经的范围为：汉江古田桥—锅顶山东麓永安堂—王家湾—十里铺—七里庙—五里墩—汉阳动物园—马鹦路—鹦鹉洲—长江—张之洞路—丁字桥梅苑小区—中南路—湖北饭店—青鱼嘴—梨园—沙湖港。



图 1 武汉市古河道平面分布示意图

Fig. 1 Plane distribution map of an ancient river in Wuhan

### 1.2 地层结构特点

古河道范围内从上到下分布的地层可概化为 6 个单元层：①为人工填土 ( $Q^{ml}$ ) 和淤泥层 ( $Q^l$ )；②为一般黏性土层 ( $Q_4^{al}$ )；③为老黏土、粉质黏土和粉质黏土夹碎石层 ( $Q_3^{al+pl}$ )；④为中粗砂、粉细砂和黏质砂土层 ( $Q_{2-3}^{al+pl}$ )；⑤为砂夹砾卵石和砾卵石层 ( $Q_{1-2}^{al+pl}$ )；⑥为页岩、灰岩、泥岩、砂岩等岩层。可见古河道地层典型特征为上部覆盖黏土层，中部为砂土、砂卵石层，底部为基岩，沉积物粒度由上到下颗粒逐渐变粗，或者若干层粗细交替，呈现二元结构地层的典型特征<sup>[15]</sup>。如图 2 所示，古河道河床过水断面为“U”字形，沉积物在河床区厚度最大，从古河道中心向两侧古河漫滩逐渐变薄，颗粒也逐渐变细。

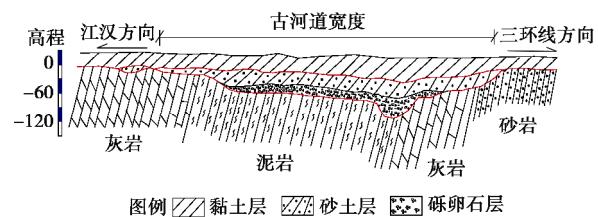


图 2 汉阳段古河道地层剖面图

Fig. 2 Stratigraphic profile of ancient river in Hanyang

### 1.3 古河道承压含水层埋深及厚度变化情况

古河道承压含水层（砂土、砂卵石层）层顶埋深一般为 13.5~35.5 m，埋深最大处在汉阳十里铺为 35.5 m。整体上古河道承压含水层顺流向埋深逐渐减小，平均埋深为 21 m。

古河道含水层河床区纵向厚度变化如图 3 所示，

以地铁楚河汉街站为界, 从楚河汉街到沙湖港厚度较小, 一般为 10~25 m; 从汉阳古田桥到中南路厚度较大, 一般为 40~83 m, 最厚处在地铁 4 号线玉龙站附近可达 83 m。整体上古河道含水层顺流向厚度逐渐变小, 平均厚度为 22.5 m。

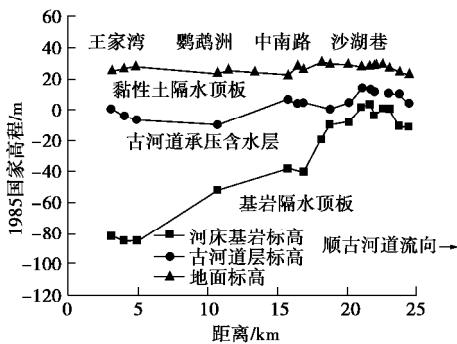


图 3 武汉古河道纵向厚度变化示意图

Fig. 3 Schematic of change of longitudinal thickness of the ancient river in Wuhan

#### 1.4 径流补给排泄条件

古河道含水层纵向承压水位变化特点如图 4 所示。丰水期承压水位标高在 15~23 m, 水力坡度较小, 约 1.1‰~2.8‰; 枯水期时水位比丰水期低 2~3 m。整体上, 古河道承压水水力坡度较为平缓, 反映出在天然条件下古河道含水层地下水径流缓慢。古河道承压含水层在长江鹦鹉洲、汉江古田桥、武昌沙湖港附近尖灭在一二级阶地中, 与长江建立水力联系(见图 1)。丰水期古河道承压水接受江水的补给, 枯水期向长江排泄。古河道承压水与上覆土层中的潜水、地表湖泊等水体基本不存在直接水力联系, 另外其接受基岩裂隙水的顶托补给、排泄量有限。图 4 中地铁楚河汉街站附近承压水位较低, 水位最低处标高仅 2.1 m, 分析可知该处位于古河道边界附近, 含水层厚度较小, 富水性较差, 造成该处承压水水位较低。这进一步说明了古河道边界对其承压水的渗流、补给有较大影响。

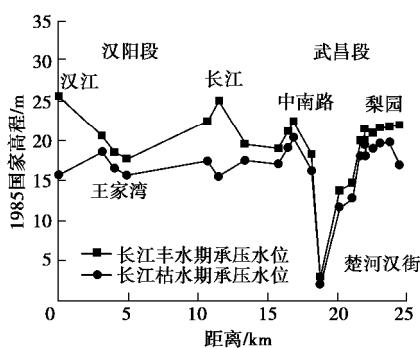


图 4 古河道承压含水层水位变化示意图

Fig. 4 Schematic chart of change of water level of artesian aquifer in the ancient river

## 2 古河道承压水井流理论研究

### 2.1 古河道水文地质模型

为研究古河道承压水井流理论, 根据前文对武汉市古河道含水层水文地质特性的描述, 建立古河道承压含水层水文地质模型。以隔水边界及抽水实井方位为基准建立平面直角坐标系, 为一般化起见, 设该抽水实井位于含水层任意位置, 其与隔水边界的距离为  $a$ , 古河道含水层宽度为  $l$ , 如图 5 所示。值得注意的是, 虽然古河道含水层两侧隔水边界是倾斜的, 但是由于在尺寸上古河道水平宽度远远大于其深度, 并且为了简化计算, 故可以将古河道含水层左右倾斜的隔水边界简化成竖直的。

模型的假定条件如下: ①含水层为均质、各向同性、等厚且水平分布的含水介质, 含水层为弹性体; ②渗流满足 Darcy 定律; ③抽水井为完整井, 假定地下水沿井壁均匀进水; ④古河道含水层概化为侧向为平直隔水边界的带状含水层; ⑤无垂向补给、排泄量。

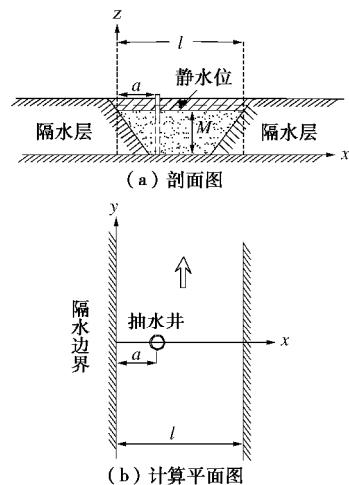


图 5 古河道承压含水层水文地质模型

Fig. 5 Hydrogeological model for artesian aquifer in ancient river

### 2.2 古河道承压含水层稳定井流公式

古河道承压水井流问题本质上是承压水向隔水边界附近井的运动问题。利用镜像法原理, 可将有界井流问题转化为无界井流问题, 即通过镜像投影, 将古河道有界含水层转化为无限含水层, 得到无限个关于隔水边界对称的同步工作的抽水虚井<sup>[16]</sup>。这样带状含水层中一口抽水实井就变成了无限含水层中一组无限井排, 如图 6 所示。

根据降深叠加原理<sup>[16]</sup>, 古河道含水层中抽水井降水漏斗受隔水边界影响等价于无限井排降落漏斗对其影响的叠加(如图 7 所示)。古河道中任一点  $p(x, y)$  的降深等于无限井排在  $p(x, y)$  点产生降深之和, 即  $p(x, y)$  点降深方程为

$$s_p = \sum_{i=1}^{n=\infty} s_{pi} = \sum_{i=1}^{n=\infty} \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R_i}{r_{pi}} , \quad (1)$$

式中， $Q$  为单井定流量，由于虚井是抽水实井的镜像，则虚井流量与实井流量均为  $Q$ ， $R_i$  为第  $i$  口井的影响半径， $r_{pi}$  为第  $i$  口井到  $p$  点的距离。

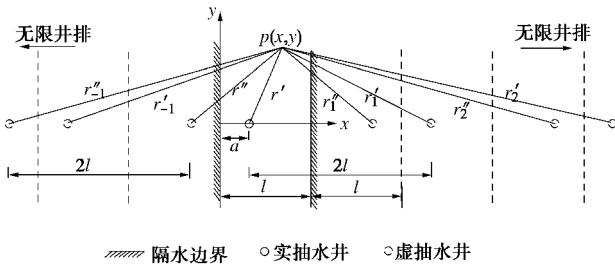


图 6 古河道承压含水层抽水井的镜像投影

Fig. 6 Mirror projection of pumping well of artesian aquifer in the ancient river

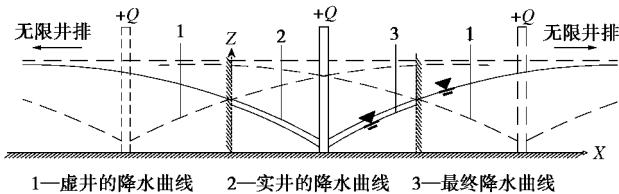


图 7 古河道含水层抽水井降水漏斗

Fig. 7 Precipitation funnel of pumping well of artesian aquifer in the ancient river

对于无限井排运用式(1)求解  $p(x, y)$  点降深困难较大。并且在现实中，在承压含水层疏干排水或抽水过程中，由于水头降深较大经常使抽水井水位降低到承压含水层顶板以下，而形成承压—无压井流。本文建立的古河道承压含水层水文地质模型同样面临承压—无压井流问题，为克服这一难题，本文引入吉林斯基势函数对古河道承压水稳定井流公式进行推导。吉林斯基势函数最初定义为水平层状介质的势。在该水文地质模型中，对于承压含水层区段，吉林斯基势函数可以写成

$$j = KM(H - M/2) . \quad (2)$$

对于无压含水层段，吉林斯基势函数可以写成

$$j = Kh^2/2 . \quad (3)$$

式中  $j$  为吉林斯基势函数； $K$  为渗透系数； $M$  和  $H$  分别为承压含水层的厚度和地下水头高度； $h$  为无压含水层的饱和厚度。

对于轴对称等厚承压含水层单井径向抽水来说，其流量可用吉林斯基势函数表示

$$Q = 2\pi r KM \frac{dH}{dr} = 2\pi r \frac{dj}{dr} . \quad (4)$$

对于无压含水层来说，流量可写为

$$Q = 2\pi r Kh \frac{dh}{dr} = 2\pi r \frac{dj}{dr} . \quad (5)$$

可见利用吉利斯基势函数可以使承压区和无压区具有统一表示形式<sup>[17]</sup>。上式积分得

$$j = \frac{Q}{2\pi} \ln r + c . \quad (6)$$

式中  $Q$  为抽水井单井流量； $r$  为距抽水井距离； $c$  为积分常数，可由边界条件确定。

由势的叠加原理可知，对于含水层上任一点  $p(x, y)$  的势等于所有抽水虚实井各自势的叠加：

$$j = j_1 + j_2 + \dots + j_n = \sum_{n=1}^{\infty} j_n . \quad (7)$$

如图 6 所示，为方便计算，根据对称性，将无限井排分成两组分别进行计算，最后将两组的叠加势求和，即得点  $p(x, y)$  的势。一组为“右井排”，各井到  $p$  点的距离为  $r'$ ， $r'_{\pm 1}, r'_{\pm 2}, \dots, r'_{\pm n}$ ，其叠加势为  $j'$ ；另一组为“左井排”，各井到  $p$  点的距离为  $r''$ ， $r''_{\pm 1}, r''_{\pm 2}, \dots, r''_{\pm n}$ ，其叠加势为  $j''$ 。将两组的叠加势求和即得点  $p(x, y)$  的势：

$$j = j' + j'' . \quad (8)$$

接下来以右井排为例，对势函数  $j'$  进行推导。

对于右井排的叠加势函数：

$$\begin{aligned} j' &= j' + j'_1 + j'_{-1} + \dots + j'_n + j'_{-n} = \\ &= j' + \sum_{n=1}^{\infty} (j'_n + j'_{-n}) . \end{aligned} \quad (9)$$

将式(6)代入式(9)，可得

$$\begin{aligned} j' &= \frac{Q}{2\pi} \ln r' + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{Q}{2\pi} \ln r'_n r'_{-n} + C' = \\ &= \frac{Q}{4\pi} \ln (r'^2 \cdot \prod_{n=1}^{\infty} r_n^2 r_{-n}^2) + C' , \end{aligned} \quad (10)$$

式中， $r'_i$  为右井排中第  $i$  口井距任一点  $p(x, y)$  的距离。

如图 6 所示，其直角坐标关系式如下：

$$\begin{aligned} r' &= \sqrt{(x-a)^2 + y^2} ; \quad r'_n = \sqrt{(x-a-2nl)^2 + y^2} ; \\ r'_{-n} &= \sqrt{(x-a+2nl)^2 + y^2} . \end{aligned}$$

则将式(10)代入直角坐标关系式换算得

$$j' = \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \left[ (x-a)^2 + y^2 \right] \cdot \prod_{n=1}^{\infty} \left[ (x-a-2nl)^2 + y^2 \right] \left[ (x-a+2nl)^2 + y^2 \right] \right\} + C' . \quad (11)$$

对式(11)引入虚数将平方和写成积的形式：

$$\begin{aligned} j' &= \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \left[ (x-a)^2 + y^2 \right] \cdot \right. \\ &\quad \left. \prod_{n=1}^{\infty} \left[ (x-a-2nl)^2 + y^2 \right] \left[ (x-a+2nl)^2 + y^2 \right] \right\} + C' \\ &= \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \left( \frac{2l}{\pi} \right)^2 \frac{(x-a+yi)\pi}{2l} \right\} . \end{aligned}$$

$$\prod_{n=1}^{\infty} \left[ 1 - \frac{(x-a+yi)^2}{(2nl)^2} \right] \times \frac{(x-a-yi)\pi}{2l} \cdot \prod_{n=1}^{\infty} \left[ 1 - \frac{(x-a-yi)^2}{(2nl)^2} \right] + C' \quad (12)$$

当  $x$  为任意值时有

$$\sin x = x \prod_{n=1}^{\infty} \left( 1 - \frac{x^2}{n^2 \pi^2} \right) \quad (13)$$

将式 (13) 代入式 (12), 可得

$$\begin{aligned} j' &= \frac{Q}{4\pi} \ln \left[ \left( \frac{2l}{\pi} \right)^2 \sin \frac{(x-a+yi)\pi}{2l} \cdot \sin \frac{(x-a-yi)\pi}{2l} \right] + C' \\ &= \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \left( \frac{2l}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} \left[ \cos \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x-a)\pi}{l} \right] \right\} + C' \quad (14) \end{aligned}$$

根据欧拉公式, 可得到  $\cos(ix) = \cosh x$ 。可将上式中虚数消除。式中  $\cosh$  为双曲余弦函数, 也可用  $\text{ch}$  表示,  $\text{ch}x = \frac{e^x + e^{-x}}{2}$ 。

则可推导出右井排对古河道含水层中任一点  $p$  的叠加势函数为

$$j' = \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \frac{2l^2}{\pi^2} \cdot \left[ \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x-a)\pi}{l} \right] \right\} + C' \quad (15)$$

同理可推导出, 左井排对古河道含水层中任一点  $p$  的叠加势函数为

$$j'' = \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \frac{2l^2}{\pi^2} \cdot \left[ \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x+a)\pi}{l} \right] \right\} + C'' \quad (16)$$

将式 (15), (16) 代入式 (8) 中, 得到点  $p(x,y)$  处势函数表达式:

$$\begin{aligned} j &= \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \frac{4l^4}{\pi^4} \cdot \left[ \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x-a)\pi}{l} \right] \right. \\ &\quad \left. \left[ \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x+a)\pi}{l} \right] \right\} + C \quad (17) \end{aligned}$$

式 (17) 即为在古河道含水层中任一点的势函数表达式。

根据边界条件:

①当  $p(x, y)$  点位于  $x$  轴, 且位于抽水井壁, 即  $x=a-r_w$ ,  $y=0$  时:

$$j_w = \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \frac{4l^4}{\pi^4} \cdot \left[ 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right] \cdot \left[ 1 - \cos \frac{(2a-r_w)\pi}{l} \right] \right\} + C, \quad (18)$$

式中,  $j_w$  为抽水井井壁处势函数,  $r_w$  为抽水井井径。

②设  $p(x, y)$  点与抽水井横坐标一致, 且水位  $H=H_0$ , 恰好稳定在初始水头, 即  $x=a$ ,  $y=R$ :

$$j_R = \frac{Q}{4\pi} \ln \left\{ \frac{4l^4}{\pi^4} \cdot \left[ \text{ch} \frac{R\pi}{l} - 1 \right] \cdot \left[ \text{ch} \frac{R\pi}{l} - \cos \frac{2a\pi}{l} \right] \right\} + C, \quad (19)$$

式中,  $j_R$  为抽水井影响半径以外势函数,  $R$  为影响半

径。

由式 (17) 式与式 (18) 相减, 可得

$$j - j_w = \frac{Q}{4\pi} \ln \frac{\left( \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x-a)\pi}{l} \right) \cdot \left( \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x+a)\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a-r_w)\pi}{l} \right)} \quad (20)$$

对于承压段含水层完整井稳定流:

$$j - j_w = KM(H - H_w) \quad (21)$$

由式 (20) 和式 (21) 联立可得

$$\begin{aligned} H - H_w &= s_w - s = \frac{Q}{4\pi KM} \cdot \\ &\ln \frac{\left( \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x-a)\pi}{l} \right) \cdot \left( \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x+a)\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a-r_w)\pi}{l} \right)} \quad (22) \end{aligned}$$

进而推导出

$$s = s_w + \frac{Q}{4\pi KM} \ln \frac{\left( 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a-r_w)\pi}{l} \right)}{\left( \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x-a)\pi}{l} \right) \cdot \left( \text{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x+a)\pi}{l} \right)} \quad (23)$$

式中  $s$  为  $p$  点水位降深;  $s_w$  为抽水井水位降深;  $a$  为抽水井距古河道边界距离;  $l$  为古河道宽度。

式 (23) 即为古河道承压水完整井稳定流解析表达式。

另外根据边界条件①、②, 将式 (18) 和式 (19) 式联立, 可得

$$j_R - j_w = \frac{Q}{4\pi} \ln \frac{\left( \text{ch} \frac{R\pi}{l} - 1 \right) \cdot \left( \text{ch} \frac{R\pi}{l} - \cos \frac{2a\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a-r_w)\pi}{l} \right)} \quad (24)$$

进而推导出

$$s_w = \frac{Q}{4\pi KM} \ln \frac{\left( \text{ch} \frac{R\pi}{l} - 1 \right) \cdot \left( \text{ch} \frac{R\pi}{l} - \cos \frac{2a\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a-r_w)\pi}{l} \right)} \quad (25)$$

式中参数如前文所述。

该式即为考虑含水层影响半径时, 古河道承压水完整井稳定流解析表达式。

对于无压段含水层完整井稳定流:

$$j_R - j_w = \frac{1}{2} K \left[ (2H_0 - M)M - h^2 \right] \quad (26)$$

将上式代入式 (24) 可导出

$$\begin{aligned} (2H_0 - M)M - h^2 &= \frac{Q}{2\pi K} \ln \frac{\left( \text{ch} \frac{R\pi}{l} - 1 \right) \cdot \left( \text{ch} \frac{R\pi}{l} - \cos \frac{2a\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a-r_w)\pi}{l} \right)} \quad (27) \end{aligned}$$

上式即为古河道承压—无压完整井稳定流解析表达式。

### 3 基坑降水计算方法研究

基坑降水设计计算的核心是基坑涌水量的估算，最终需要得到的设计方案是降水井的数量和布置<sup>[18]</sup>。而对古河道承压含水层中基坑涌水量的计算难点在两方面，一方面是对水文地质参数（含水层渗透系数和影响半径）的确定；另一方面，工程中广泛采用的传统大井法理论推导的计算公式并不适用于古河道承压含水层。如对于承压—无压完整井基坑涌水量的计算，其公式<sup>[9]</sup>如下：

$$Q = \frac{\pi K [(2H_0 - M)M - h^2]}{\ln \frac{r_0 + R}{r_0}} \quad (28)$$

式中  $Q$  为基坑涌水量； $H_0$  为基坑初始水位至含水层底板的深度； $h$  为基坑动水位至含水层底板的深度； $r_0$  为基坑等效半径， $r_0 = \sqrt{A/\pi}$ 。

#### 3.1 水文地质参数计算

对于古河道承压含水层中水文地质参数的计算，根据前文对古河道承压水井流理论的研究，利用古河道承压水稳定井流公式（23），可进一步推导出：在古河道承压完整井多孔抽水试验中，仅有一个观测孔（井）的试验资料时，含水层渗透系数的计算公式如下式：

$$K = \frac{Q}{4\pi M(s_w - s)} \cdot \ln \frac{\left( \operatorname{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x-a)\pi}{l} \right) \cdot \left( \operatorname{ch} \frac{y\pi}{l} - \cos \frac{(x+a)\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_w \pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a - r_w)\pi}{l} \right)} \quad (29)$$

运用该式进行渗透系数计算时，需按照图 6 所示建立直角坐标系，确定观测孔（井）的横纵坐标  $x, y$ ；根据勘察资料确定抽水井距古河道边界的距离  $a$ 、古河道宽度  $l$ 、含水层厚度  $M$ ；式中其他参数取值按抽水试验实测数据为准。

对于古河道承压含水层影响半径的计算，建议采用经验公式——吉尔哈特式求取：

$$R = 10s_w \sqrt{K} \quad (30)$$

#### 3.2 基坑涌水量计算

以大井法理论为基础，即将基坑概化为一口大井，结合前文推导的式（25）、（27）可进一步导出古河道承压含水层基坑涌水量计算公式。

##### （1）承压水完整井基坑涌水量计算式

$$Q = \frac{4\pi KMS}{\ln \frac{\left( \operatorname{ch} \frac{R\pi}{l} - 1 \right) \cdot \left( \operatorname{ch} \frac{R\pi}{l} - \cos \frac{2a\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_0\pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a - r_0)\pi}{l} \right)}} \quad (31)$$

（2）承压—无压完整井基坑涌水量计算式

$$Q = \frac{2\pi K [(2H_0 - M)M - h^2]}{\ln \frac{\left( \operatorname{ch} \frac{R\pi}{l} - 1 \right) \cdot \left( \operatorname{ch} \frac{R\pi}{l} - \cos \frac{2a\pi}{l} \right)}{\left( 1 - \cos \frac{r_0\pi}{l} \right) \cdot \left( 1 - \cos \frac{(2a - r_0)\pi}{l} \right)}} \quad (32)$$

式中， $S$  为基坑地下水位的设计降深。

### 4 工程实例

#### 4.1 工程概况及岩土工程条件

下文将以武昌梨园广场公共停车场基坑工程为例，验证前文所提出计算方法的合理性。拟建工程位于武汉市北环路、南环路、东湖路及环湖路之间。项目主体南北向长约 125 m，东西向长约 165 m，占地面积约 20531 m<sup>2</sup>，地面标高在 23.0~25.3 m，基坑开挖深度为 10.4~14.65 m。

研究区地貌单元属于长江冲洪积三级阶地，地势较为平坦。区内表层为人工填土层，其下地层呈现典型古河道地层结构特点，从上到下依次为第四系全新统一般黏性土层、上更新统冲洪积老黏土层及上更新统圆砾层，下伏志留系泥岩。区内基岩面起伏较大，使得（12-2）圆砾层厚度分布不均，在 2.8~35.4 m。场地地层分布详见图 8。

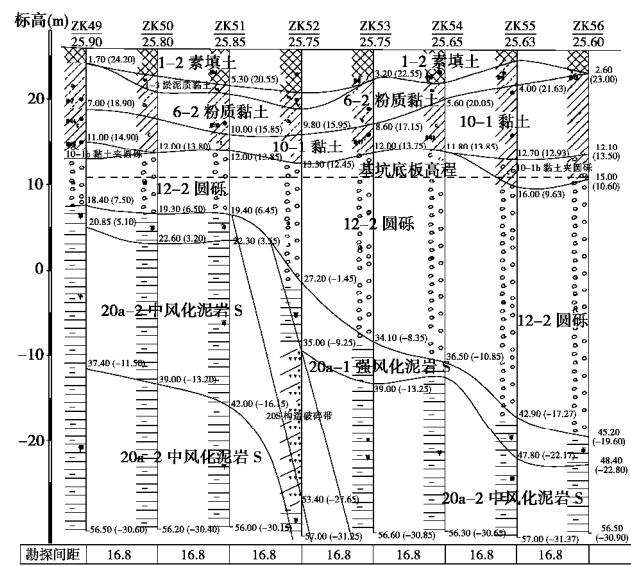


图 8 梨园广场停车场地层剖面图

Fig. 8 Stratigraphic profile of underground parking lot of Liyuan Plaza

场地内地下水主要为上层滞水、孔隙承压水及基

岩裂隙水。影响基坑开挖的主要因素是赋存于圆砾层中的孔隙承压水, 据前文对武汉市古河道水文地质概况研究可知, 场地内承压水通过长江一级阶地与长江发生水力联系。测得场地内枯水期承压水位标高为 16~16.40 m, 年度变幅 5~6 m, 对拟建工程影响较大。基坑开挖后坑底标高为 10.65 m, 位于(12-2)层圆砾层中。

#### 4.2 抽水试验过程及结果

因场地(12-2)圆砾层厚度分布由西到东厚度逐渐变大, 故在基坑东侧含水层厚度较大处进行抽水试验。试验井设计实管长度均为 17 m, 滤管长度为 14~23 m, 均为完整井。本次试验共施工 5 口试验井, 井位布置顺古河道流向, 井位布置如图 9 所示。共进行 1 组 1 个落程的抽水试验, 其中 J24 号井作为抽水井, J23、J08、J25、J26 共 4 口降水井作为观测井。抽水试验期间同步观测 4 口观测井的水位变化, 试验井水位及降深见表 1。单井涌水量较为稳定, 约 45 m<sup>3</sup>/h(见图 10)。从试验井降深随时间变化曲线(见图 11)可知, 其降深值在较短时间内便稳定, 形成稳定流。

表 1 单井抽水试验数据表

Table 1 Data table of single-well pumping test (m)

类别	井编号	静水位标高	水位降深	稳定水位标高
抽水井	J24	17.60	11.98	5.62
	J23	17.55	4.40	13.15
	J08	17.55	4.82	12.71
	J25	17.60	4.26	13.34
	J26	17.60	2.12	15.48

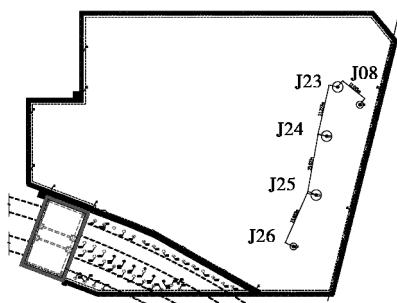


图 9 井位布置图

Fig. 9 Layout of wells

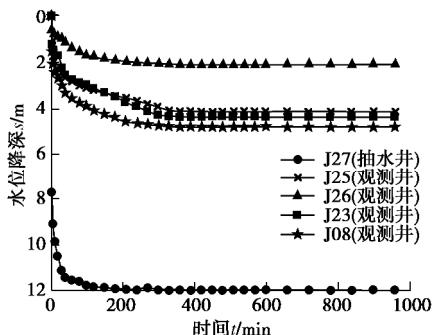


图 10 单井抽水试验 s-t 图

Fig. 10 s-t diagram of single-well pumping tests

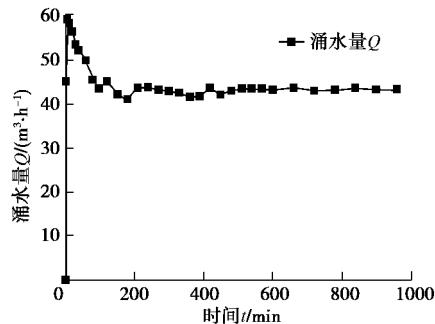


图 11 单井抽水试验 Q-t 图

Fig. 11 Q-t diagram of single-well pumping test

#### 4.3 基坑降水设计

##### (1) 水文地质参数求取

根据现场抽水试验数据, 采用式(29)求取含水层综合渗透系数。计算参数取值: 单井流量取  $Q=1080 \text{ m}^3/\text{d}$ ; 含水层厚度取最不利钻孔  $M=35.4 \text{ m}$ ; 观测井到抽水井距离  $r$  据实测确定; 基坑东侧临近古河道边界, 根据勘察资料, 确定基坑距古河道边界距离  $a=100 \text{ m}$ , 古河道宽度  $l=1000 \text{ m}$ ; 以古河道东侧边界为  $y$  轴, 过抽水井 J24 确定  $x$  轴, 建立直角坐标系, 以确定各试验井横纵坐标。其他参数取值及计算结果如表 2 所示, 算得古河道承压含水层综合渗透系数为  $K=3.48 \text{ m/d}$ 。用经验公式(30)计算含水层影响半径  $R=223 \text{ m}$ 。

表 2 渗透系数计算表

Table 2 Calculation of permeability coefficient

井号	$Q / (\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1})$	$r / \text{m}$	$s / \text{m}$	$a / \text{m}$	$l / \text{m}$	$M / \text{m}$	$x$	$y$	$K / (\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$
J24	1080	0.125	11.98	100	1000	35.4	105	0	—
J23	—	21.227	4.4	—	—	—	112	21	3.41
J08	—	19.357	4.82	—	—	—	101	16	3.11
J25	—	25.621	4.26	—	—	—	111	26	3.51
J26	—	48.941	2.12	—	—	—	112	49	4.90
均值							—		3.48

##### (2) 基坑涌水量计算

考虑到基坑基底坐落于(12-2)圆砾层中, 基坑降水拟采用疏干减压法, 以保证降深达到安全水位(基底以下 1 m)。需要说明的是, 由于含水层的厚度分布不均, 不可避免实际布井中少部分降水井为非完整井, 但是考虑降水井大多数为完整井以及含水层计算厚度取最大值, 所以该基坑降水井群可视为完整井井群。则基坑涌水量的计算采用前文所推导的古河道含水层承压-无压完整井基坑涌水量计算公式(32)进行计算。同时采用传统大井法计算公式(28)进行对比计算。计算参数取值: 基坑设计降深  $S=12.75 \text{ m}$ ; 按最不利钻孔数据基岩面标高-21.4 m, 静水位取丰水期最高水位高 22.4 m, 以计算  $H_0$ ,  $h$ 。其他参数取值及两种方法基坑涌水量计算结果如表 3 所示。

表 3 基坑涌水量计算表

Table 3 Calculation of water inflow of foundation pit

方法	$K$ $/(m \cdot d^{-1})$	$M$ $/m$	$H_0$ $/m$	$h$ $/m$	$R$ $/m$	$r_0$ $/m$	$A$ $/m$	$l$ $/m$	$Q$ $/(m^3 \cdot d^{-1})$
本文 计算 方法	3.48	35.4	43.8	31.05	223	81	100	1000	4898.2
传统 大井 法	3.31	35.4	43.8	31.05	218	81	100	1000	7044.7

#### 4.4 计算结果对比

由表 3 可知, 按本文提出适用于古河道承压含水层的基坑涌水量计算方法, 得到  $Q=4898.2 m^3/d$  与按照传统大井法计算所得  $Q=7044.7 m^3/d$ , 相对误差达到在 43.8%, 可见两种方法计算结果相差较大。而根据实际监测数据, 当基坑动水位达到设计降深时(基底以下约 1 m), 最多开启 19 口降水井同时抽水, 其单井抽水量为  $240 m^3/d$ , 简单计算可知基坑实际涌水量约为  $4560 m^3/d$ 。

运用本文所述计算方法所得结果与基坑实际涌水量相对误差仅为 7.4%, 而用传统大井法方法计算所得相对误差达到 54.5%。可见本文所述计算方法更适用于古河道承压含水层中基坑涌水量计算, 据此进行的基坑降水设计更为准确合理。对基坑涌水量的合理估算, 既可以避免因对其预估过大, 增加不必要的施工成本, 又能防止基坑降水过程中承压水超降而引起周边地面沉降过大。

## 5 结 论

(1) 从古河道承压含水层平面分布、地层结构特点、层顶埋深、厚度变化及其径流补给排泄条件等方面介绍了武汉市古河道水文地质概况, 并据此建立了古河道承压含水层水文地质模型, 将古河道承压水井流问题概化为带状承压含水层中地下水向抽水井的运动问题, 然后结合镜像法原理, 引入吉林斯基势函数, 推导出古河道承压、承压—无压完整井稳定流解析表达式。

(2) 基于大井法理论, 应用古河道承压含水层完整井稳定流解析表达式, 优化古河道基坑工程降水设计方法, 提出一整套适用于古河道承压含水层的渗透系数计算公式和基坑涌水量计算公式, 并结合工程实例进行验证, 将计算结果与传统方法计算结果和实际基坑涌水量分别进行对比。结果表明采用传统计算方法对基坑涌水量预估过大, 这不但导致降水设计过于保守, 增加不必要的浪费, 而且存在对基坑承压水超降而引起周边地面沉降过大的风险; 而采用优化后古河道基坑工程降水设计方法, 基坑涌水量计算误差更

小, 降水设计更为准确合理, 兼具经济性和安全性。

(3) 当古河道承压含水层厚度较大时, 采用非完整井降低承压水头更为实际可行。本文对于古河道承压含水层非完整井流公式的研究尚有欠缺。

## 参 考 文 献:

- [1] 范士凯, 杨育文. 长江一级阶地基坑地下水控制方法和实践[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 63 - 68. (FAN Shi-kai, YANG Yu-wen. Groundwater control and practice of deep foundation pits in terrace along Yangtze River[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 63 - 68. (in Chinese))
- [2] 徐杨青, 朱小敏. 长江中下游一级阶地地层结构特征及深基坑变形破坏模式分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊 1): 1794 - 1798. (XU Yang-qing, ZHU Xiao-min. Structural characteristics of the first terrace strata in the middle and lower reaches of the Yangtze River and analysis of deformation and failure modes of deep foundation pits[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(S1): 1794 - 1798. (in Chinese))
- [3] 蔡娇娇, 冯晓腊, 李腾龙, 等. 武汉一级阶地基坑降水引起土层水位变化及压缩变形研究[J]. 水文地质工程地质, 2018, 45(2): 90 - 95. (CAI Jiao-jiao, FENG Xiao-la, LI Teng-long, et al. Study on the variation of soil water level and compression deformation caused by dewatering of first-order foundation pits in Wuhan[J]. Hydrogeology, Engineering Geology, 2018, 45(2): 90 - 95. (in Chinese))
- [4] 马 郠, 徐光黎, 刘佑祥. 长江 I 级阶地某深基坑地下水控制分析[J]. 安全与环境工程, 2012, 19(5): 144 - 149. (MA Yun, XU Guang-li, LIU You-xiang. Groundwater control analysis of a deep foundation pit in Grade I terrace of the Yangtze River[J]. Safety and Environmental Engineering, 2012, 19(5): 144 - 149. (in Chinese))
- [5] 童立元, 郑灿政, 张明飞, 等. 地铁车站止水帷幕对南京秦淮河古河道地下水水流场的影响分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2016, 46(增刊 1): 190 - 196. (TONG Li-yuan, ZHENG Can-zheng, ZHANG Ming-fei, et al. Analysis of the influence of water stop curtain on the groundwater flow field of the ancient Qinhuai River in Nanjing[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2016, 43(S1): 190 - 196. (in Chinese))
- [6] 徐耀德, 童利红. 利用 Modflow 预测某基坑降水引起的地面沉降[J]. 水文地质工程地质, 2004(6): 96 - 98. (XU Yao-de, TONG Li-hong. Prediction of land subsidence caused by dewatering of a foundation pit by Modflow[J].)

- Hydrogeology and Engineering Geology, 2004(6): 96 - 98. (in Chinese))
- [7] TAN C C, TUNG C P, TSAI T C. Applying zonation methods and tabu search to improve the ground-water modeling[J]. Journal of the American Water Resources Association, 2008, 44(1): 107 - 120.
- [8] 尹盛斌, 丁红岩. 软土基坑开挖引起的坑外地表沉降预测数值分析 [J]. 岩土力学, 2012(4): 1210 - 1216. (YIN Sheng-bin, DING Hong-yan. Numerical analysis of estimation of ground surface settlement outside pit induced by soft-soil excavation[J]. Geotechnical Mechanics, 2012(4): 1210 - 1216. (in Chinese))
- [9] 建筑基坑支护技术规程 : JGJ120—2012[M]. 2012. (Technical Regulations for Foundation Pit Support of Buildings: JGJ120—2012 [M]. 2012. (in Chinese))
- [10] SEDGHI M M, SAMANI N. Three-dimensional semi-analytical solutions of groundwater flow to a well in fractured wedge-shaped aquifers[J]. Journal of Hydrologic Engineering, 2010, 15(12): 974 - 984.
- [11] WANG L, DAI C, XUE L. A semianalytical model for pumping tests in finite heterogeneous confined aquifers with arbitrarily shaped boundary[J]. Water Resources Research, 2018, 54(4): 3207 - 3216.
- [12] ZAREI D S, SAMANI N. Capture zone of a multi-well system in bounded peninsula-shaped aquifers[J]. Journal of Contaminant Hydrology, 2014, 164: 114 - 124.
- [13] CHUANG M H, YEH H D. An analytical solution of groundwater flow in wedge-shaped aquifers with estuarine boundary conditions[J]. Water Resources Management, 2018, 32(15): 5027 - 5039.
- [14] 邓健如, 伍维周. 长江武汉河段的形成和贯通时间[J]. 湖北大学学报 (自科版) , 1992(4): 414 - 418. (DENG Jian-ru, WU Wei-zhou. Formation and running-through time of Wuhan Reach of Yangtze River[J]. Journal of Hubei University (Self-Science Edition), 1992(4): 414 - 418. (in Chinese))
- [15] 李 英, 何忠泽, 严桂华, 等. 武汉二元结构地层基坑降水及其地面沉降研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(增刊 1): 767 - 772. (LI Ying, HE Zhong-ze, YAN Gui-hua, et al. Study on dewatering and land subsidence of foundation pit in dualistic structure stratum[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S1): 767 - 772. (in Chinese))
- [16] 陈崇希, 林 敏. 地下水动力学[M]. 5 版. 北京: 地质出版社, 2011. (CHEN Chong-xi, LIN Min. Groundwater Dynamics[M]. 5th ed. Beijing: Geological Press, 2011. (in Chinese))
- [17] CHEN C, HU L, WANG X. Analysis of steady ground water flow toward wells in a confined - unconfined aquifer[J]. Groundwater, 2010, 44(4): 609 - 612.
- [18] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Manual of Foundation Pit[M]. Beijing: China Architecture Building Press, 2009. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003016

# 基于矿物晶体模型非均质岩石单轴压缩力学特性研究

刘黎旺<sup>1,2</sup>, 李海波<sup>1,2</sup>, 李晓峰<sup>1</sup>, 张国凯<sup>3</sup>, 武仁杰<sup>1,2</sup>

(1. 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; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;  
3. 南京理工大学机械工程学院, 江苏 南京 210094)

**摘要:** 为研究岩石微观结构非均质性对宏观力学特性及裂纹扩展规律的影响, 结合花岗岩室内单轴试验及矿物晶体模型(Grain-based model, GBM)对岩石的微观矿物结构进行离散元建模, 研究了非均质岩石宏观应力-应变曲线、声发射及晶体尺度裂纹扩展规律。通过改变岩石微观结构进一步研究了不同矿物组成条件下岩石宏观力学特性及其变化原因。结果表明: GBM 可在考虑岩石微结构及强度非均质的条件下, 有效模拟岩石加载过程中宏观及微观力学特性; 加载初期, 岩石内部晶体尺度裂纹首先以晶间裂纹为主, 随后转变为以晶内裂纹为主, 且裂纹破坏主要为拉伸破坏, 岩石破坏时拉伸裂纹及晶内裂纹占比分别约为 93.87%, 60.95%; 加载过程中, 岩石微裂纹首先随机分布在岩石内部, 后开始聚集并造成宏观破裂面的出现, 且宏观破裂面的形成主要与矿物晶体内裂纹的扩展及聚合有关; 随岩石内长石矿物含量的增加, 岩石峰值应力与损伤应力整体呈增加的变化趋势, 且该变化规律可能与长石矿物内裂纹数增加及云母矿物内裂纹数减小有关; 通过矿物晶体模型对岩石微观结构进行模拟并对非均质性所造成的力学特性变化进行微观尺度解释, 有利于更好理解岩石非均质性与宏观力学特性的关系。

**关键词:** 非均质岩石; 矿物晶体模型; 晶体尺度裂纹; 声发射; 离散元方法

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0542-09

作者简介: 刘黎旺(1998—), 男, 博士研究生, 主要从事岩石动力学及数值计算方法研究。E-mail: [lwlw@mail.whrsm.ac.cn](mailto:lwlw@mail.whrsm.ac.cn)

## Research on mechanical properties of heterogeneous rocks using grain-based model under uniaxial compression

LIU Li-wang<sup>1,2</sup>, LI Hai-bo<sup>1,2</sup>, LI Xiao-feng<sup>1</sup>, ZHANG Guo-kai<sup>3</sup>, WU Ren-jie<sup>1,2</sup>

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Science, Beijing 100049, China; 3. School of Mechanical Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, China)

**Abstract:** In order to investigate the influences of structural heterogeneity on the mechanical properties and crack growth of rocks, the microstructure of granite is modelled by using grain-based model (GBM). In comparison with the results of laboratory experiments, the properties of stress-strain curves, acoustic emission and grain-scale crack growth of rocks with different mineralogies are investigated. The results show that GBM can be used to efficiently study the macro- and micro-mechanical properties of rocks when the mineral components have different structures and strengths. The grain-scale cracks in rocks are mainly intergranular cracks at the onset of loading, then the intragranular cracks become predominant inversely, and the failure pattern of cracks is always dominated by tensile cracks. When the model fails, the ratios of intergranular and intragranular cracks to total cracks are about 93.87% and 60.95%, respectively. During the whole loading, the locations of microcracks are first located randomly, then the clustering of microcracks leads to the appearance of macroscopic failure surface, and the formation of failure surface is related to the propagation and coalescence of intragranular cracks. When the feldspar mineral in rocks increases, the corresponding peak stress and damage stress increase due to the increase of intragranular cracks formed in feldspar mineral and the decrease of intragranular cracks formed in biotite mineral. In this study, the modelling of micro-structure based on GBM and the reason why heterogeneous rocks behave different mechanical properties may promote our understanding of the influences of rock heterogeneity on the mechanical properties.

**Key words:** heterogeneous rock; grain-based model; grain-scale crack; acoustic emission; discrete element method

基金项目: 国家自然科学基金项目(51439008); 国家自然科学基金青年基金项目(51809137); 岩土力学与工程国家重点实验室课题(Z017015)

收稿日期: 2019-04-04



## 0 引言

岩石材料在地质构造及矿物成形过程中, 矿物晶体结构一般具有较明显的非均质性特点, 在成分组成、几何尺寸及力学强度<sup>[1]</sup>等方面具有较大差异。在外力作用下, 岩石矿物可能发生晶体尺度局部应力集中, 并导致破坏的发生。岩石破坏后, 其宏观裂纹在微观尺度上主要分为两大类: ①沿矿物晶体边界发展的晶间裂纹; ②矿物晶体内部发展的晶内裂纹(图1)。

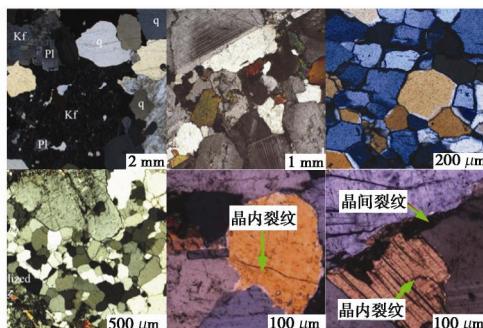


图1 矿物晶体微观结构图<sup>[2-6]</sup>

Fig. 1 Micro-structures of mineral grains<sup>[2-6]</sup>

近年来, 针对岩石微观结构非均质性对宏观力学特性的影响, 国内外学者对非均质性岩石进行了较多的试验研究<sup>[5-7]</sup>。Tugrul等<sup>[8]</sup>通过试验及数据相关性分析发现, 矿物平均晶体尺寸及矿物组成对岩石单轴压缩强度(UCS)有较大的影响; Ündül<sup>[9]</sup>通过研究矿物组分与岩石强度之间的关系指出, 斜长石矿物含量的增加将导致岩石UCS增加。此外, 岩石特征应力与微观矿物结构也具有一定的关系。Ündül等<sup>[10]</sup>研究表明岩石起裂应力 $s_{ci}$ 受矿物成分影响较大, 随斜长石矿物含量增加,  $s_{ci}$ 呈增加的变化趋势。Cowie等<sup>[2]</sup>对花岗岩特征应力进行统计并拟合发现, 云母矿物含量与 $s_{ci}$ 及 $s_{cd}$ 具有负相关的关系, 且随岩石中最小矿物尺寸的增加,  $s_{cd}$ 与 $s_{ci}$ 的比值呈增加的变化趋势。然而, Eberhardt等<sup>[11]</sup>对比3种不同粒径花岗岩单轴压缩试验结果指出, 岩石中矿物晶体的尺寸对 $s_{ci}$ 影响不大, 但随矿物晶体尺寸增加,  $s_{cd}$ 呈减小的变化趋势。目前, 尽管国内外学者对非均质性岩石宏观力学特性进行了较多试验研究, 但天然岩石材料微观矿物结构的随机性使得试验结果表现出较大的离散性, 故通过试验手段定量化研究非均质岩石宏观力学仍有一定的困难。

Cundall等<sup>[12]</sup>提出的离散单元法(discrete element method, DEM)可在有效研究岩石宏观力学特性的前提下, 从微观尺度对岩石内部裂纹的起裂、扩展及聚合规律进行研究。尽管颗粒流软件(particle flow code, PFC)先后开发的两种团簇模型cluster和clump模型<sup>[13-15]</sup>可有效克服传统圆盘颗粒所带来的摩擦角及强度值较

小问题, 但上述模型在研究矿物晶体结构对宏观力学特性影响方面仍具有不足, 如cluster模型不能有效控制颗粒簇尺寸, clump模型不能模拟晶体内部破裂等; 经过多年发展, PFC中矿物晶体模型(PFC-GBM)的提出使得通过岩石内部矿物晶体组成、尺寸等信息进行定量化晶体建模成为了可能, 且通过对矿物晶体赋予不同的微观参数即可定量化模拟非均质性岩石宏观力学特性<sup>[16-18]</sup>。周喻等<sup>[19]</sup>利用上述模型从细观角度揭示了岩石加载条件下的破裂机制及强度特性。Bewick等<sup>[20]</sup>研究了非均质岩石直剪条件下宏观力学特性及微裂纹扩展规律。Hofmann等<sup>[21]</sup>和Peng等<sup>[22]</sup>研究了花岗岩单轴及三轴压缩条件下岩石内部微裂纹的变化规律。综上, 采用GBM对非均质性岩石进行矿物晶体尺度模拟是一种十分有效的方法。

本文结合花岗岩室内试验, 采用颗粒流矿物晶体模型(PFC-GBM)对花岗岩矿物晶体结构进行建模, 通过对比试验与模拟声发射结果并分析晶体尺度微裂纹发展规律研究了单轴压缩条件下非均质岩石微观力学特性变化规律。同时, 改变岩石矿物组成进行了一系列单轴压缩试验模拟, 分析并讨论了矿物结构非均质性对岩石宏观力学特性的影响及变化原因。

## 1 PFC-GBM简介及多尺度断裂机理

### 1.1 PFC-GBM简介

Potyondy<sup>[23]</sup>将Voronoi多边形网格引入PFC软件, 通过在矿物晶体内部赋予平行黏结模型(Parallel bonded model, PBM), 矿物晶体间赋予光滑节理模型(Smooth joint model, SJM)可实现非均质岩石内微观矿物晶体建模, 其建模流程主要包括以下3个步骤(图2): ①生成大尺寸颗粒以控制矿物晶体尺寸及含量(图2(a)); ②连接接触多边形质心形成矿物晶体边界(图2(b), 2(c)); ③在晶体边界内填充小尺寸颗粒并进行分组形成矿物晶体模型(图2(d))。

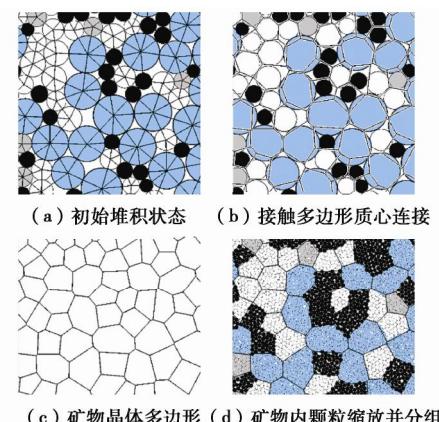


图2 Potyondy方法建模流程<sup>[23]</sup>

Fig. 2 Modelling process developed by Potyondy<sup>[23]</sup>

尽管上述方法的提出使得 GBM 在 PFC 软件中实现流程化，但并不能量化控制岩石的矿物结构，尤其晶体组成、尺寸大小。因此，本文采用其他方法对岩石微观结构进行定量建模，并将模型数据与 PFC 软件相结合，成功实现量化研究岩石非均质性对宏观力学特性的影响。

## 1.2 多尺度断裂机理

根据断裂机理不同，GBM 颗粒间接触破坏所产生的晶体尺度裂纹（晶内/晶间裂纹）可进一步分为拉伸裂纹和剪切裂纹。当矿物晶体内部颗粒法向拉应力大于拉伸强度时，颗粒间接触将发生拉伸破坏并产生晶内拉伸裂纹；当矿物晶体内部颗粒切向剪切应力大于剪切强度时，颗粒间接触将发生剪切破坏并产生晶内剪切裂纹。同理，矿物晶体间拉伸及剪切裂纹断裂原理与上述相同。

## 2 花岗岩模型建立及微观参数确定

### 2.1 花岗岩模型建立

图 3 为花岗岩室内试验示意图，试样采用尺寸为  $50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$  的标准圆柱试样。单轴压缩试验在中国科学院武汉岩土力学研究所 MTS815.04 型电液伺服岩石试验系统上进行，轴向加载速率设置为 0.001  $\text{mm/s}$ 。

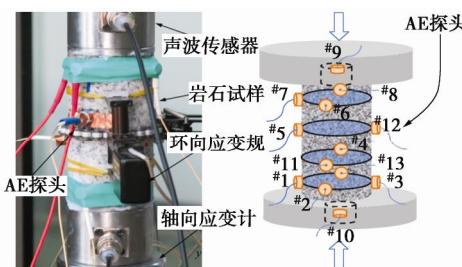


图 3 花岗岩室内试验示意图

Fig. 3 Schematic of experiments on granite

试验过程中，采用轴向引伸计和环向应变规实时测量岩石的轴向应变及环向应变，同时采用声发射装置对岩石破裂过程中声发射特征参数进行监测与采集。

结合室内试验，本文通过 Neper 软件对花岗岩非均质结构进行建模。建模流程如图 4，主要分为 3 个步骤，首先在  $50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$  的模型区域内生成直径大小服从均匀分布的圆盘颗粒，颗粒半径最小为  $0.15 \text{ mm}$ ，且最大与最小半径的比值为 1.66（步骤 1）；随后在 Neper 软件中生成矿物晶体多边形，各矿物晶体尺寸使用软件内相关命令设置为服从正态分布（步骤 2）；最后将矿物晶体信息以相应的格式导入 PFC 软件，根据步骤 2 所生成的矿物晶体种类将步骤 1 所

生成的颗粒分组以形成 GBM 模型（步骤 3）。

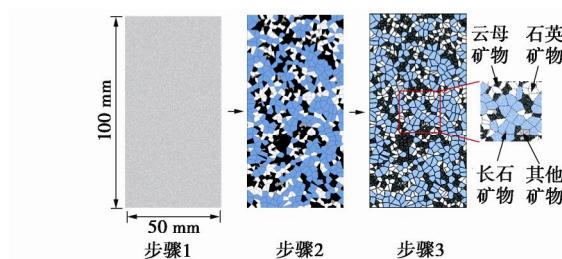


图 4 花岗岩矿物晶体模型建模流程图

Fig. 4 Grain-based modelling processes of granite

### 2.2 微观参数确定

结合文献[21, 22, 24, 25]中 GBM 参数校正方法及模拟效果，模型中矿物晶体力学特性（弹性模量、微观拉伸强度及黏结强度等）设置满足以下关系：石英矿物>长石矿物>云母矿物>其他矿物。另外，由于光滑节理模型并不能较好地模拟实际矿物晶体间凹凸不平的接触面及矿物界面间的内锁问题<sup>[26-27]</sup>，本文采用 Li 等<sup>[16]</sup>的方法对矿物晶体内部及晶体间接触赋予平行黏结模型（PBM），且晶体间微观参数采用表 2 公式进行折减以简化 GBM 的参数校正过程。使用“试错法”将微观参数进行校正后，得模拟与试验力学特性比对表见表 1。

表 1 宏观力学特性比对表

Table 1 Comparison of mechanical properties

宏观力学特性	试验结果	模拟结果	误差/%
UCS $s_u$ /MPa	172	171	0.6
拉伸强度 $s_t$ /MPa	13.6	14.3	5.1
弹性模量 $E$ /GPa	52.4	55.4	5.7
泊松比 $n$	0.229	0.228	0.44
峰值应变 $e_p$ /%	0.36	0.34	5.6

由表可知，使用矿物晶体模型所得宏观力学特性与试验所得结果误差较小，故该模型可在保证有效模拟宏观力学特性的前提下，进一步研究岩石非均质性对宏观力学特性的影响，表 2 为该模型微观参数表。

## 3 矿物晶体模型模拟结果

### 3.1 应力 - 应变曲线

图 5 为花岗岩试验及模拟所得应力 - 应变曲线。由图 5 (a) 可知，岩石单轴压缩试验力学响应包括以下 5 个阶段：(I) 裂纹闭合阶段；(II) 弹性变形阶段；(III) 裂纹稳定扩展阶段；(IV) 裂纹不稳定扩展阶段；(V) 峰后阶段。通过分析裂纹体积应变及试样体积应变的变化关系，可得花岗岩试样特征应力，即闭合应力  $s_{cc}$ 、起裂应力  $s_{ci}$ 、损伤应力  $s_{cd}$  分别为 44.8, 71 及 133.2 MPa。

由于没有考虑材料内部的初始缺陷，模拟结果并

表 2 模型微观参数表

Table 2 Micro-parameters of grain-based model

参数	石英矿物	长石矿物	云母矿物	其他矿物	矿物晶体间参数
体积含量/%	24	49	24	3	
矿物晶体尺寸 $d/\text{mm}$	$2.43 \pm 0.25$	$3.42 \pm 0.25$	$1.98 \pm 0.25$	$1.17 \pm 0.25$	
颗粒最小半径 $R^{\min}/\text{mm}$			0.15		
颗粒半径比 $R^{\max}/R^{\min}$			1.66		
密度/( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )	2650	2600	3050	1650	
线性弹性模量 $E/\text{GPa}$	51	42	33	24	$0.2 \times 2E^1 E^2 / (E^1 + E^2)$
摩擦系数 $\mu$	0.35	0.41	0.33	0.44	0.8
线性刚度比 $k_n/k_s$	1.1	1.3	1.7	3.7	1.3
平行弹性模量 $p_b\text{-emod}/\text{GPa}$	51	42	33	24	$0.2 \times 2E^1 E^2 / (E^1 + E^2)$
黏结刚度比 $k_n/k_s$	1.1	1.3	1.7	3.7	1.3
拉伸强度 $p_b\text{-ten}/\text{MPa}$	$126 \pm 16$	$105 \pm 16$	$98 \pm 13$	$77 \pm 9$	$21 \pm 0$
黏结强度 $p_b\text{-coh}/\text{MPa}$	$196 \pm 42$	$162 \pm 28$	$146 \pm 22$	$105 \pm 0$	$50 \pm 0$
摩擦角 $\phi/(\text{°})$	19.5	22.4	17.3	23.7	38.6

注: 表中  $E^1$ ,  $E^2$  分别为晶间两侧矿物颗粒的接触模量值。

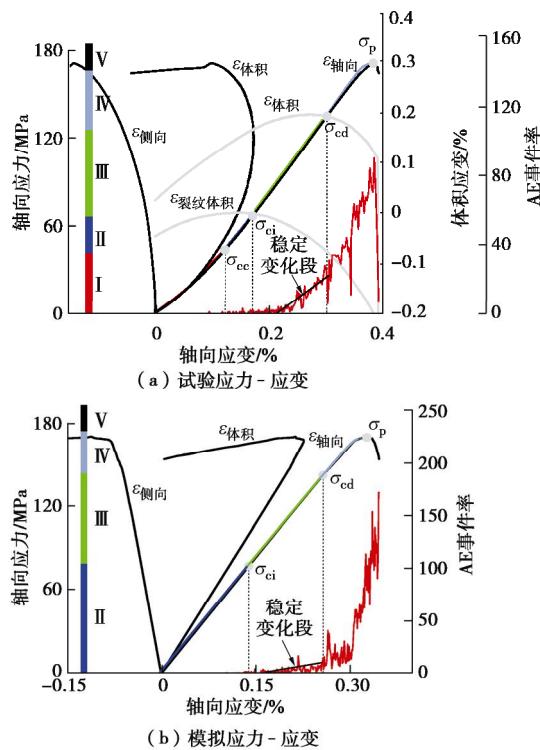


图 5 试验及模拟应力 - 应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curves of experiment and simulation

不能有效地模拟岩石裂纹闭合阶段, 故本文模拟所得力学响应存在 4 个阶段: (II) 弹性变形阶段; (III) 裂纹稳定扩展阶段; (IV) 裂纹不稳定扩展阶段; (V) 峰后阶段。结合文献[28~30]判断起裂应力及损伤应力的方法, 当 AE 事件率开始变化时, 此时所对应的轴向应力可认为是起裂应力  $s_{ci}$ ; 随着轴向加载的进行, AE 事件率开始进入稳定变化段, 此时岩石内部

微裂纹开始稳定起裂并扩展; 当 AE 事件率变化速率快速变化且在后一段加载过程中波动性较大时, 可认为此临界应力为损伤应力  $s_{cd}$ , 此时岩石内部微裂纹开始不稳定扩展及聚合。本文通过上述方法对特征应力进行判断, 可得模拟过程中岩石  $s_{ci}$  及  $s_{cd}$  分别为 79.2, 143.3 MPa。该结果与试验所得特征应力相差在 10 MPa 以内, 差异性较小。

### 3.2 声发射演化规律

试验过程中, 通过对声发射特征参数进行空间定位处理可反演岩石真实破裂过程。模拟过程中, 本文借鉴文献[31, 32]中声发射事件的确定方法将一个微裂纹的产生对应于 1 次声发射事件, 通过对岩石内微裂纹空间位置进行监测并记录, 可得到岩石的破裂过程。结果表明, 模拟与试验所得声发射事件具有相似的变化规律(图 6)。当轴向应力达到岩石起裂应力时, 试样进入裂纹稳定扩展阶段, 此时微裂纹开始起裂且在空间上呈随机分布状态; 当轴向应力达到岩石损伤应力时, 试样内微裂纹进一步起裂并发生非稳定扩展, 此时微裂纹发生聚集成簇的现象; 一旦轴向应力超过岩石峰值应力, 微裂纹聚集成簇的程度增加进而导致岩石宏观破裂面的产生。从模拟结果可知, 岩石发生破坏时其理想声发射空间定位结果应主要聚集在岩石宏观破坏面附近; 相比而言, 尽管声发射试验受多方面因素影响, 如试验环境、岩石非均质结构等, 定位的精确性及规律性并不是很完美, 但其结果仍可提高对岩石破裂机理的了解。

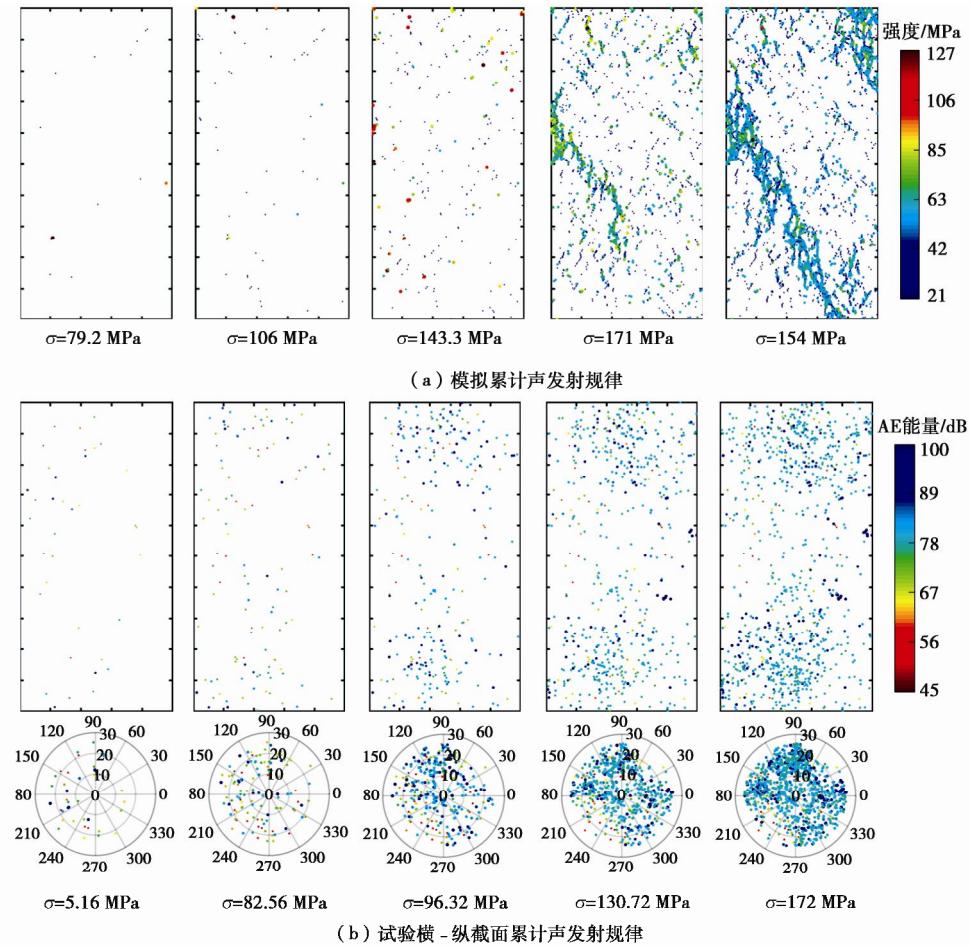


图 6 模拟与试验累计声发射规律

Fig. 6 Accumulative acoustic emission properties of simulation and experiment

### 3.3 晶体尺度裂纹演化规律

图 7 为岩石加载过程中晶体尺度裂纹演化规律。当轴向应力超过起裂应力后, 岩石内部裂纹起裂主要以矿物晶间裂纹为主, 且破坏模式大多为拉伸型破坏, 这与 Kranz<sup>[33]</sup>发现材料拉伸强度普遍小于剪切强度的结论所一致。随轴向加载的进行, 晶内拉伸裂纹数量将超过晶间拉伸裂纹并占主导地位。当试样发生破坏时, 晶内裂纹与总裂纹数的占比约为 60.95%, 拉伸裂纹与总裂纹数的占比约为 93.87%。

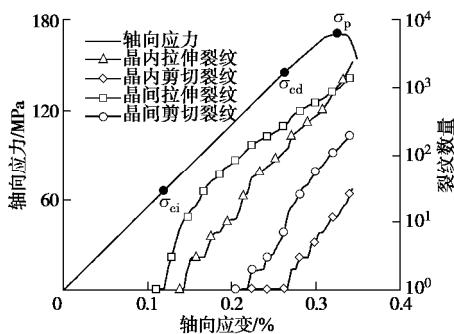


图 7 晶体尺度裂纹变化曲线

Fig. 7 Variation curves of growth of grain-scale cracks

为验证上述模型模拟所得晶体尺度裂纹发展规

律, 将试验后花岗岩试样分别进行偏光显微镜及电子显微镜观察。通过在试样表面多处进行观察发现, 花岗岩试样受力破坏后所产生的宏观裂纹在矿物晶体尺度主要以不同矿物内部裂纹为主, 少部分为矿物晶间裂纹, 且该试验结果与文献[34]所得结论一致, 故 GBM 模型可较真实地模拟岩石外力作用下晶体尺度裂纹演化规律。花岗岩代表性微裂纹分析结果如图 8 所示, 图中 Qz 为石英矿物, Bt 为云母矿物, Pl 为斜长石, Kf 为钾长石。

图 9 为岩石加载过程中矿物晶体内部裂纹演化规律。加载初期, 长石矿物晶体内部裂纹首先发生起裂, 随后石英、云母等矿物内部裂纹依次开始起裂并扩展; 当试样发生破坏时, 矿物内部裂纹数量关系如下: 长石内裂纹>云母内裂纹>石英内裂纹>其他矿物内裂纹。由于长石矿物在此模型中的含量较高且力学特性相对石英矿物较差, 故其内部裂纹最先发生起裂且数量始终占主导地位; 相比云母矿物与石英矿物, 尽管两者含量相近, 但云母矿物相比石英矿物具有较差的力学性质, 故岩石发生破坏时, 云母内裂纹数量多于石英内裂纹。

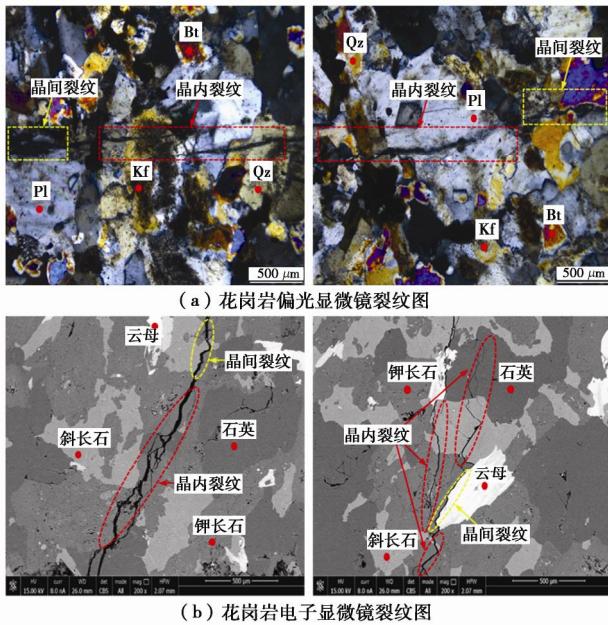


图 8 花岗岩微裂纹分析结果

Fig. 8 Micro-cracks of granite

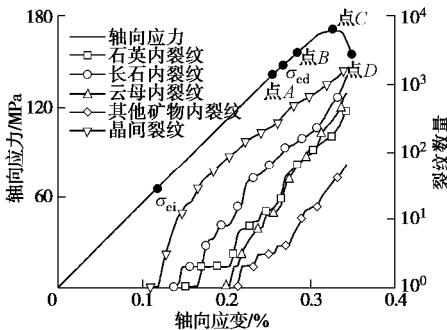


图 9 矿物晶体内裂纹演化规律

Fig. 9 Variation of intragranular cracks

在此,为进一步研究矿物晶体裂纹空间演化特征,图 9 中各加载点 (A, B, C, D 点) 处晶体尺度裂纹分布图如图 10 所示。由图可知,当轴向应力达到 A 点时,模型中晶体尺度裂纹主要为矿物晶间裂纹,且裂纹随机分布在模型中;当轴向应力达到 B 点时,晶体尺度裂纹开始发生聚集现象,此时宏观破裂面开始形成。随着微裂纹的聚集程度加深,岩石宏观破裂面

的发展及贯通将导致模型发生破坏。另外,观察宏观破裂面处晶体内裂纹分布发现,长石及云母矿物内裂纹占主导地位,石英矿物内裂纹次之,故在此可推断岩石发生破坏时微裂纹扩展及聚合主要以矿物晶体内的裂纹为主,尤其长石及云母矿物内裂纹。

### 3.4 不同长石矿物含量岩石力学特性

在上述模型基础上,为研究不同矿物组成岩石宏观力学特性,本文在控制石英及其他矿物成分含量不变的条件下,通过 Neper 软件改变岩石中长石含量  $w$  以 10% 的梯度从 20% 变化至 60%,生成 5 组不同的 GBM 模型,且每组模型进行 3 次共计 15 次数值模拟。模型如图 11 所示,黑色多边形为云母矿物,灰色多边形为长石矿物,白色多边形为石英矿物,蓝色多边形为其他矿物。

图 12 为不同长石含量岩石峰值应力及特征应力变化规律。由图 12 (a) 可知,模拟所得峰值应力整体随长石矿物含量增加呈增加的变化趋势;当长石含量从 20% 增加至 60% 时,模拟所得峰值应力从 168 MPa 变化至 178 MPa,但其变化幅度与文献[2]中统计拟合结果相比较小,这可能与模拟及文献[2]中岩石微观结构差异较大具有一定的联系。另外,随长石矿物含量增加,岩石损伤应力呈轻微增加的变化趋势,而起裂应力受长石矿物含量影响较小(图 12 (b))。

Ündül<sup>[9]</sup>通过试验指出,斜长石矿物与矿物基质含量占比的增加将增大单轴压缩强度,而矿物含量与起裂应力之间并没有较明确的关系,故此模拟所得结果与试验结果相吻合。

现从微观角度对不同长石含量岩石单轴压缩条件下晶体尺度裂纹变化规律进行分析,以进一步研究并讨论峰值应力变化的原因。将上述模型破坏时矿物晶体内的裂纹数量取平均值并与总裂纹数进行正则化处理后,得不同长石含量 GBM 模型矿物晶体内的裂纹占比变化规律如图 13。

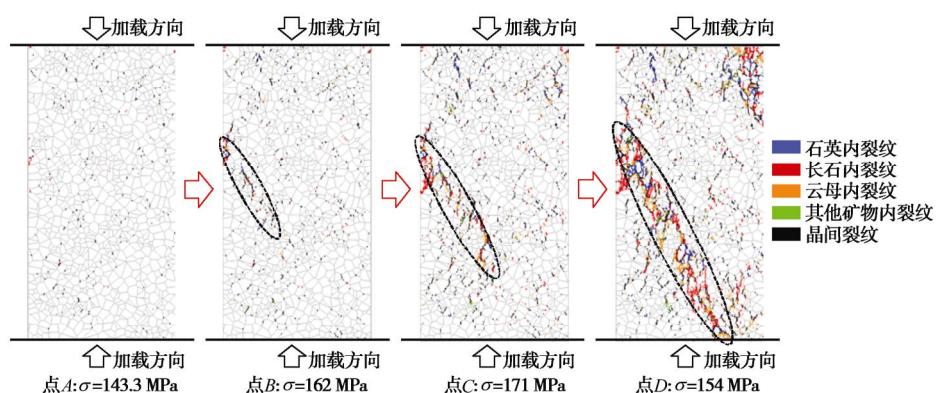


图 10 晶体尺度裂纹分布演化图

Fig. 10 Evolution of crack distributions in grain-scale

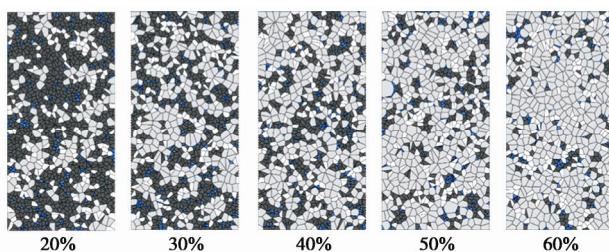


图 11 不同长石含量矿物晶体模型

Fig. 11 Grain-based models with different feldspar contents

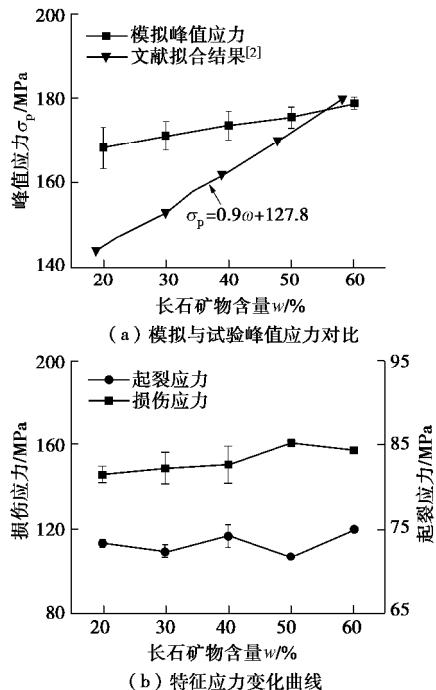


图 12 不同长石含量模型峰值应力及特征应力变化曲线

Fig. 12 Curves of peak and characteristic stresses of models with different feldspar contents

由图 13 可知, 随长石矿物含量增加, 岩石云母矿物内裂纹占比呈递减的变化趋势, 而长石矿物内裂纹占比呈递增的变化趋势, 石英及其他矿物内裂纹占比

则变化不大, 故长石矿物含量的升高将导致岩石内部裂纹形式从以云母内裂纹为主转变为以长石内裂纹为主, 模型破坏时相应的晶体尺度裂纹分布见图 14。随长石矿物含量增加, 岩石宏观破裂面处云母内裂纹数量减少, 而长石内裂纹数量增加; 相比云母矿物而言, 长石矿物由于具有更好的力学性质且内部裂纹发生扩展所需要的能量越多, 故随着长石含量的增加, 岩石内部裂纹形式从以云母内裂纹为主转变为以长石内裂纹为主可能导致岩石峰值应力整体呈增加变化趋势。

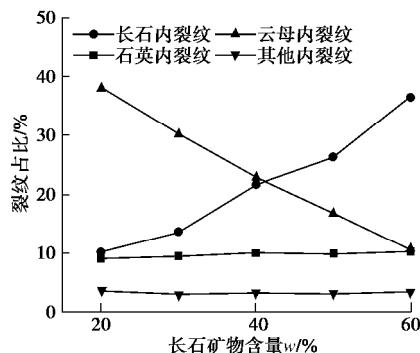


图 13 不同长石含量模型矿物内裂纹变化规律

Fig. 13 Variations of intragranular cracks of models with different feldspar contents

## 4 结 论

本文结合花岗岩室内单轴试验并采用矿物晶体模型(GBM)对岩石矿物非均质结构进行了离散元模拟, 改变岩石矿物组成研究了岩石微观非均质性对宏观力学特性的影响, 并从矿物晶体尺度对其变化原因进行了较为合理的解释。主要结论如下:

(1) 矿物晶体模型(GBM)可在考虑岩石矿物

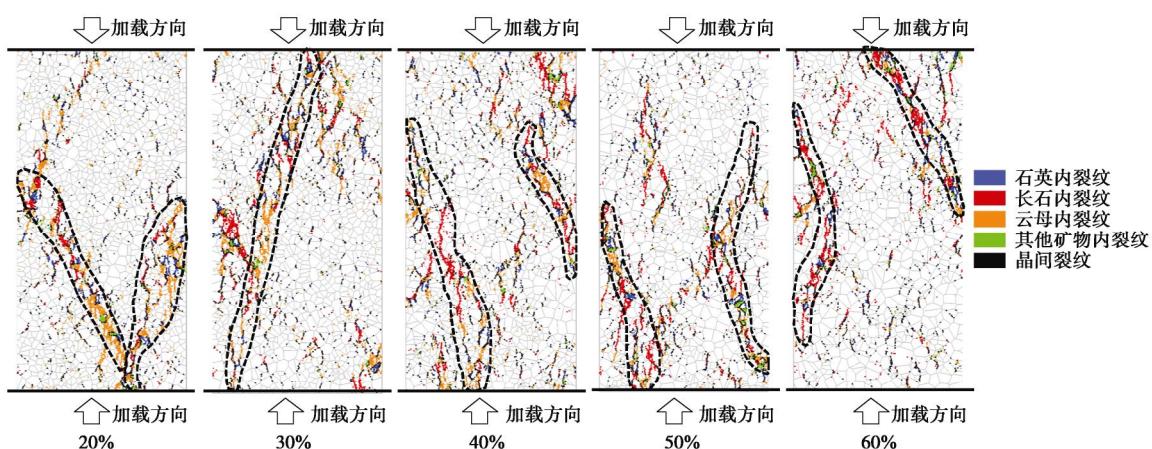


图 14 不同长石含量模型晶体尺度裂纹分布图

Fig. 14 Distributions of grain-scale cracks of models with different feldspar contents 非均质岩石力学特性的数值方法。

晶体结构及强度非均质性的前提下, 对其应力-应变曲线、声发射特性进行有效模拟, 并可研究矿物晶体尺度微裂纹起裂、扩展及聚合规律, 是一种有效研究

(2) 岩石单轴压缩过程中, 微裂纹起裂首先以晶间裂纹为主, 随后以晶内裂纹为主, 且主要破坏机理为拉伸型破坏。岩石破坏时, 拉伸裂纹及晶内裂纹与总裂纹的占比分别约为 93.87%, 60.95%。

(3) 岩石单轴压缩过程中, 长石矿物内裂纹首先起裂, 随后云母、石英等矿物内裂纹依次发生起裂并扩展。岩石破坏时, 微裂纹聚集将导致宏观破裂面的形成, 且宏观破裂面的形成主要与晶体内部裂纹扩展及聚合有关。

(4) 随长石矿物含量增加, 岩石峰值应力及损伤应力整体呈增加的变化趋势, 而起裂应力变化并不明显。从矿物晶体尺度裂纹变化规律可推断, 岩石峰值应力增大的原因可能与长石内裂纹占比增加、云母内裂纹占比减少有关。

## 参考文献:

- [1] BASS J D. Elasticity of minerals, glasses, and melts[J]. *Mineral Physics & Crystallography: a Handbook of Physical Constants*, 1995, **2**: 45 - 63.
- [2] COWIE S, WALTON G. The effect of mineralogical parameters on the mechanical properties of granitic rocks[J]. *Engineering Geology*, 2018, **240**: 204 - 225.
- [3] YILMAZ N G, GOKTAN R M, KIBICI Y. Relations between some quantitative petrographic characteristics and mechanical strength properties of granitic building stones[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2011, **3**(48): 506 - 513.
- [4] LI X F, LI X, LI H B, et al. Dynamic tensile behaviours of heterogeneous rocks: the grain scale fracturing characteristics on strength and fragmentation[J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2018, **118**: 98 - 118.
- [5] SAJID M, COGGAN J, ARIF M, et al. Petrographic features as an effective indicator for the variation in strength of granites[J]. *Engineering Geology*, 2016, **202**: 44 - 54.
- [6] TANDON R S, GUPTA V. The control of mineral constituents and textural characteristics on the petrophysical & mechanical (PM) properties of different rocks of the Himalaya[J]. *Engineering Geology*, 2013, **153**: 125 - 143.
- [7] PŘIKRYL R. Some microstructural aspects of strength variation in rocks[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2001, **38**(5): 671 - 682.
- [8] TUĞRUL A, ZARIF I H. Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey[J]. *Engineering Geology*, 1999, **51**(4): 303 - 317.
- [9] ÜNDÜL Ö. Assessment of mineralogical and petrographic factors affecting petro-physical properties, strength and cracking processes of volcanic rocks[J]. *Engineering Geology*, 2016, **210**: 10 - 22.
- [10] ÜNDÜL Ö, AMANN F, AYSAL N, et al. Micro-textural effects on crack initiation and crack propagation of andesitic rocks[J]. *Engineering Geology*, 2015, **193**: 267 - 275.
- [11] EBERHARDT E, STIMPSON B, STEAD D. Effects of grain size on the initiation and propagation thresholds of stress-induced brittle fractures[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1999, **32**(2): 81 - 99.
- [12] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. *Géotechnique*, 1979, **29**(1): 47 - 65.
- [13] LI X F, LI H B, LIU Y Q, et al. Numerical simulation of rock fragmentation mechanisms subject to wedge penetration for TBMs[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2016, **53**: 96 - 108.
- [14] 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.
- [15] 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))
- [16] LI X F, ZHANG Q B, LI H B, et al. Grain-based discrete element method (GB-DEM) modelling of multi-scale fracturing in rocks under dynamic loading[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2018, **51**(12): 3785 - 3817.
- [17] LAN H, MARTIN C D, HU B. Effect of heterogeneity of brittle rock on micromechanical extensile behavior during compression loading[J]. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 2010, **115**(B01202): 1 - 14.
- [18] LI X F, LI H B, ZHAO J. 3D polycrystalline discrete element method (3PDDEM) for simulation of crack initiation and propagation in granular rock[J]. *Computers and Geotechnics*, 2017, **90**: 96 - 112.

- [19] 周 喻, 高永涛, 吴顺川, 等. 效晶质模型及岩石力学特征细观研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(3): 511 - 519. (ZHOU Yu, GAO Yong-tao, WU Shun-chuan, et al. An equivalent crystal model for mesoscopic behaviour of rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(3): 511 - 519. (in Chinese))
- [20] BEWICK R P, KAISER P K, BAWDEN W F, et al. DEM simulation of direct shear: 1 Rupture under constant normal stress boundary conditions[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2014, **47**(5): 1647 - 1671.
- [21] HOFMANN H, BABADAGLI T, ZIMMERMANN G A grain based modeling study of fracture branching during compression tests in granites[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, **77**: 152 - 162.
- [22] PENG J, WONG L N Y, TEH C I, et al. Modeling micro-cracking behavior of Bukit Timah granite using grain-based model[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **51**(1): 135 - 154.
- [23] POTYONDY D O. A grain-based model for rock: approaching the true microstructure[C]// Proceedings of the Rock Mechanics in the Nordic Countries, 2010, Kongsberg: 225 - 234.
- [24] ZHANG Y, WONG L N Y, CHAN K K. An Extended Grain - Based Model Accounting for Microstructures in Rock Deformation[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 2019, **124**(1): 125 - 148.
- [25] PENG J, WONG L N Y, TEH C I. Influence of grain size heterogeneity on strength and microcracking behavior of crystalline rocks[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 2017, **122**(2): 1054 - 1073.
- [26] LI X F, LI H B, ZHAO J. The role of transgranular capability in grain-based modelling of crystalline rocks[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **110**: 161 - 183.
- [27] MEHRANPOUR M H, KULATILAKE P H S W. Improvements for the smooth joint contact model of the particle flow code and its applications[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **87**: 163 - 177.
- [28] DIEDERICHS M S, KAISER P K, EBERHARDT E. Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(5): 785 - 812.
- [29] 张国凯, 李海波, 王明洋, 等. 岩石单轴压缩下损伤表征及演化规律对比研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(6): 1074 - 1082. (ZHANG Guo-kai, LI Hai-bo, WANG Ming-yang, et al. Comparative study on damage characterization and damage evolution of rock under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(6): 1074 - 1082. (in Chinese))
- [30] 朱俊, 邓建辉, 黄弈茗, 等. 饱和大理岩特征强度试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(6): 1129 - 1138. ZHU Jun, DENG Jian-hui, HUANG Yi-min, et al. Experimental study on the characteristic strength of saturated marble[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(6): 1129 - 1138.
- [31] HAZZARD J F, YOUNG R P, MAXWELL S C. Micromechanical modeling of cracking and failure in brittle rocks[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 2000, **105**(B7): 16683 - 16697.
- [32] 穆康, 李天斌, 俞缙, 等. 围压效应下砂岩声发射与压缩变形关系的细观模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊1): 2786 - 2793. (MU Kang, LI Tian-bin, YU Jin, et al. Mesoscopic simulation of relationship of acoustic emission and compressive deformation behavior in sandstone under confining pressure effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S1): 2786 - 2793. (in Chinese))
- [33] KRANZ R L. Crack-crack and crack-pore interactions in stressed granite[C]// International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1979, Pergamon: 37 - 47.
- [34] MOORE D E, LOCKNER D A. The role of microcracking in shear-fracture propagation in granite[J]. Journal of Structural Geology, 1995, **17**(1): 95 - 114.

DOI: 10.11779/CJGE202003017

# 群孔微差爆破的地表振动波形预测及其效应分析

刘小鸣<sup>1</sup>, 陈士海<sup>\*1, 2</sup>

(1. 华侨大学土木工程学院, 福建 厦门 361021; 2. 福建省隧道与城市地下空间与工程技术研究中心, 福建 厦门 361021)

**摘要:** 针对目前已有的群孔微差爆破地表振动波形预测方法的复杂性、费时性和不易操作性等缺点, 建立了一种新的群孔微差爆破地表振速波形预测方法, 即振速波形函数预测法, 并借此分析了群孔微差爆破的地表振动效应。在球形药包的地表振速波形函数的基础上, 通过叠加法得到了单孔柱状药包的振速波形函数; 并借鉴了Blair的非线性群孔叠加理论, 实现了振速波形函数的非线性叠加, 得到了群孔微差爆破的地表振速波形函数; 将其运用到实际工程中, 通过波形函数预测得到的振速波形与实测振速波形在振速峰值、频谱分布和持续时间上都非常吻合, 验证了该波形函数的正确性。并通过振速波形函数探讨了微差时间和炮孔数量对地表振动的影响, 结果表明: 合理的微差时间可以降低振速峰值, 且使振动主频偏离保护对象的自振频率, 并给出了合理微差时间的得出方法, 而炮孔数量对振速峰值和频谱基本没有影响。群孔微差爆破的地表振速波形函数为实际工程中的波形预测提供了一种较为简便的方法, 对实际工程中实现安全爆破具有一定的实用价值。

**关键词:** 群孔微差; 叠加; 波形函数; 振动效应

中图分类号: TU441; TU94 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0551-10

作者简介: 刘小鸣(1994—), 男, 硕士研究生, 主要从事爆破振动方面的研究工作。E-mail: [xmliu152@163.com](mailto:xmliu152@163.com)。

## Prediction and effect analysis of surface vibration waveform for group hole delay blasting

LIU Xiao-ming<sup>1</sup>, CHEN Shi-hai<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China; 2. Fujian Research Center for Tunneling and Urban Underground Space Engineering, Xiamen 361021, China)

**Abstract:** In order to solve the shortcomings of the existing surface vibration waveform prediction method for group-hole delay blasting, a new method is proposed, and the surface vibration effects of group-hole delay blasting are analyzed. First, the vibration velocity waveform function for single-hole cylindrical charge is obtained by superposing the vibration velocity waveform of spherical charge. Then, using the Blair's nonlinear group-hole superposition theory for reference, the nonlinear superposition of vibration velocity function for single-hole cylindrical charge is realized, and the surface vibration velocity waveform function for group-hole delay blasting is obtained. The vibration velocity waveform predicted by the waveform function is consistent with the measured one in the peak vibration velocity, spectral distribution and duration, which verifies the correctness of the waveform function. The influences of delay time and number of holes on the surface vibration are discussed by using the waveform function. It is found that a reasonable delay time can reduce the peak vibration velocity and make the basic frequency of the vibration deviate from the natural frequency of the protected object, while the number of holes has few influences on the peak vibration velocity and the frequency spectrum. The surface vibration velocity waveform function provides a simple method for waveform prediction in practical engineering, and it is of certain practical value for engineering.

**Key words:** group-hole delay; superposition; waveform function; vibration effect

## 0 引言

在矿山开采、公路铁路、水利水电和基坑开挖等工程中都存在大量的群孔微差爆破, 在这大量的工程中, 经常会在工程周边遇到需要保护的建筑结构, 此时, 就需要对爆破引起的地表振动进行严格控制。通过预测群孔微差爆破的地表振速波形和研究其振动效

应, 可以提前评估爆破方案对保护对象的影响, 并根据其振动效应对爆破方案进行调整, 以实现安全爆破。

基金项目: 国家自然科学基金项目(11672112); 华侨大学科研基金项目(13BS402)

收稿日期: 2019-06-17

\*通信作者(E-mail: [cshblast@163.com](mailto:cshblast@163.com))

早期对于柱状药包的振动预测和振动效应研究主要集中单一参数上，主要是进行了振速峰值和振动频率的预测和效应研究<sup>[1-3]</sup>。然而，近年来，学者们越来越意识到单一参数难以实现爆破工程的安全预测，开始探索地表振动波形的预测方法。

目前，群孔微差爆破的地表振动波形预测主要有3种方法：以实测单孔波形为基础的叠加法、神经网络模型和数值模拟。其中，以实测单孔波形为基础的叠加法是最早的预测方法，也是运用最为广泛的方法。Blair<sup>[4]</sup>根据爆破孔之间的间距提出了一种非线性叠加模型，实现了多孔微差爆破振动波形的预测；雷振对Anderson线性叠加模型进行改进，提出了一种非线性叠加模型，并建立了基于Volterra泛函级数的台阶爆破振动预测模型；杨年华<sup>[6]</sup>通过单孔爆破振动监测实验，获取了点震源的经验格林函数，并利用单孔振源的格林函数来叠加合成群孔爆破振动时程。同时，部分学者将神经网络模型运用到振动波形预测中，付天光<sup>[7]</sup>利用神经网络的高度非线性，建立了BP神经网络模型，实现了逐孔微差爆破的地表振动波形预测；程镇<sup>[8]</sup>利用广义回归神经网络预测模型的良好非线性映射能力进行爆破振动预测。随着数值模拟软件的开发，学者们开始利用数值模拟软件进行爆破振动波形的预测。Torano等<sup>[9]</sup>利用有限元实现了台阶爆破的地表振动波形预测；刘冬等<sup>[10]</sup>利用LA-DYNA有限元软件，采用完全重启动数值方法和拉格朗日算法实现了边坡上的多孔微差爆破，进行了边坡表面的振动波形预测。

学者们在进行波形预测研究的同时，也进行着地表振动效应的研究，除了装药量和爆心距等基本参数外，微差时间和炮孔数量作为群孔微差爆破的主要参数也是研究的重点。微差时间主要集中在振速峰值方面的研究，楼晓明等<sup>[11]</sup>利用实测数据总结了不同微差时间下的速度峰值-振动位移分布特征，依据此特征可得到不同波段的能量分布情况；邱贤阳等<sup>[12]</sup>利用现场实测信号分析了高精度雷管短微差爆破干扰降振机理。而炮孔数量对地表振动的影响还存在分歧，没有明确的定论。Blair<sup>[13]</sup>借鉴kjartansson的幅值函数分析了炮孔数量对质点振速峰值的影响，认为在爆破近区炮孔数量对振速峰值没有影响，而在中区和远区，振速峰值随着炮孔数量的增加而存在一个放大效果；Singh等<sup>[14]</sup>研究地下爆破对地表结构的影响时，表示在同时起爆的最大药量不变的情况下，炮孔数量不影响地表振动；Yuvka等<sup>[15]</sup>根据现场实测数据，将爆破孔的数量分为4组：10~50, 51~100, 101~150和151~250，分别对4组炮孔得到的振速峰值进行单独分析和整体分析，得到的系数、指数和相关性都非常近似，

故认为炮孔数量对振速峰值没有影响。

虽然，目前在群孔微差爆破的振动预测和效应研究方面都已经有了许多成果，对实际工程也具有一定指导意义，但同样也存在不足之处。以实测单孔波形为基础的叠加法需要实测波形作为子波样本，而神经网络模型也需要实测数据作为训练样本，两者都需要进行多次试爆，且由于岩土工程的地域差异性，不同的工程得到的子波样本和模型都不具有适用性，故每个工程都需要重新试爆采集数据，故预测方法较为麻烦；而利用数值模拟软件进行波形预测则更为复杂，只有专业人士才可实现，且耗时较长。然而地表振动波形函数的预测方法可弥补上述不足，其操作相对简单，适用性广，只需在施工前将参数代入公式即可绘出相应的地表振动波形，再在施工过程中对参数进行修正，即可完成振动波形的预测，且利用该振动波形函数还可以进行群孔微差爆破的振动效应分析，对现有效应研究的不足进行补充。

## 1 单孔柱状药包地表振速函数

群孔微差爆破是指按一定排列方式布置的一系列柱状药包按顺序依次起爆的一种爆破方式，其引起地表振动波形的研究主要是通过叠加单孔柱状药包进行的。故为了得到群孔微差爆破的地表振动波形函数，须先推导出单孔柱状药包的地表振动波形函数。

对于单孔柱状药包，本文采用的是常用的叠加法，将柱状药包转化为一系列球形药包的叠加来进行分析。最早采用球形药包的叠加来分析柱状药包振动特性的学者是Starfield等<sup>[16]</sup>，他利用叠加法研究了药包周围岩石的应力应变情况；此后，也有部分学者利用叠加法研究了地表的振速<sup>[17-18]</sup>，但有的没得出具体的振速函数，有的结果太过复杂，实用效果不佳。而本文根据前期研究得到的实际岩石介质中球形药包爆破引起的地表振速波形函数，推导出一个较为简洁、实用的单孔柱状药包地表振动波形函数。

实际岩石介质中球形药包的地表振速波形函数<sup>[19]</sup>为

$$v(t) = k(\sqrt[3]{Q}/R)^a e^{-bt} \sin(2\pi ft) \quad (1)$$

式中  $Q$  为装药量 (kg);  $R$  为爆心距 (m); 衰减指数  $b = 100 - RMR$ ,  $b$  值与岩体类别的关系见表 1; 频率  $f = 2k(\sqrt[3]{Q}/\lg R)^{a-1}$ ;  $k$ ,  $a$  为与爆破点至保护对象间的地形、地质条件有关的系数和衰减指数, 岩石中:  $k = 30 \sim 70$ , 土壤中:  $k = 150 \sim 250$ , 对于风化岩石,  $k = 70 \sim 150$ , 其中风化越严重  $k$  取值越大, 而对于  $a$  值, 不论岩石还是土壤,  $a = 1 \sim 2$ , 其中, 岩体越坚硬  $k$  和  $a$  取值越小。

表1 各级岩石的  $b$  取值Table 1 Values of rock  $b$  at each level

岩体类别	I	II	III	IV	V
RMR	81~100	61~80	41~60	21~40	0~20
$b$	0~19	20~39	40~59	60~79	80~100

在岩石介质中埋设一垂直柱状药包, 药包长度为  $l$ , 半径为  $r_c$ , 堵塞长度为  $l_1$ , 装药量为  $Q$ , 质点  $A$  为地表任意质点, 其到柱状药包轴线的距离为  $y$ , 如图1所示。现将其划分为  $m$  段, 视为  $m$  个等效球形药包的叠加, 每个等效球形药包的装药量都为  $q_e$ , 则  $Q=mq_e$ , 而其划分原则为: 在总装药量不变的情况下, 等效球形药包的叠加后的总长度仍等于柱状药包长度, 故有  $r_e=\sqrt{6}r_c/2$ ,  $r_e$  为等效球形药包半径。其中, 炸药起爆点为柱状药包的上顶点,  $R_1$ ,  $R_i$  和  $R_m$  分别为第1个、第  $i$  个和第  $m$  个等效球形药包中心到地表质点  $A$  的直线距离;  $x_i$  为起爆点到第  $i$  个等效球形药包中心的距离, 如图2所示。

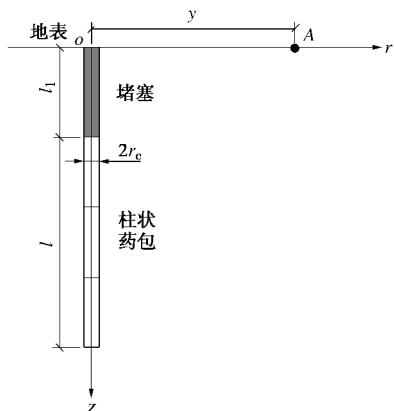


图1 垂直柱状药包

Fig. 1 Vertical column charge

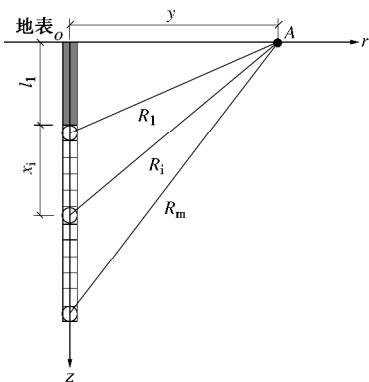


图2 柱状药包叠加图

Fig. 2 Overlay chart of column charge

由图2可知, 第  $i$  段药包中心点到地表质点  $A$  的距离  $R_i$  为

$$R_i = \sqrt{y^2 + (l_1 + x_i)^2}, \quad (2)$$

式中,

$$x_i = \left( i - \frac{1}{2} \right) \frac{l}{m}. \quad (3)$$

从柱状药包起爆到第  $i$  个等效球形药包爆炸的时间为  $x_i/c_D$ ,  $c_D$  表示炸药爆轰速度 (VOD); 而从第  $i$  个等效球形药包起爆到其产生的振动波到达预测点  $A$  点的时间为  $R_i/c_p$ ,  $c_p$  为  $p$  波在介质中的传播速度。故从柱状药包起爆到第  $i$  个等效球形药包产生的冲击波传到地表  $A$  点的总时间为

$$t_i = \frac{x_i}{c_D} + \frac{R_i}{c_p}. \quad (4)$$

为了使得到的振速波形从  $t=0$  时刻开始, 将第1个等效球形药包产生的振动波到达质点  $A$  的时刻设置为  $t=0$  时刻, 那么柱状药包中第  $i$  个球形药包引起地表振速是关于时间  $(t-t_i+t_1)$  的函数。

虽然将柱状药包划分成了  $m$  个等效球形药包的叠加, 但每个等效球形药包并不能完全视为一个独立的个体, 它们之间有一定的相互作用, 先起爆的药包对后续药包有一定的影响。故借鉴Blair<sup>[4]</sup>的处理方法, 在第  $i$  个等效球形药包的装药量前添加一个系数, 用于调整药包之间的相互作用, 则系数表示为

$$\text{系数} = [(i)^{a/3} - (i-1)^{a/3}]. \quad (5)$$

由振速波形函数式(1)可知, 在波形函数叠加时, 振速峰值主要受  $k(\sqrt[3]{Q}/R)^a$  的影响, 受  $\sin$  函数影响较小, 而振动频率  $f$  是  $\sin$  函数内变量  $t$  的系数, 在波形函数叠加时受  $\sin$  函数影响很大。而根据  $\sin$  函数的性质可知, 波形函数叠加后, 得到的柱状药包的频率并不是各个球形药包的频率相加, 而是与各个球形药包的振动频率大致相同, 故添加系数的方法无法实现球形药包振动频率向柱状药包振动频率的转化。

由于波形函数叠加后, 得到的柱状药包的频率与单个球形药包的频率相差不大, 然而试验资料表明, 柱状药包的振动频率仅是具有相同半径的球形药包的振动频率的  $1/6 \sim 1/10$ , 且一般取  $1/6$ <sup>[20-21]</sup>。故在进行地表振速波形叠加时, 在频率计算公式前添加系数  $1/6$ , 即可使得球形药包的振动频率转化为柱状药包的振动频率。

综上所述, 第  $i$  个球形药包爆破引起的地表质点的振速波形函数为

$$v_i(t) = k \frac{[(i)^{a/3} - (i-1)^{a/3}] q_e^{a/3}}{R_i^a} e^{-2b(t-t_i+t_1)} \times \sin \left[ \frac{1}{6} \times 4\pi k \left( \frac{\sqrt[3]{q_e}}{\lg R_i} \right)^{a-1} (t-t_i+t_1) \right]. \quad (6)$$

最后, 将柱状药包所划分的  $m$  个等效球形药包的

速度波形进行叠加, 得到任意时刻垂直于地表的单一柱状药包引起的地表质点振动速度函数为

$$v_c(t) = \sum_{i=1}^m v_i(t) \quad . \quad (7)$$

## 2 群孔微差爆破地表振速函数

对于群孔微差爆破的振动研究, Anderson等<sup>[22]</sup>提出了以实测单孔柱状药包振动波形的线性叠加来模拟群孔柱状药包的振动波形, 此叠加模型的前提是柱状药包之间相互独立, 互不影响。Anderson叠加模型虽然取得了许多研究成果, 具有一定的工程实用价值, 但是, 近年来, 许多学者认为线性叠加模型的前提与实际情况不相符, 开始研究柱状药包的非线性叠加模型<sup>[4-5]</sup>。

Blair<sup>[4]</sup>对无限空间中柱状药包的线性叠加和非线性叠加进行了详细研究, 提出了一种非线性叠加模型。他根据两个爆破孔之间的距离假设出两种极端情况, 一种极端情况是两个孔之间无限近, 可以视为一个孔, 此时两个孔可以视为单孔柱状药包的爆破; 另一种极端是两个孔之间足够远, 相互之间没有任何影响, 此时相互独立的柱状药包可以采用线性叠加模型进行分析。而实际情况下, 爆破孔之间的距离都处在两个极端之间, 故Blair根据孔与孔之间的平均距离提出了一种介于两种极端情况之间的叠加方法, 实现了两种极端情况的光滑过渡。

借鉴Blair的非线性叠加模型的理论, 结合上节推导得到的单孔柱状药包的地表振速波形函数, 从而推导出群孔微差爆破的地表振速波形函数。

现有  $n$  个柱状药包按一定的方式布置在岩石介质中, 图 3 为炮孔布置的示意图,  $n$  个柱状药包按一定的微差时间依次进行起爆, 其起爆顺序为图中从小到大的编号顺序。由图 3 可知, 第  $j$  个柱状药包到达振动预测点  $B$  的水平距离为  $y_j$ , 第  $j$  个孔与第  $(j-1)$  个孔之间的微差时间为  $t_{jd}$ , 实际工程中, 一般  $t_{jd}$  为某一特定的常数, 即一次爆破中任意相邻两个炮孔之间的微差时间都为同一常数。

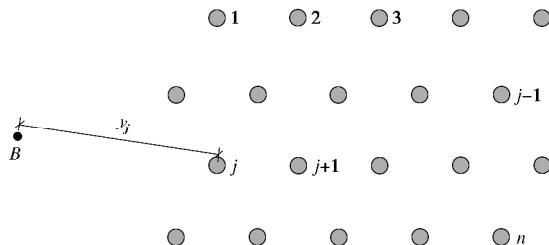


图 3 群孔微差爆破图

Fig. 3 Diagram of group-hole delay blasting

将柱状药包引起的地表振动波形函数转化为

$$v_c(t) = \sum_{i=1}^m \left\{ k \frac{i^{a/3} - (i-1)^{a/3}}{R_i^a} \left( \frac{Q}{m} \right)^{a/3} e^{-2b(t-t_i+t_1)} \sin \left[ \frac{1}{6} \times 4\pi k \frac{(Q/m)^{(a-1)/3}}{\lg R_i^{a-1}} (t-t_i+t_1) \right] \right\} \quad . \quad (8)$$

第  $j$  个柱状药包的第  $i$  个等效球形药包到预测点  $B$  的直线距离  $R_{ji}$  为

$$R_{ji} = \sqrt{y_j^2 + (l_i + x_{ji})^2} \quad , \quad (9)$$

式中, 在药包长度和堵塞长度一致的情况下,  $x_{ji} = x_i$ 。故, 第  $j$  个柱状药包的第  $i$  个等效球形药包形成的振动波到达地表的时间  $t_{ji}$  为

$$t_{ji} = \sum_{j=2}^j t_{jd} + \frac{x_{ji}}{c_D} + \frac{R_{ji}}{c_p} \quad . \quad (10)$$

实际工程中, 不同爆破孔之间的微差时间一般为定值, 此时  $t_{ji}$  可表示为

$$t_{ji} = (j-1)t_{jd} + \frac{x_{ji}}{c_D} + \frac{R_{ji}}{c_p} \quad . \quad (11)$$

与前文相同, 为了使得到的振速波形从  $t=0$  时刻开始, 将第 1 个柱状药包的第 1 个等效球形药包产生的振动波到达质点  $B$  的时刻设置为  $t=0$  时刻, 那么第  $j$  个柱状药包的第  $i$  个等效球形药包引起的地表振速即为关于时间  $(t-t_{ji}+t_{11})$  的函数。

借鉴Blair<sup>[4]</sup>的非线性叠加方法, 根据爆破孔的影响范围  $r_j$ , 得出第  $j$  个柱状药包的装药量  $Q_j$  对振速的贡献  $C_j$  为

$$C_j = \left( \sum_{x=1}^j Q_x \right)^{a/3} - \left( \sum_{x=1}^{j-1} Q_x \right)^{a/3} + \frac{r_j^p}{1+r_j^p} \left[ Q_j^{a/3} + \left( \sum_{x=1}^{j-1} Q_x \right)^{a/3} - \left( \sum_{x=1}^n Q_x \right)^{a/3} \right], \quad (12)$$

式中,  $x$  是指 1 到  $j$  之间的某个自然数。

当  $n$  个柱状药包的装药量都相同时, 上式可以化简为

$$C_j = Q_j^{a/3} \left\{ j^{a/3} - (j-1)^{a/3} + \frac{r_j^p}{1+r_j^p} \left[ 1 + (j-1)^{a/3} - j^{a/3} \right] \right\}, \quad (13)$$

$$r_j = \left( \frac{h_j}{Ds_p} \right) \left( \frac{\bar{Q}}{Q_j} \right) \quad . \quad (14)$$

式中  $s_p$  表示孔与孔之间的平均间距;  $D$  为常数因素, 一般取  $D=1$ ;  $h_j$  为第  $j$  个孔距已起爆孔的最近距离;  $\bar{Q}$  为柱状药包的平均装药量;  $Q_j$  为第  $j$  个柱状药包的装药量;  $p$  为正整数, 当孔与孔之间的间距为恒定值时,  $r_j^p \rightarrow 1$ 。

综上所述, 第  $j$  个柱状药包爆破引起的地表振速波形函数为

$$v_{ej}(t) = \sum_{i=1}^m \left\{ k \frac{i^{a/3} - (i-1)^{a/3}}{R_{ji}^a} \left( \frac{C_j}{m^{a/3}} \right) e^{-2b(t-t_{ji}+t_{11})} \sin \left[ \frac{1}{6} \times 4\pi k \frac{(Q_j/m)^{(a-1)/3}}{\lg R_{ji}^{a-1}} (t-t_{ji}+t_{11}) \right] \right\}, \quad (15)$$

故, 群孔微差爆破引起的地表振速波形函数为

$$v(t) = \sum_{j=1}^n v_{ej}(t) \quad . \quad (16)$$

### 3 实例应用

以厦门市薛岭地块的基坑开挖工程为背景, 进行实际工程的应用。该工程项目位于厦门市湖里区薛岭街道, 西侧与成功大道相邻, 北侧为住宅小区及枋湖西路, 南侧为金山西路及规划路, 东侧为规划路及薛岭山公园。由于基坑开挖至地表以下 8 m 后遇到岩石, 需要采用爆破开挖, 然而基坑周围临近有居民小区和龙源宫等建筑, 需要严格控制其爆破引起的振动, 故利用电子雷管进行精确微差爆破。

该爆破场地的岩石为风化凝灰熔岩, 但由于地下水位较低、且节理裂隙发育不完全, 岩石 RMR 等级属于 II 类, 故取  $k=110$ ,  $a=1.5$ ,  $b=30$ 。爆破共使用了两种炸药, 炸药类型 I: 药卷直径为 60 mm, 密度为  $1.20 \text{ g/cm}^3$ , 爆速为  $3500 \text{ m/s}$ , 药卷长度为 0.5 m, 药卷重量为  $1.7 \text{ kg}$ ; 炸药类型 II: 药卷直径为 50 mm, 密度为  $1.0 \text{ g/cm}^3$ , 爆速为  $3500 \text{ m/s}$ , 药卷长度为 0.5 m, 药卷重量为  $0.96 \text{ kg}$ 。

#### 3.1 单孔柱状药包

柱状药包装药量为  $6.8 \text{ kg}$ , 药包半径为  $0.03 \text{ m}$ , 炸药使用的是类型 I, 药包长度为  $2 \text{ m}$ , 堵塞长度为  $2.5 \text{ m}$ , 测点距爆心距的水平距离为  $12 \text{ m}$ , 也即  $y=12 \text{ m}$ 。根据柱状药包划分原则, 可划分为 27 个球形药包的叠加。故可得

$$x_i = \frac{2}{27} \left( i - \frac{1}{2} \right) \quad , \quad (17)$$

$$R_i = \sqrt{y^2 + (2.5 + x_i)^2} \quad , \quad (18)$$

$$t_i = \frac{x_i}{3500} + \frac{R_i}{4500} \quad , \quad (19)$$

$$v_e(t) = \sum_{i=1}^{27} 110 \times \frac{(i)^{1.5/3} - (i-1)^{1.5/3}}{R_i^{1.5}} \left( \frac{6.8}{27} \right)^{1.5/3} e^{-60(t-t_i+t_1)} \sin \left[ 73.3\pi \left( \frac{\sqrt[3]{6.8/27}}{\lg R_i} \right)^{0.5} (t-t_i+t_1) \right] \quad . \quad (20)$$

根据上式, 绘出振速波形图, 再利用 MATLAB 得出其频谱分布图, 并与工程实测的振速波形和频谱分布进行对比, 见图 4, 5。

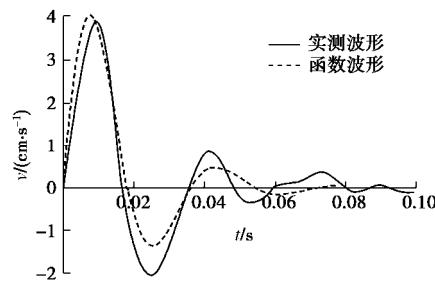


图 4 单孔柱状药包振速波形对比图

Fig. 4 Comparison of vibration velocity waveforms of single-hole cylindrical charge

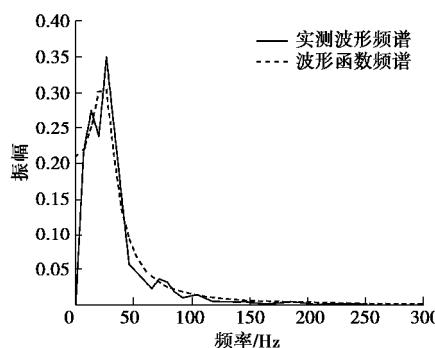


图 5 单孔柱状药包频谱分布对比图

Fig. 5 Comparison of spectral distribution of single-hole cylindrical charge

根据图 4, 5 可知, 由单孔柱状药包波形函数得出的振速波形与实测波形较为吻合, 且频谱分布也大致相同, 误差均在允许范围内, 验证了其合理性。

#### 3.2 群孔微差爆破

群孔柱状药包的炮孔的布置方式和测点位置见图 6, 每个孔的装药情况一致: 装药量为  $3.84 \text{ kg}$ , 药包半径为  $0.025 \text{ m}$ , 炸药使用的是类型 II, 药包长度为  $2 \text{ m}$ , 堵塞长度为  $2.5 \text{ m}$ 。爆破孔之间的间距均为  $2.5 \text{ m}$ , 微差时间均为  $55 \text{ ms}$ , 起爆顺序为图中炮孔的编号, 测点到爆区最近距离为  $15 \text{ m}$ 。根据柱状药包的划分原则, 单个柱状药包需划分为 32 个等效球形药包的叠加。

由上述参数可得出

$$x_{ji} = \frac{2}{32} \left( j - \frac{1}{2} \right) \quad , \quad (21)$$

$$R_{ji} = \sqrt{y_j^2 + (2.5 + x_{ji})^2} \quad , \quad (22)$$

$$t_{ji} = (j-1)t_{jd} + \frac{x_{ji}}{3500} + \frac{R_{ji}}{4500} \quad . \quad (23)$$

将爆破参数和上述式子代入到式 (13) 和式 (15) 中, 绘出其振速波形图, 得出其频谱分布图, 并与工程实测数据进行对比, 如图 7, 8。

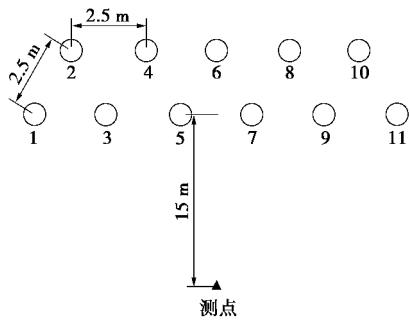


图 6 群孔微差爆破炮孔与测点布置图

Fig. 6 Layout of blastholes and measuring points of group-hole delay blasting

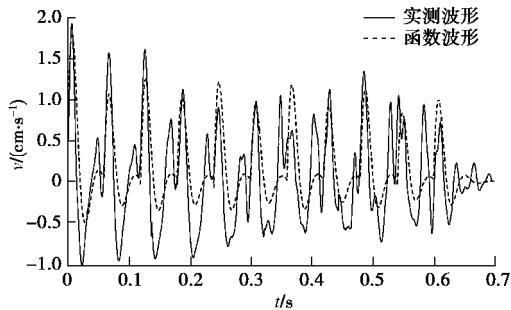


图 7 群孔微差爆破振速波形对比图

Fig. 7 Comparison of vibration velocity waveforms of group-hole delay blasting

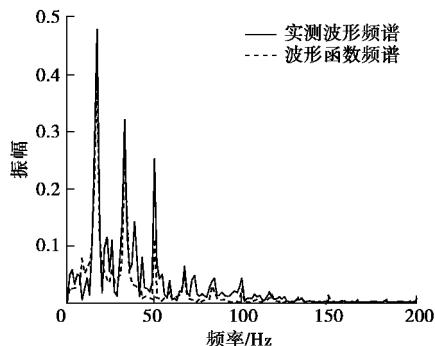


图 8 群孔微差爆破频谱分布对比图

Fig. 8 Comparison of spectral distribution of group-hole delay blasting

由上述振速波形和频谱分布对比图可知,通过群孔微差爆破振速波形函数预测得到振速波形在振速峰值、频谱分布和持续时间上与工程实测波形都非常吻合,验证了群孔微差爆破振速波形函数的正确性。

#### 4 群孔微差爆破振动效应

群孔微差爆破的振动波形受许多因素影响,除了装药量和爆心距等基本参数外,微差间隔时间和炮孔数量也是重要影响因素。通过研究这些因素对振动波形的影响规律,即可通过调整微差间隔时间和炮孔数

量来控制爆破引起的地表振动波形,以实现安全爆破。

##### 4.1 微差时间

如图 9 所示,岩石介质中布设有 10 个爆破孔,每个孔的装药量为 6.8 kg,装药半径为 0.03 m,装药长度为 2 m,堵塞长度为 2.5 m,炮孔间距均为 2.5 m,其中,岩石介质的参数和炸药性能与前文中的单孔实例相同。测点距爆区最近处为 20 m,起爆顺序为图中的爆破孔的编号顺序。

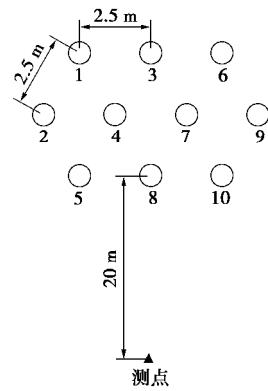


图 9 炮孔与测点布置图

Fig. 9 Layout of blastholes and measuring points

调整爆破孔之间的微差时间,分别绘出微差时间为 20, 40, 60 和 80 ms 的地表测点的振速波形图,如图 10~13,并列出了不同微差时间对应的振速峰值,见表 2,同时绘出相应的频谱对比图,如图 14。

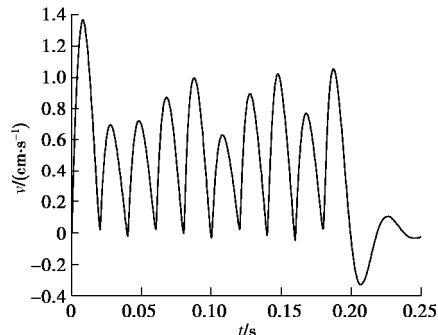


图 10 微差时间为 20 ms 的振速波形图

Fig. 10 Vibration velocity waveforms with delay of 20 ms

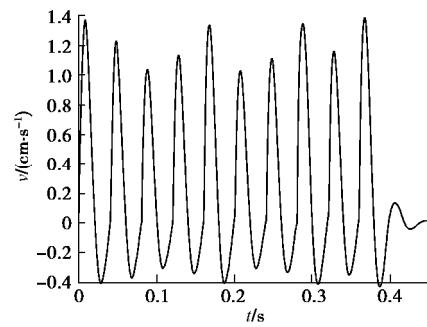


图 11 微差时间为 40 ms 的振速波形图

Fig. 11 Vibration velocity waveforms with delay of 40 ms

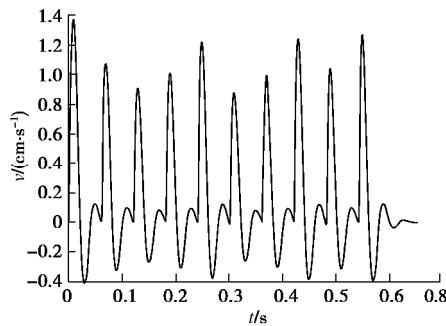


图 12 微差时间为 60 ms 的振速波形图

Fig. 12 Vibration velocity waveforms with delay of 60 ms

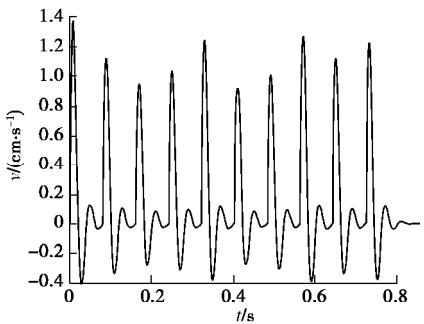


图 13 微差时间为 80 ms 的振速波形图

Fig. 13 Vibration velocity waveforms with delay of 80 ms

表 2 不同微差时间的振速峰值表

Table 2 Vibration peaks under different delays

微差时间/ms	20	40	60	80
振速峰值/(cm·s⁻¹)	1.371	1.387	1.371	1.371

由图 10~14 可知, 微差时间对地表振动影响较大, 在振速峰值、频谱分布和持续时间上都有较大影响。

由振速波形图可知, 当微差时间为 80 ms 时, 各爆破孔的振速波形完全分离, 相互独立。随着微差时间的缩小, 相邻爆破孔之间的振速波形开始叠加, 微差时间为 60 ms 和 20 ms 时, 此时后一个爆破孔的波峰分别与前一个孔的第二个波谷和第一个波谷发生叠加, 使得后续波峰值有一定程度的降低; 然而当微差时间为 40 ms 时, 可知后一个爆破孔的波峰与前一个孔的第二个波峰叠加, 形成了峰值增大的现象。根据此叠加规律可知, 控制波峰与波谷的叠加时机即可实现振速峰值降低的目的, 故根据单孔药包的振动频率得到其振速波形的波峰和波谷时间分布后, 即可得知群孔微差爆破的合理微差时间, 从而达到减小振速峰值的效果。同时由图 10~13 可知, 20 ms 时, 只有第一个波峰的振速较大, 为整段波形的峰值, 其余波峰的振速远小于峰值, 60 ms 时的第一个波峰的振速也都大于其余波峰的振速, 而 40 ms 和 80 ms 时, 各个波峰处的振速均维持在一个较大的值, 且多个波峰处的振速都与整段波形的峰值相差不大, 故可知, 本案

例中, 20 ms 和 60 ms 都是较合理的微差时间。

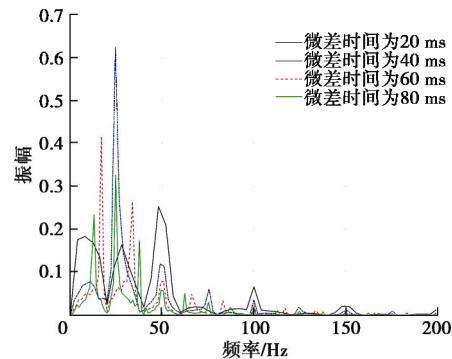


图 14 不同微差时间的频谱分布对比图

Fig. 14 Comparison of spectral distribution under different delays

不同的微差时间使得振速波形发生不同程度的叠加, 从而在不同程度上改变了波形, 影响了波形的频谱分布。从频谱对比图 14 中可知, 微差时间对频谱分布的影响较为复杂, 主频大小与微差时间之间没有明显的规律, 故无法直接得出合理的微差时间使得振动主频偏离房屋的自振频率, 需要对比具体微差时间的主频大小, 再从中选择与房屋自振频率偏离最大的微差时间。由图 14 可知, 本案例中, 20 ms 为 4 个微差时间中的较合理微差时间。

综上所述, 首先, 需根据单孔药包的频率确定一个使振速峰值偏小的合理微差时间范围, 再通过对该范围内合理微差时间的主频大小, 选择偏离房屋自振频率最大的微差时间, 即可得到最佳微差时间。

#### 4.2 炮孔数量

固定每个炮孔的装药参数, 改变炮孔的数量, 利用其地表振速波形和频谱分布的变化来分析炮孔数量的影响。岩石参数和装药参数与前文中的单孔柱状药包相同, 炮孔数量分别选择 10, 26 和 50 个进行影响分析。

根据微差时间的研究可知, 较大的微差时间会导致爆破孔产生的振动波形相互独立, 这种微差时间下的炮孔数量研究没有意义, 故选择一个合理的微差时间 25 ms。同时由于不同的炮孔数量所形成的爆区大小相差太大, 为了尽量减小爆心距所产生的影响, 将测点设置在距爆区中心 100 m 处。

图 15, 17 和 19 为相应的炮孔布置图, 分别绘出其地表振速波形图, 如图 16, 18 和 20, 并得出对应的频谱分布对比图, 如图 21。

从振速波形图和频谱对比图可知, 炮孔数量对振速峰值和频谱分布基本没有影响。虽然在微差时间较小的情况下, 相邻几个炮孔之间有相互作用, 但炮孔数量大规模变化并不会影响其振速峰值和频谱分布,

这与 Yuvka 根据现场实测数据分析得到的结果相同。

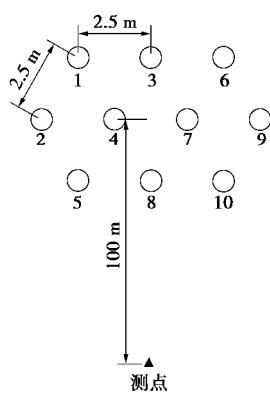


图 15 10 炮孔布置图

Fig. 15 Layout of 10 blastholes

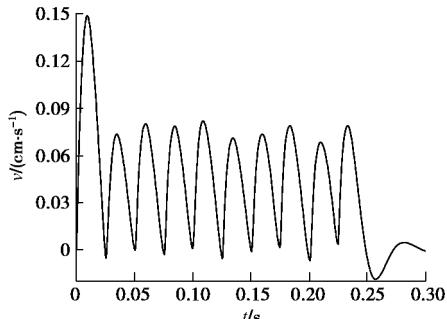


图 16 10 炮孔振速波形图

Fig. 16 Vibration velocity waveforms under 10 blastholes

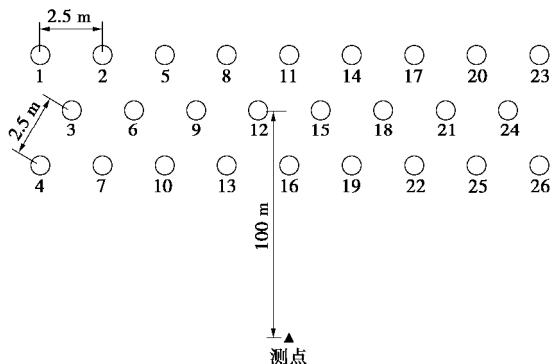


图 17 26 炮孔布置图

Fig. 17 Layout of 26 blastholes

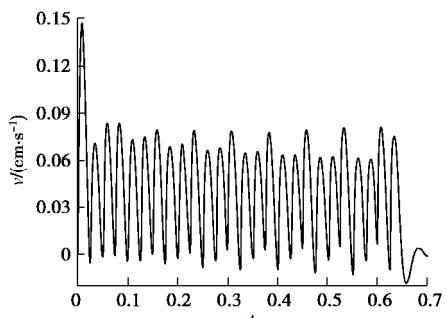


图 18 10 炮孔振速波形图

Fig. 18 Vibration velocity waveforms under 10 blastholes

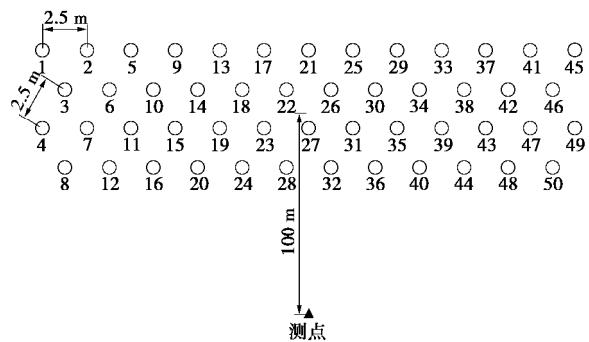


图 19 50 炮孔布置图

Fig. 19 Layout of 50 blastholes

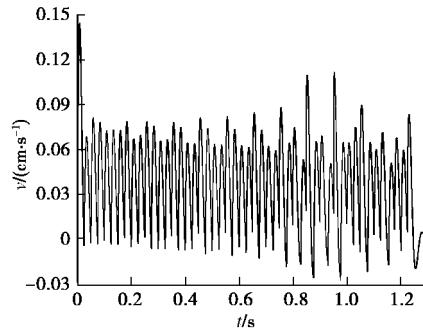


图 20 50 炮孔振速波形图

Fig. 20 Vibration velocity waveforms under 50 blastholes

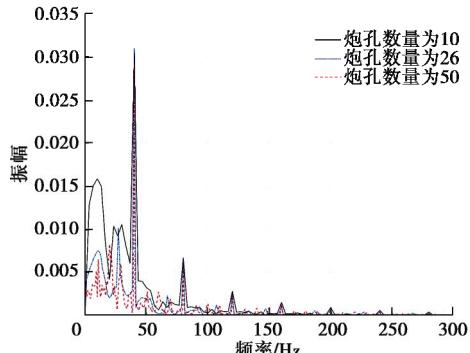


图 21 不同炮孔数量的频谱分布对比图

Fig. 21 Comparison of spectral distributions under different numbers of blast-holes

## 5 结 论

(1) 在球形药包地表振速波形函数的基础上, 利用叠加法得到了单孔柱状药包的地表振速波形函数, 并在实际工程中验证了其合理性。

(2) 利用非线性叠加法和单孔柱状药包的地表振速波形函数, 推导出了群孔微差爆破的地表振速波形函数, 并将其运用到实际工程中, 得到的振速波形与实测波形在振速峰值、频谱分布和持续时间上都非常吻合, 具有很高的实用价值。

(3) 利用群孔微差爆破的振速波形函数, 分析了微差时间和炮孔数量对群孔微差爆破的地表振动影响。微差时间对振速峰值和频谱分布影响较大, 合理的微差时间可以降低振速峰值, 并使振动主频偏离保

护对象的自振频率; 而炮孔数量对振速峰值和频谱基本没有影响。

(4)群孔微差爆破的振速波形函数预测方法虽然有很多优点, 但同时也存在一定的不足。波形函数中的 $k$ ,  $a$ 依据文中的规定取值之后, 在施工过程中还需根据实测数据对 $k$ ,  $a$ 值进行修正。同时由于波形函数中两处涉及到 $k$ ,  $a$ 值, 所以 $k$ ,  $a$ 的修正值需根据实测波形利用波形函数拟合得到, 而不是直接根据振速峰值回归得出, 故其 $k$ ,  $a$ 值的修正过程相对更为复杂。

## 参考文献:

- [1] 唐 海, 石永强, 李海波, 等. 基于神经网络的爆破振动速度峰值预报[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊 1): 3533 – 3539. (TANG Hai, SHI Yong-qiang, LI Hai-bo, et al. Prediction of peak velocity of blasting vibration based on neural network[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(S1): 3533 – 3539. (in Chinese))
- [2] 温智捷, 林从谋, 肖绍清, 等. 盾构隧道孤石预爆破地表质点峰值振速衰减公式[J]. 工程爆破, 2016, 22(6): 13 – 17. (WEN Zhi-jie, LIN Cong-mou, XIAO Shao-qing, et al. Attenuation formula of peak vibration velocity of ground particle in pre-blasting of boulder in shield tunnel[J]. Engineering blasting, 2016, 22(6): 13 – 17. (in Chinese))
- [3] 闫鸿浩, 赵碧波, 李晓杰. 改良型中深孔爆破振动频率研究[J]. 振动与冲击, 2017, 36(12): 93 – 98. (YAN Hong-hao, ZHAO Bi-bo, LI Xiao-jie, et al. The study of blasting vibration frequency on modified middle-deep hole[J]. Journal of vibration and shock, 2017, 36(12): 93 – 98. (in Chinese))
- [4] BLAIR D P. Non-linear superposition models of blast vibration[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2008, 45(2): 235 – 247.
- [5] 雷 振. 台阶爆破振动效应非线性预测方法研究及应用[D]. 北京: 中国矿业大学, 2015. (LEI Zhen. Research and Application on Nonlinear Prediction Methods of Bench Blasting Vibration Effect[D]. Beijing: China University of Mining & Technology, 2015. (in Chinese))
- [6] 杨年华. 基于经验格林函数方法的爆破振动预测[J]. 工程爆破, 2016, 22(5): 32 – 36. (YANG Nian-hua. Prediction of blasting vibration based on empirical Green's function method[J]. Engineering Blasting, 2016, 22(5): 32 – 36. (in Chinese))
- [7] 付天光. 逐孔起爆技术应用基础研究[D]. 阜新: 辽宁工程技术大学, 2010. (FU Tian-guang. The Basis Research of the Application of Borehole Order Blasting Technology[D]. Fuxin: Liaoning Technical University. 2010. (in Chinese))
- [8] 程 镇. 红岭铅锌矿爆破振动信号分析及振动预测[D]. 沈阳: 东北大学, 2015. (CHENG Zhen. Analysis of Blasting Vibration Signal and Prediction of Vibration in Hongling[D]. Shenyang: Northeastern University, 2015. (in Chinese))
- [9] TORANO J, RODRÍGUEZ R, DIEGO I, et al. FEM models including randomness and its application to the blasting vibrations prediction[J]. Computers and Geotechnics, 2006, 33(1): 15 – 28.
- [10] 刘 冬, 孙宝平, 石连松, 等. 路堑边坡岩体爆破振动数值模拟研究[J]. 兵工学报, 2014, 35(增刊 2): 92 – 95. (LIU Dong, SUN Bao-ping, SHI Lian-song, et al. Numerical simulation of multi-hole blasting vibration of road cutting slope excavation[J]. Acta Armamentarii, 2014, 35(S2): 92 – 95. (in Chinese))
- [11] 楼晓明, 周文海, 简文彬, 等. 微差爆破振动波速度峰值-位移分布特征的延时控制[J]. 爆炸与冲击, 2016, 36(6): 839 – 846. (LOU Xiao-ming, ZHOU Wen-hai, JIAN Wen-bin, et al. Control of delay time characterized by distribution of peak velocity-displacement vibration of millisecond blasting[J]. Explosion and Shock Waves, 2016, 36(6): 839 – 846. (in Chinese))
- [12] 邱贤阳, 史秀志, 周 健, 等. 基于 HHT 能量谱的高精度雷管短微差爆破降振效果分析[J]. 爆炸与冲击, 2017, 37(1): 107 – 113. (QIU Xian-yang, SHI Xiu-zhi, ZHOU Jian, et al. On vibration reduction effect of short millisecond blasting by high-precision detonator based on HHT energy spectrum[J]. Explosion and Shock Waves, 2017, 37(1): 107 – 113. (in Chinese))
- [13] BLAIR D P. Some problems associated with standard charge weight vibration scaling laws[C]// 3rd International Symposium Rock Fragmentation by Blasting, 1990, Brisbane: 149 – 158.
- [14] SINGH P K, ROY M P. Damage to surface structures due to underground coal mine blasting: apprehension or real cause[J]. Environmental Geology, 2008, 53(6): 1201 – 1211.
- [15] YUVKA S, BEYHAN S, UYSAL O. The effect of the number of holes on blast-induced ground vibrations[J]. Environmental Earth Sciences, 2017, 76(17): 621.
- [16] STARFIELD A M, PUGLIESE J M. Compression waves generated in rock by cylindrical explosive charges: a comparison between a computer model and field measurements[C]// International Journal of Rock Mechanics

- and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1968, Pergamon, 5(1): 65 - 77.
- [17] BLAIR D P, MINCHINTON A. Near-field blast vibration models[C]// Eighth International Symposium Rock Fragmentation by Blasting, 2006, Santiago: 152 - 160.
- [18] 陈士海, 胡帅伟, 初少凤. 微差时间及柱状装药特征对爆破振动效应影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(增刊 2): 3974 - 3983. (CHEN Shi-hai, HU Shuai-wei, CHU Shao-feng. Study on the blasting vibration effect influenced by millisecond time and cylindrical charging characteristics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(S2): 3974 - 3983. (in Chinese))
- [19] 刘小鸣, 陈士海. 隧道掘进中掏槽孔爆破引起的地表振动波形预测[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(9): 1731 - 1737. (LIU Xiao-ming, CHEN Shi-hai. Prediction of surface vibration waveform caused by cuthole blasting in tunnel excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(9): 1731 - 1737. (in Chinese))
- [20] HARRIES G. The modelling of long cylindrical charges of explosive[C]// Proceedings of the First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, 1983, Lulea.
- [21] 卢文波, 朱传云, 赖世骥, 等. 条形药包的空腔发展过程模拟[J]. 爆炸与冲击, 1996, 16(2): 171 - 177. (LU Wen-bo, ZHU Chuan-yun, LAI Shi-xiang, et al. Simulation of cavity expansion with strip-shaped explosive charge[J]. Explosion and Shock Waves, 1996, 16(2): 171 - 177. (in Chinese))
- [22] ANDERSON D A, RITTER A P, WINZER S R, et al. A method for site-specific prediction and control of ground vibration from blasting[C]// Proceeding of the 11th ISEE Annual Conference of Explosives and Blasting Techniques, 1985, San Diego.

### 标准摘录：出版物上数字用法（GB/T 15835—2011）选用阿拉伯数字与汉字数字均可情形

如果表达计量或编号所需要的数字个数不多，选择汉字数字还是阿拉伯数字在书写的简洁性和辨识的清晰性两方面没有明显差异时，两种形式均可使用。

示例 1: 17 号楼 (十七号楼)	3 倍 (三倍)	第 5 个工作日 (第五个工作日)
100 多件 (一百多件)	20 余次 (二十余次)	约 300 人 (约三百人)
40 左右 (四十左右)	50 上下 (五十上下)	50 多人 (五十多人)
第 25 页 (第二十五页)	第 8 天 (第八天)	第 4 季度 (第四季度)
第 45 份 (第四十五份)	共 235 位同学 (共二百三十五位同学)	0.5 (零点五)
76 岁 (七十六岁)	120 周年 (一百二十周年)	1/3 (三分之一)
公元前 8 世纪 (公元前八世纪)		20 世纪 80 年代 (二十世纪八十年代)
公元 253 年 (公元二五三年)		1997 年 7 月 1 日 (一九九七年七月一日)
下午 4 点 40 分 (下午四点四十分)	4 个月 (四个月)	12 天 (十二天)

如果要突出简洁醒目的表达效果，应使用阿拉伯数字；如果要突出庄重典雅的表达效果，应使用汉字数字。

### 示例 2: 北京时间 2008 年 5 月 12 日 14 时 28 分

十一届全国人大一次会议 (不写为“11 届全国人大 1 次会议”)  
六方会谈 (不写为“6 方会谈”)

在同一场合出现的数字，应遵循“同类别同形式”原则来选择数字的书写形式。如果两数字的表达功能类别相同（比如都是表达年月日时间的数字），或者两数字在上下文中所处的层级相同（比如文章目录中同级标题的编号），应选用相同的形式。反之，如果两数字的表达功能不同，或所处层级不同，可以选用不同的形式。

### 示例 3: 2008 年 8 月 8 日 二〇〇八年八月八日 (不写为“二〇〇八年 8 月 8 日”)

第一章 第二章……第十二章 (不写为“第一章 第二章……第 12 章”)

应避免相邻的两个阿拉伯数字造成歧义的情况。

### 示例 4: 高三 3 个班 高三三个班 (不写为“高 33 个班”) 高三 2 班 高三 (2) 班 (不写为“高 32 个班”)

有法律效力的文件、公告文件或财务文件中可同时采用汉字数字和阿拉伯数字。

### 示例 5: 2008 年 4 月保险账户结算日利率为万分之一点五七五零 (0.015750%)

35.5 元 (35 元 5 角) 三十五元五角 叁拾伍圆伍角)

DOI: 10.11779/CJGE202003018

# 粗粒料颗粒破碎变化规律大型三轴试验研究

刘萌成<sup>1</sup>, 孟 钧<sup>1</sup>, 王洋洋<sup>2</sup>

(1. 浙江工业大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310023; 2. 浙江省交通运输科学研究院, 浙江 杭州 311305)

**摘要:** 基于土的颗粒破碎渐进演化分析, 提出了土的颗粒破碎 4 项基本性质, 以及在长期/反复加载过程中土的颗粒破碎 3 个特征状态。定义了土的全局与局部破碎指标, 用以区分破碎的中止和终止状态, 同时分析给出了(修正)相对破碎与破碎指数间的数学关系。定性分析了系列大型三轴试验过程中粗粒料级配变化规律, 给出了各类型破碎指标的数学表达式, 揭示了单调加载条件下粗粒料颗粒破碎完整规律: 剪切过程中全局破碎关于归一化偏应力与平均主应力呈负指数增长关系, 而临界状态和固结完成时的全局破碎只关于归一化平均主应力呈负指数增长关系, 局部破碎只关于应力水平呈双曲线关系且在临界状态时均归为 1。

**关键词:** 粗粒料; 级配; 颗粒破碎; 破碎指标; 三轴试验

中图分类号: TU433 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0561-07

作者简介: 刘萌成(1972—), 男, 博士, 教授, 主要从事交通岩土与特殊土土力学方面的教学与科研工作。E-mail: [mcliu2002@163.com](mailto:mcliu2002@163.com)。

## Evolution of particle crushing of coarse-grained materials in large-scale triaxial tests

LIU Meng-cheng<sup>1</sup>, MENG Feng<sup>1</sup>, WANG Yang-yang<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310023, China; 2. Zhejiang Scientific Research Institute of Transport, Hangzhou 311305, China)

**Abstract:** By analyzing the progressive evolution of particle crushing of crushable soils, four basic properties of particle crushing are presented, and three characteristic states are also given over long-term or repeated loading. Two breakage indexes, namely the global and or breakage index, are defined for the crushable soils to distinguish temporary stop from perpetual termination of particle crushing, and a mathematical relationship is put forward between the revised relative breakage and the grading index. A series of consolidated drained large-scale triaxial tests are conducted for the coarse-grained materials (CGMs). The evolution of particle grading and breakage is analyzed, and some mathematical formulations are presented for various breakage indexes, which exhibits a entire rule of particle crushing of CGMs under the monotonic loads: (1) The global breakage has a negative exponential increase with the non-moralized deviatoric stress and the mean principal stress upon shearing. (2) At the end of consolidation or in the critical state, it increases merely with the non-moralized mean principal stress which meets the above-mentioned negative exponential function. (3) The local breakage varies with the stress level in a way of hyperbolic function and approaches 1 in the critical state.

**Key words:** coarse-grained material; grading; particle crushing; breakage index; triaxial test

## 0 引言

粗粒料(包括碎/砾石和堆石料等)具有强度高与变形小的良好性质, 因而被广泛用于土木、水利与交通等基础设施建设之中。作为一种粒径较大的粗颗粒材料, 粗粒料具有突出的颗粒破碎特性, 从而在工程性质上与细粒土存在较大差别<sup>[1]</sup>。目前, 粗粒料颗粒破碎研究集中于宏观尺度上的破碎指标定义、演化规律分析及其对强度变形特性影响规律等方面。

已有研究表明, 土的颗粒破碎与其颗粒强度、尺寸、

形状、接触配位数、级配、密实度以及受力状况等内外部因素相关<sup>[2]</sup>。为了度量颗粒破碎大小, Sebastina<sup>[2]</sup>、Marsal<sup>[3]</sup>、Hardin<sup>[4]</sup>、Lade 等<sup>[5]</sup>、Muir 等<sup>[6]</sup>、Xiao 等<sup>[7]</sup>分别提出了 $B_g$ 、 $B_r$ 、 $B_{10}$ 、 $I_G$ 、 $D$ 与 $B_{r50}$ 等各种各样的颗粒破碎量化指标。Einav<sup>[8]</sup>以极限分形级配 $p(d)=(d/d_{\max})^{3-\lambda}$  ( $\lambda$  为分形维数)<sup>[9]</sup>替代 $d=0.074$  mm 截断级

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51378472, 51778584)

收稿日期: 2019-03-28

配<sup>[4]</sup>作为破碎终止级配，从而提出了修正的相对破碎指标  $B_r^*$ 。针对上述不同指标，尹振宇等<sup>[10]</sup>评述认为：大多数破碎指标以偏概全，只抓住了某一指定颗粒粒径的变化，不能以统一标准来评价不同材料的破碎程度；而数个破碎指标 ( $I_G$ ,  $B_r$ ,  $B_r^*$ ) 抓住了级配变化的整体情况，而且  $B_r^*$  在评价和比较材料的破碎程度时较为统一。

国内外学者采用各种破碎指标定性或定量分析了粗粒土颗粒破碎的变化规律。Hardin<sup>[4]</sup>认为相对破碎  $B_r$  随应力比  $h$  ( $=q/p$ ) 增加而增加，因为破碎应力  $s_b$  是  $p$  与  $q$  的复合函数。Kikumoto 等<sup>[11]</sup> 和 Kan 等<sup>[12]</sup> 将级配状态指数  $I_G$  与硬化参数  $p_c$  关联，有些学者认为破碎指标只与输入总能量  $E_T$ <sup>[5]</sup> 或塑性功  $W^p$ <sup>[13]</sup> 存在唯一关系。Lade 等<sup>[5]</sup> 进一步给出了破碎指标  $B_{10}$  与  $E_T$  的双曲线关系，而 Liu 等<sup>[13]</sup> 给出了破碎指标  $B_r$  与  $W^p$  的双曲线关系。然而，临界状态下破碎指标  $B_{rc}$  仅与  $p$  相关，因为此时  $h$  为一常数<sup>[4]</sup>。为简化数学形式， $B_{rc}$  与  $p$  常用 sigmoid 函数予以描述<sup>[11-12, 14]</sup>；上述文献研究的是试验结束状态下级配或破碎指标的变化规律，而试验过程中的变化规律未曾涉及，原因在于试验进行过程中级配测试较为困难。这就不能了解和掌握粗粒料破碎演化的完整规律。

有鉴于此，本文首先分析土的颗粒破碎基本性质，区分了破碎的暂时与永久终止概念；其次，定义了全局与局部破碎指标，给出了相对破碎与破碎指数间的相互关系；最后，定性和定量分析了大型三轴试验各个阶段粗粒料颗粒破碎变化规律。这些研究可为深入认识三轴试验不同状态下类似岩土材料颗粒破碎完整演化规律提供参考。

为统一表达，文中所有应力皆为有效应力。

## 1 颗粒破碎基本性质

通常，颗粒破碎是指颗粒材料内（某些）颗粒在接触应力作用下开裂、崩解或磨耗而致级配改变的现象。颗粒破碎与颗粒自身强度直接关联。若不考虑环境因素（例如温湿循环）影响，粗粒土的颗粒破碎则只源于各类荷载作用。在自然条件下和漫长地质年代中，粗粒土遭受了各类荷载的长期反复作用，包括多个（静动）加载→（临界）破坏→再（静动）加载→（临界）破坏的循环往复过程，其级配产生了渐进变化和演化历史。

目前，室内单元试验是粗粒土颗粒破碎研究的主要手段，可测得某一加载（组合）条件下粗粒土的级配变化情况。由于颗粒破碎是长期渐进过程，并非试验室的一次性过程。因此，室内单元试验只能模拟自然条件下或漫长地质年代中粗粒土所历经加载历史的

小部分或代表性阶段。在三轴剪切过程中，粗粒土的剪切破坏与颗粒破碎既相互关联又有所区别。剪切破坏为宏观层次，颗粒破碎是细观层面。

在各类荷载（组合）作用下，粗粒土的颗粒破碎与塑性变形具有类似性质。即使起始应力状态一致，不同的加载历史或路径，将导致不同的颗粒破碎大小，有如摩擦耗能。依据颗粒破碎概念或定义可以推知颗粒破碎具有以下 4 点基本性质：①不可逆性；②累加性；③应力历史或应力路径相关性；④卸载不产生颗粒破碎的特性。

在长期/反复加载过程中，粗粒土的颗粒破碎存在破碎起始状态、（试样）临界状态和破碎终止状态 3 个特征状态。破碎起始状态是指开始计及颗粒破碎的初始状态。在已知的或可测度的加载历程中，破碎起始状态可人为地合理定义，因而具有相对性。（试样）临界状态是指应力和体变不再变化而偏应变持续发展的特征状态<sup>[15]</sup>，而破碎终止状态是指任意条件下颗粒材料内部不再有颗粒破碎发生的极端状态<sup>[16]</sup>。临界状态涉粗粒土的抗剪强度，而破碎终止状态涉及颗粒自身强度。对于初始级配确定的粗粒土，（试样）临界状态与围压相关，而破碎终止状态具有唯一性。因为破碎终止状态仅决定于材料级配及颗粒自身强度。两者分别为破碎的中止与终止状态。当围压趋于无穷时，破碎的中止状态（例如试样临界状态）趋于破碎的终止状态。

## 2 不同破碎指标间的相互关系

依据尹振宇关于破碎指标优缺点评价<sup>[9]</sup>，以下仅讨论  $I_G$  和  $B_r^*$  这 2 种破碎指标的相关关系。由于  $B_r$  与  $B_r^*$  同源，为了简化表述，以下  $B_r$  仍用  $B_r$  标识。

对于连续级配的粗粒料而言，通常满足以下两个基本条件<sup>[14, 16]</sup>： $d_{\min} \rightarrow 0$  和  $d_{\min} < d_{\max}$  或  $d_{\min}/d_{\max} \rightarrow 0$ ，其中  $d_{\max}$  与  $d_{\min}$  分别为最大和最小粒径。

设级配函数（即土颗粒的通过百分率  $p$  与粒径  $d$  之间的数学表达式）为  $T=p(d)$ ，而粒径  $d=p^{-1}(T)$  为其逆函数。定义  $F$  为级配函数的定积分值，其表达式为

$$F = \int_{d_{\min}}^{d_{\max}} p(d) d(d) \approx \int_0^{d_{\max}} p(d) d(d) \quad . \quad (1)$$

与特征状态对应，将相关级配划分为初始级配  $p_0(d)$ 、当前级配  $p(d)$ 、临界状态级配  $p_c(d)$  和破碎终止级配  $p_u(d)$ ，各自对应的定积分值为  $F_0$ 、 $F$ 、 $F_c$  和  $F_u$ 。依据破碎终止状态概念，其级配满足分形分布特征<sup>[9, 17-18]</sup>，表达式为  $p_u(d)=(d/d_{\max})^{3/I}$ ， $I$  为分形维数。依据文献[14]，当粗粒土级配满足 Talbot 分布<sup>[9]</sup> ( $T=p(d)=$

$(d/d_{\max})^{\mu}$ , 其中  $\mu$  为级配曲线形状指数) 时, 可由临界状态下级配形状指数  $\mu_c$  推知极限状态下  $\mu_u$ , 此时  $3-I=\mu_u$ 。

在文献[15]中, 笔者采用全局和局部破碎指标分别度量全部加载历程中和某一次加载过程中土的颗粒破碎大小, 以区分颗粒破碎的中止与终止状态。

对于修正相对破碎 (revised relative breakage)<sup>[8]</sup>, 定义全局、局部和临界状态破碎指标如下:  $B_r=(F-F_0)/(F_u-F_0)$ ,  $B'_r=(F-F_0)/(F_c-F_0)$ ,  $B_{rc}=B_r/B'_r$ ,  $B'_r=(F_c-F_0)/(F_u-F_0)$ 。

同理, 对于级配指数 (Grading Index:  $I_G$ )<sup>[6]</sup>, 定义全局、局部和临界破碎指标如下:  $I_G=F/F_u$ ,  $I'_G=F/F_0$ ,  $I_{Gc}=I_G/I'_G=F_c/F_u$ 。

依据  $B_r$  与  $I_G$  的定义以及不同特征状态的物理意义可知:  $B_r=0$  与初始级配关联, 而  $I_G=0$  与  $p(d)|_{d=d_{\max}}=100\%$  的单一级配关联, 且初始状态下的级配指数  $I_{G0}=F_0/F_u>0$ ;  $B_r=I_G=1$  均与破碎终止状态下土的(极限/分形分布) 级配关联。

破碎指标  $B_r$  或  $I_G$  均能体现破碎势大小,  $B_r$  或  $I_G$  越大, 破碎势则越小, 表明粗粒料后续可破碎的程度越小。 $B_r$  或  $I_G$  均可用以描述破碎历史, 可用以构建硬化/软化规则, 例如:  $p_c=f(B_r/I_G)$ 。

依据  $I_G$ ,  $I'_G$  与  $B_r$ ,  $B'_r$  的定义, 可以推导获得级配指数与相对破碎的数学关系:

$$B_r = \frac{F - F_0}{F_u - F_0} = \frac{I_G - I_{G0}}{1 - I_{G0}}, \quad (2)$$

$$B_{rc} = \frac{F_c - F_0}{F_u - F_0} = \frac{I_{Gc} - I_{G0}}{1 - I_{G0}}, \quad (3)$$

$$B'_r = \frac{F - F_0}{F_c - F_0} = \frac{I_G - I_{G0}}{I_{Gc} - I_{G0}} = \frac{I'_G - I'_{G0}}{1 - I'_{G0}}. \quad (4)$$

由于初始状态级配、临界状态级配以及破碎终止状态级配均可测定或推导获得<sup>[14]</sup>, 即对应定积分  $F_0$ ,  $F_c$  和  $F_u$  是确定的, 因此破碎指标仅是当前状态级配对应定积分  $F$  的函数。天然条件下形成的粗粒土通常具有连续级配, 可用具有单一待定参数  $\mu$  的级配函数来描述 (例如 Talbot 分布<sup>[9]</sup>)。藉由级配函数→定积分→破碎指标之间的递推关系, 可知破碎指标只为参数  $\mu$  的函数, 亦即

$$B_r=B_r(\mu), \quad B'_r=B'_r(\mu), \quad I_G=I_G(\mu), \quad I'_G=I'_G(\mu).$$

### 3 粗粒料三轴试验

#### 3.1 试验简介

针对西南地区一山区高填方路基填料开展了不同围压和不同应力水平条件下的固结排水三轴剪切试验研究。试验材料为采石场山体爆破开采所得粗粒料, 母岩岩性为弱风化石英砂岩。该材料的颗粒级配如图 1 所示, 级配特征参数:  $d_{10}=1.94 \text{ mm}$ ,  $d_{30}=9.97 \text{ mm}$ ,  $d_{50}=21.36 \text{ mm}$ ,  $d_{60}=28.02 \text{ mm}$ ,  $C_u=14.44$ ,  $C_c=1.83$ 。其他基本物理力学性质指标见表 1。

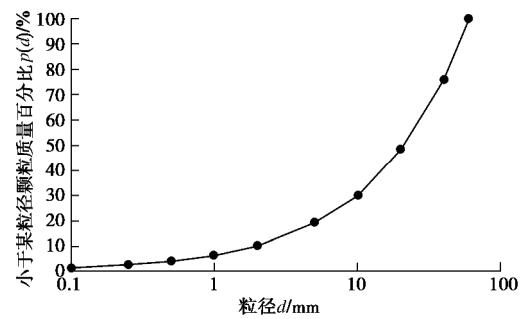


图 1 粗粒料级配曲线

Fig. 1 Grading curve of coarse-grained materials

试验设备为国产大型三轴仪, 最大围压 3 MPa。圆柱形试样尺寸为 300 mm(直径)×600 mm(高度)。依据路基填方高度, 确定测试围压  $s_3$  或固结压力  $s_c$  为 300, 600, 900 和 1200 kPa。在每级围压下, 当剪切阶段应力水平  $S_L=q/q_f$  达到 0.2, 0.4, 0.6 和 0.8 时, 停止试验并对试样进行筛分试验, 测定土的颗粒级配。其中,  $q$  和  $q_f$  分别为偏应力和峰值偏应力。当应力应变曲线存在应变软化阶段时, 取峰值状态及其之前阶段来定义应力水平。

整个试验包括试样制备、试样饱和、试样固结与排水剪切 4 阶段 (具体过程参见文献[19])。

#### 3.2 结果分析

##### (1) 应力应变

如图 2 所示, 该粗粒填料的应力-应变-体变曲线较为典型。当  $s_3=300$ , 600 和 900 kPa 时应力应变曲线具有微弱软化特性, 软化趋势随围压增加而减弱, 而当  $s_3=1200$  kPa 时应力应变曲线完全硬化。同理, 当  $s_3=300$  kPa 时体变曲线具有较强剪胀性, 而当  $s_3=600$  和 900 kPa 时体变曲线剪胀性逐渐减弱, 直至

表 1 粗粒料基本物理力学性质指标

Table 1 Basic physical and mechanical indexes of coarse-grained materials

土粒相对密度 $G_s$	相对密实度 $D_r/\%$	制样干密度 $/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	制样孔隙比 $e_0$	母岩抗压强度(饱和)/MPa	压缩模量 $E_{s4-8}/\text{MPa}$	压缩指数 $C_c$	再压缩指数 $C_s$	渗透系数 $k/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
2.72	96	2.10	0.295	86.9	93.5	$1.13\times 10^{-1}$	$1.48\times 10^{-3}$	0.227

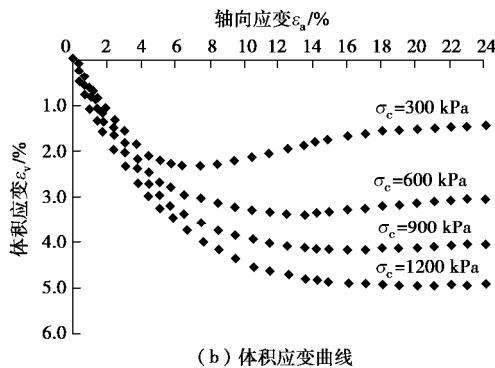
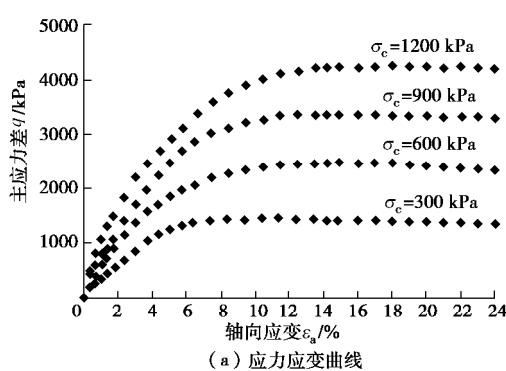


图 2 粗粒料应力应变与体积应变测试结果

Fig. 2 Test results of stress-strain-volume change of coarse-grained materials

$\sigma_3=1200 \text{ kPa}$  时完全剪缩。对测试数据进行拟合可知: 峰值与临界状态强度满足线性关系, 即  $q/p_a = 1.67p/p_a$  (峰值状态) 和  $q/p_a = 1.65p/p_a$  (临界状态), 其中  $p_a$  为大气压力。

## (2) 级配演化

由图 3 可知: ①颗粒破碎导致粗颗粒含量减小而细颗粒含量增加, 级配曲线绕  $d_{\max}$  点向上逐步抬升和偏移; ②围压越大, 初始与临界状态级配曲线间的变幅越宽, 排水固结阶段级配曲线上升幅度越大; ③某一级围压下, 应力水平越高, 其级配曲线越接近该级围压下的临界状态级配; ④三轴试验制样过程中亦产生颗粒破碎, 使得级配曲线轻微上抬。此外, 图 3 还表明: 制样与固结导致了级配变化, 但较之剪切而言很小, 这与文献[20]的测试结果及分析结论吻合。

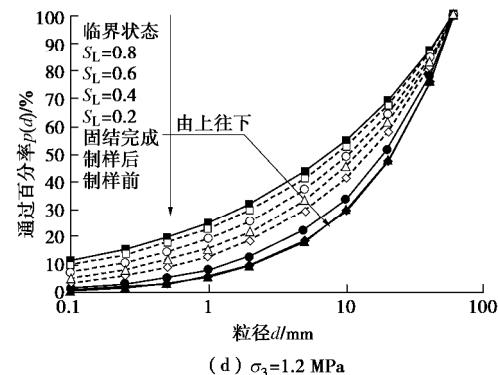
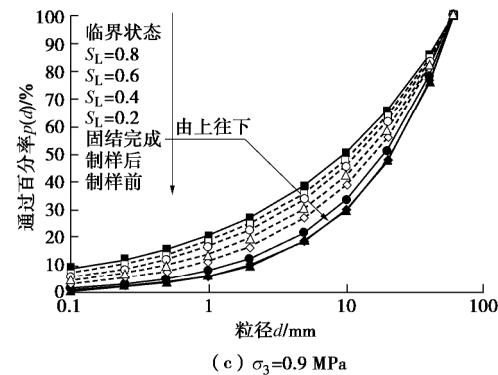
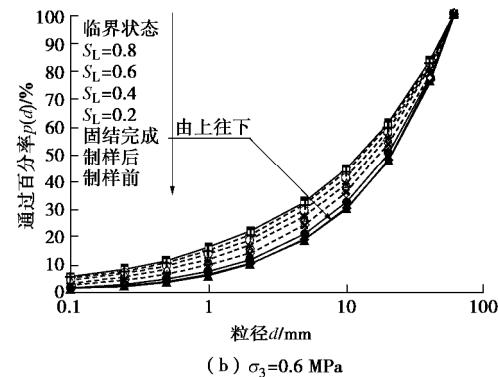
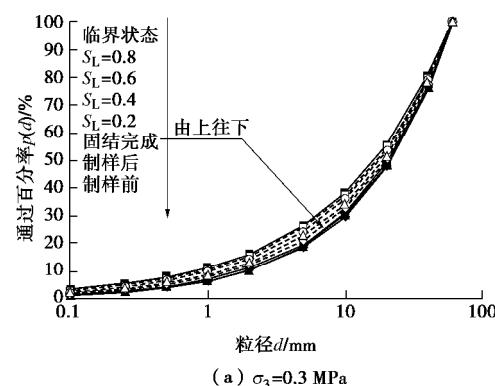


图 3 大型三轴试验各个阶段粗粒料的级配曲线

Fig. 3 Grading curves of coarse-grained materials in various phases of large-scale triaxial tests

采用非线性拟合分析可知, 本文试验所用粗粒料级配曲线满足 Talbot 分布<sup>[9]</sup>。图 4 给出了三轴试验各个阶段级配曲线形状指数  $\mu$  的变化规律。由图 4 可知, 不同应力路径下粗粒料  $\mu$  随归一化平均主应力  $p/p_a$  的增加而非线性减小。对于三轴剪切路径,  $S_L$  或  $S_3$  越大  $\mu$  变幅越大。固结完成和临界状态两条路径是不同围压三轴剪切路径下  $\mu$  曲线的上、下包线。

图 5 则给出了三轴试验各个阶段级配参数  $C_u$  与  $C_c$  的变化规律。对比图 4 与图 5 可知,  $C_u/C_c - p/p_a$  曲线与  $\mu - p/p_a$  曲线变化规律恰好相反。固结完成路径下的  $C_u/C_c$  曲线非常平缓, 而其他路径下  $C_u$  关于  $p/p_a$  变化急剧,  $C_c$  关于  $p/p_a$  变化相对较小。临界状态和固结完成两条路径是不同围压三轴剪切路径下  $C_u/C_c$  曲线的上、下包线。

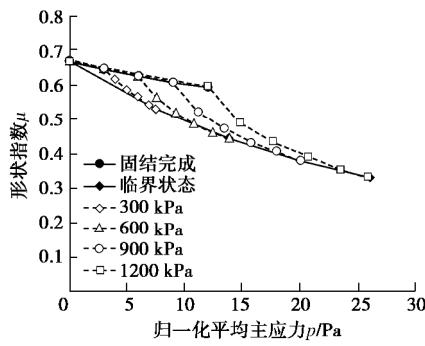


图 4 大型三轴试验各个阶段粗粒料级配曲线形状指数变化规律

Fig. 4 Evolution of shape index of grading curves of coarse-grained materials in various phases of large-scale triaxial tests

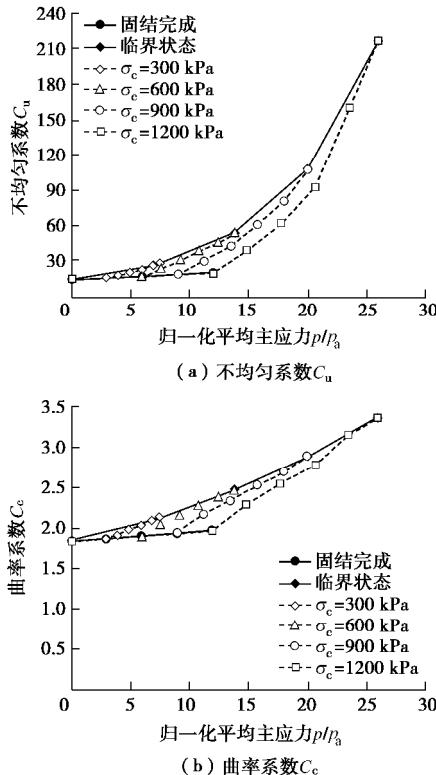


图 5 大型三轴试验各个阶段粗粒料级配参数变化规律

Fig. 5 Evolution of grading parameters of coarse-grained materials in various phases of large-scale triaxial tests

上述规律表明：粗粒料宏观层面上的应力-应变-体变变化与细观尺度下的颗粒破碎或细化过程同步，其级配演化与粗颗粒破碎为细颗粒的渐进过程直接关联。

### (3) 颗粒破碎

依据全局与局部破碎的定义及其物理意义分析可知：三轴剪切过程中的 $B'_r$ 主要受偏应力 $q/p_a$ 或应力水平 $S_L$ 控制； $B_r$ 则受偏应力 $q/p_a$ 和平均主应力 $q/p_a$ 二者共同影响；固结完成和临界状态下的 $B_{r0}$ 和 $B_{rc}$ 主要受平均主应力 $p/p_a$ 控制。

鉴于式(2)~(4)给出了 $I_G$ 与 $B_r(B'_r)$ 的显式

数学关系，限于篇幅，以下只对本文大型三轴试验过程中粗粒料  $B_r$  ( $B'_r$ ) 的演化规律进行具体分析。

a) 全局破碎

由图 6 和 7 可知：

对于三轴剪切路径，破碎指标  $B_r$  关于  $p/p_a$  或  $q/p_a$  的变化规律类似，且二者均与级配参数  $C_u/C_c$  关于  $p/p_a$  的变化规律相似。当  $s_3 = \text{const}$  时， $B_r$  随  $p/p_a$  或  $q/p_a$  增加而增加，而当  $S_L = \text{const}$  时， $B_r$  均随  $s_3$  增加而增加。然而， $B_r - p/p_a$  曲线的变化率大于  $B_r - q/p_a$  曲线。通过非线性拟合获得  $B_r = B_r(p/p_a, q/p_a)$  的数学表达式：

$$B_r = 1 - \exp \left\{ - \left[ a \left( \frac{p}{p_a} \right)^{5/4} + b \left( \frac{q}{p_a} \right)^{5/4} \right] \right\}, \quad (5)$$

式中,  $a = 8.19 \times 10^{-3}$ ,  $b = 5.12 \times 10^{-3}$ ,  $R^2 = 0.98$ 。

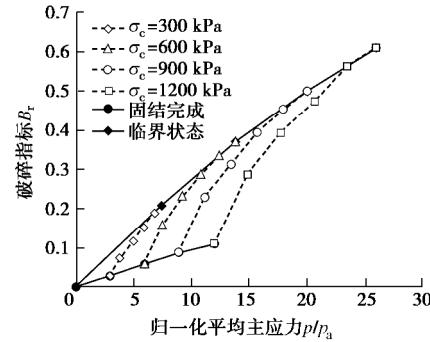


图 6 大型三轴试验各阶段粗粒料  $B_r - p/p_a$  曲线

Fig. 6  $B_r$ - $p/p_a$  curves of coarse-grained materials in various phases of large-scale triaxial tests

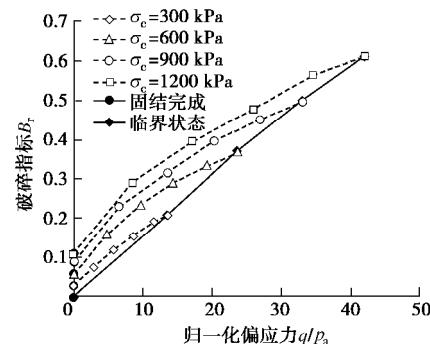


图 7 大型三轴试验各阶段粗粒料  $B_r - q/p_a$  曲线

Fig. 7  $B_r$ - $q/p_a$  curves of coarse-grained materials in various phases  
of large-scale triaxial tests

临界状态和固结完成两条路径是不同围压三轴剪切路径下  $B_r - p/p_a$  和  $B_r - q/p_a$  曲线的上、下包线。在这两条特殊应力路径下，破碎指标  $B_{rc}$  和  $B_{r0}$  均从 0 开始并关于  $p/p_a$  单调增加。对三轴试验数据进行非线性拟合，可得如下数学表达式：

$$B_{\text{rc}} = 1 - \exp \left( -a_c \left( \frac{p}{p_a} \right)^{1/4} \right) , \quad (6)$$

$$B_{r0} = 1 - \exp\left(-a_0\left(\frac{p}{p_a}\right)^{5/4}\right), \quad (7)$$

式中,  $a_c = 1.67 \times 10^{-2}$ ,  $R^2 = 0.99$ ;  $a_0 = 5.67 \times 10^{-3}$ ,  $R^2 = 0.97$ 。

拟合结果与测试结果的对比情况如图 8 所示。

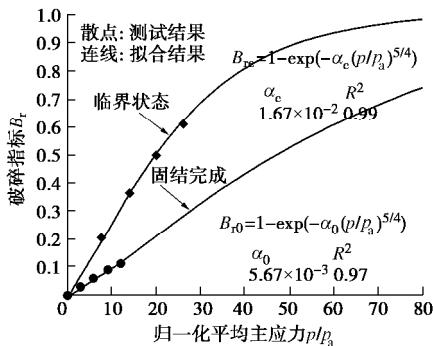


图 8 固结完成与临界状态粗粒料  $B_{r0}/B_{rc}$  -  $p/p_a$  拟合曲线

Fig. 8 Fitting curves of  $B_{r0}/B_{rc}$ - $p/p_a$  of coarse-grained materials at end of consolidation and in critical state

### b) 局部破碎

由图 9 可知:

对于三轴剪切路径,  $B'_r$  -  $S_L$  曲线与  $B_r$  -  $q/p_a$  曲线的变化趋势类似。当  $S_L = \text{const}$  时,  $B'_r$  关于  $S_3$  增加而有较小增幅, 且应力水平越大增幅越小。当  $S_L \rightarrow 1$  时,  $\Delta B'_r \rightarrow 0$ 。在任意围压下, 破碎指标  $B'_r$  均随应力水平  $S_L$  增加而累积, 均由固结完成时的初值  $B'_{r0}$  一直增长到临界状态时的 1.0。 $B'_{r0}$  可反映  $B'_r$  受  $p$  变化而产生的影响规律。非线性拟合获得如下表达式:

$$B'_r = \frac{B_r}{B_{rc}} = B'_{r0} + (1 - B'_{r0}) \frac{g S_L}{(g - 1) + S_L}, \quad (8)$$

式中,  $B'_{r0}$  和  $g$  为材料参数, 拟合结果与测试结果的对比情况如图 9 所示。

在  $B'_r$  -  $S_L$  坐标中, 临界状态和固结完成两条路径仍是不同围压三轴剪切路径下  $B'_r$  -  $S_L$  曲线的上、下包线/界限; 临界状态应力路径退化为 1 个点, 而固结完成应力路径则为纵坐标上的 1 条直线。

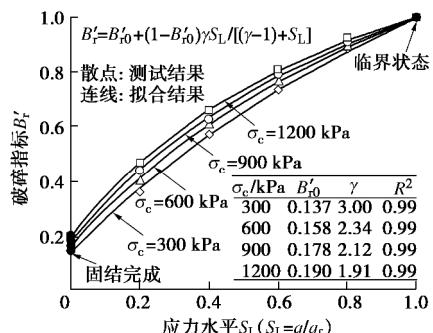


图 9 大型三轴试验各阶段粗粒料  $B'_r$  -  $S_L$  拟合曲线

Fig. 9 Fitting curves of  $B'_r$  -  $S_L$  of coarse-grained materials in various phases of large-scale triaxial tests

## 4 结 论

本文分析了土的颗粒破碎基本性质, 定义了全局与局部破碎指标, 并通过大型三轴试验研究了粗粒料颗粒破碎演化规律。主要研究结论如下:

(1) 分析提出了土的颗粒破碎 4 项基本性质, 以及在长期/反复加载过程中土的颗粒破碎 3 个特征状态, 区分了破碎的中止与终止概念。

(2) 基于土的颗粒破碎渐进演化历史与进程分析, 定义了全局与局部破碎指标, 给出了(修正)相对破碎  $B_r$  与级配指数  $I_G$  间的数学关系。

(3) 定性分析了三轴试验过程中粗颗粒级配变化规律, 给出了各类型破碎指标的数学表达式, 揭示了单调加载条件下粗粒料颗粒破碎完整规律。

有待进一步开展不同应力水平下粗粒料三轴蠕变试验研究, 以便全面了解瞬时加载与荷载恒定条件下粗粒料颗粒破碎变化规律间的相关关系, 为揭示高土(堆)石坝工后长期变形机理提供试验依据。

## 参考文献:

- [1] 日本土质工学会(日). 堆石料的现场压实[M]. 郭熙灵, 等译. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. (Association of Geotechnique of Japan. In-Situ Compaction of Coarse-Grained Materials[M]. GUO Xi-ling, et al trans. Beijing: China Water Power Press, 1999. (in Chinese))
- [2] SEBASTINA L G. Evaluation of Crushing in Granular Materials Using the Discrete Element Method and Fractal Theory[D]. Pittsburgh: University of Pittsburgh, 2006.
- [3] MARSAL R J. Large scale testing of rockfill materials[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1967, **93**(2): 27 - 43.
- [4] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985, **111**(10): 1177 - 1192.
- [5] LADE P V, YAMAMURO J A, BOPP P A. Significance of particle crushing in granular materials[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, **122**(4): 309 - 316.
- [6] MUIR W D, MAEDA K. Changing grading of soil: effect on critical state[J]. Acta Geotechnica, 2008, **3**(1): 3 - 14.
- [7] XIAO Y, LIU H L. Elastoplastic constitutive model for rockfill materials considering particle breakage[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2017, **17**(1): 1 - 13.
- [8] EINAV I. Breakage mechanics-part I: theory[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2007, **55**(6): 1274 - 1297.
- [9] McDOWELL G R, BOLTON M D. On the micromechanics

- of crushable aggregates[J]. *Géotechnique*, 1998, **48**(5): 667 - 679.
- [10] 尹振宇, 许 强, 胡 伟. 考虑颗粒破碎效应的粒状材料本构研究: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2170 - 2180. (YIN Zhen-yu, XU Qiang, HU Wei. Constitutive relations for granular materials considering particle crushing: review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2170 - 2180. (in Chinese))
- [11] KIKUMOTO M, MUIR WOOD D, RUSSELL A. Particle crushing and deformation behavior[J]. *Soils and Foundations*, 2010, **50**(4): 547 - 563.
- [12] KAN E M, TAIEBAT H A. A bounding surface plasticity model for highly crushable[J]. *Soils and Foundations*, 2014, **54**(6): 1188 - 1201.
- [13] LIU H B, ZOU D G. Associated generalized plasticity framework for modeling gravelly soils considering particle breakage[J]. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 2013, **139**(5): 606 - 615.
- [14] LIU M C, ZHANG Y, ZHU H Z. 3D elastoplastic model for crushable soils with explicit formulation of particle crushing[J]. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 2017, **143**(12): 1 - 18.
- [15] LIU M C, GAO Y F, LIU H L. An elastoplastic constitutive model for rockfills incorporating energy dissipation of nonlinear friction and particle breakage[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2014, **38**(9): 935 - 960.
- [16] 刘萌成, 高玉峰, 刘汉龙. 模拟堆石料颗粒破碎对强度变形的影响[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(11): 1691 - 1699. (LIU Meng-cheng, GAO Yu-feng, LIU Han-long. Effect of particle breakage on strength and deformation of modeled rockfills[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(11): 1691 - 1699. (in Chinese))
- [17] TURCOTTE D L. Fractals and fragmentation[J]. *Journal of Geophysical Research*, 1986, **91**(B2): 1921 - 1926.
- [18] SAMMIS C G, KING G, BIEGEL R. The kinematics of gouge deformations[J]. *Pure Applied Geophysics*, 1987, **125**(5): 777 - 812.
- [19] 刘萌成, 高玉峰, 刘汉龙. 应力路径条件下堆石料剪切特性大型三轴试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(1): 176 - 186. (LIU Meng-cheng, GAO Yu-feng, LIU Han-long. Study on shear behaviors of rockfill in large-scale triaxial tests under different stress paths[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(1): 176 - 186. (in Chinese))
- [20] JIA Y F, XU B, CHI S C, et al. Research on the particle breakage of rockfill materials during triaxial tests[J]. *International Journal of Geomechanics, ASCE*, 2017, **17**(10): 1 - 11.

DOI: 10.11779/CJGE202003019

# 黏性土中裙式吸力基础沉贯与注水拔出试验研究

李大勇<sup>1,2</sup>, 王栋林<sup>1</sup>, 张雨坤<sup>\*1</sup>, 高玉峰<sup>3</sup>

(1. 山东科技大学山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590; 2. 福州大学土木工程学院, 福建 福州 350108;  
3. 河海大学土木交通学院, 江苏 南京 210024)

**摘要:** 开展模型试验研究海洋黏性土中裙式吸力基础沉贯和注水上拔特性, 并研究了土体强度、基础尺寸和安装方式等影响因素。研究表明: 主桶长径比为 1.0 和 2.0 的裙式吸力基础最终沉贯深度较相同高度传统吸力基础仅降低 2% 和 6%, 证实了裙式吸力基础在黏性土中具有良好沉贯性。主桶和裙结构在吸力沉贯时对土体造成扰动, 导致吸力沉贯阻力小于压力贯入时的阻力。基于极限平衡方法, 提出了裙式吸力基础在黏性土中的沉贯阻力与所需吸力的计算公式, 并验证其准确性。得到传统和裙式吸力基础在注水拔出过程中基础内部水压力、上拔阻力与基础上拔位移之间的关系, 发现基础内部水压力随上拔位移先迅速增加至最大值, 然后逐渐降低, 裙式吸力基础最终上拔位移小于相同基础高度的传统吸力基础。得到了裙式吸力基础注水拔出阻力计算公式。

**关键词:** 裙式吸力基础; 黏性土; 吸力沉贯; 注水拔出; 模型试验

中图分类号: TU442 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)03-0568-08

作者简介: 李大勇(1971—), 男, 教授, 从事海洋岩土工程等方面的理论及试验研究。E-mail: ldy@fzu.edu.cn。

## Model tests on penetration and extraction of modified suction caissons in clay

LI Da-yong<sup>1,2</sup>, WANG Dong-lin<sup>1</sup>, ZHANG Yu-kun<sup>1</sup>, GAO Yu-feng<sup>3</sup>

(1. Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Qingdao 266590, China; 2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350116, China; 3. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** A series of model tests are conducted to investigate the installation and extraction behavior of the modified suction caisson(MSC) embedded in marine clay by taking the MSC dimensions, shear strength of clay and installation method into account. It is found that the discrepancies between the final penetration depths of the MSC with the aspect ratio of 1.0 and 2.0 and the corresponding regular suction caissons (RSCs) are 2% and 6%, indicating that the MSC can penetrate into the clay to a desired depth. During suction-assisted installation, the internal compartment and the external skirt are found to disturb the soils around the caisson, leading to the decrease of the penetration resistance compared with the penetration resistance during jacking installation. Based on the limit equilibrium method, the expressions for estimating the required suction to penetrate the MSC into clay and the penetration resistance were proposed. In addition, the variations of the water pressure in the suction caisson and uplift resistance during suction caisson extraction are also obtained. The results show that the water pressure in suction caisson firstly increases sharply to the maximum value with the extraction displacement, and then decreases to a certain value. It is also found that the MSCs and RSCs can not be fully extracted by injecting water into the caisson. The expression obtaining the extraction resistance of the MSC is proposed to guide the foundation design.

**Key words:** modified suction caisson; clay; suction-assisted installation; extraction by water injection; model test

## 0 引言

海上风电塔架基础主要为重力式基础和大直径桩单基础, 但这些基础建设安装成本高, 且仅适用于水深小于 50 m 的浅海水域。吸力基础可以克服上述基础形式不足, 同时具有安装简便、可重复利用等优点。近年来吸力基础在海上风电工程中得到应用, 被用作海上风机、测风塔和海上升压站基础。

工程实践及研究表明, 吸力基础能成功穿越中粗砂及以下砂土、粉土以及黏性土地基<sup>[1]</sup>。国内外学者通过开展模型试验、数值模拟以及理论分析, 研究了吸力基础在砂土粉土以及黏性土中吸力沉贯特性

基金项目: 国家自然科学基金项目(51879044, 51808325, 51639002);  
山东科技大学科研创新团队项目(2015TDJH104)

收稿日期: 2019-01-29

\*通信作者(E-mail: philc007@163.com)

(Andersen 等<sup>[2]</sup>、Randolph 等<sup>[3]</sup>、Houlsby 等<sup>[4]</sup>)、Chen 等<sup>[5]</sup>和 Zhou 等<sup>[6]</sup>)。研究表明, 吸力沉贯吸力值大小取决于基础受到的阻力。沉贯阻力主要包括基础内外壁摩阻力以及基础端部阻力。准确预测基础沉贯阻力对沉贯吸力值的确定有重要的指导意义。

Houlsby 等<sup>[4,7]</sup>得到了砂土和黏性土中, 吸力基础在自重沉贯和吸力沉贯中的贯入阻力以及吸力沉贯最大容许吸力值的计算公式。Chen 等<sup>[8]</sup>得到吸力基础在砂土中沉贯侧壁摩阻力及端部阻力变化规律率, 讨论了渗流作用对沉贯阻力的影响。李大勇等<sup>[1]</sup>证实吸力基础可在中粗砂及以下砂土中实现沉贯, 发现施加吸力引起砂土中渗流可显著降低基础沉贯阻力。Zhu 等<sup>[9]</sup>基于桶壁摩擦力和静力触探阻力预测了沉贯所需的吸力值。

海上风场的设计使用期限一般为 20 a, 实现其可持续发展, 势必要在原有风场的基础上进行升级改造, 即选择研发更大容量的风机设备, 致使原有基础难以满足新的设计要求。因此需要实现原有风电塔架基础的拔出及重复利用。吸力基础具有高压注水可回收、重复利用的优点, 明确其注水拔出特性具有重要意义。目前国内外对吸力基础开展注水拔出特性研究较少。Zhang 等<sup>[10-11]</sup>研究砂土中吸力基础注水拔出特性, 发现吸力基础的极限抗拔承载力受上拔速率的影响较大, 极限抗拔承载力随上拔速率的增加而增大。另外发现基础拔出位移达 0.04 倍基础直径时, 基础内部注水压力达到最大值。

裙式吸力基础是李大勇等<sup>[12]</sup>对传统吸力基础的改进。李大勇等<sup>[13-16]</sup>和张雨坤等<sup>[17-18]</sup>通过开展模型试验和数值模拟对裙式吸力基础的水平承载力和竖向承载力进行了一系列研究, 但基础在黏性土的沉贯和注水拔出特性研究需要进一步深入。此外, 当吸力基础沉贯时遇到坚硬土体或石块, 导致基础无法继续沉贯, 通常需要将基础注水拔出, 改变位置重新沉贯, 因此有必要将沉贯和注水拔出作为一个连续过程进行研究。

基于极限平衡法提出裙式吸力基础在黏性土中吸力沉贯阻力和所需吸力值计算公式。研究裙式和传统吸力基础的吸力沉贯和注水拔出特性, 基于试验结果, 得到吸力基础注水拔出过程阻力计算公式。

## 1 沉贯阻力及吸力计算公式

Houlsby 等<sup>[4]</sup>, 提出了传统吸力基础在黏性土中吸力贯入阻力计算方法见式(1), 可用于计算裙结构未与土体接触时裙式的吸力基础沉贯阻力。

$$G' + 0.25S\pi d_i^2 = F_{IC,i} + F_{IC,o} + Q_{IC,tip} \quad , \quad (1)$$

式中,  $G'$  为吸力基础浮重量,  $S$  为基础内部吸力值,

$F_{IC,i}$  和  $F_{IC,o}$  分别为主桶内壁和外壁摩阻力,  $Q_{IC,tip}$  为主桶端部阻力。

式(1)中各项阻力均采用不排水抗剪强度进行计算。假设沉贯计算中黏性土的不排水抗剪强度  $s_u$  随埋深  $z$  线性变化:

$$s_u = s_{u0} + kz \quad , \quad (2)$$

式中,  $s_{u0}$  为土体表面不排水抗剪强度,  $k$  为不排水抗剪强度随深度变化梯度。

主桶内、外壁摩阻力、端部阻力可分别由下式计算:

$$\left. \begin{aligned} F_{IC,i} &= a_{IC,i} \pi d_i \int_0^h s_u(z) dz , \\ F_{IC,o} &= a_{IC,o} \pi d_o \int_0^h s_u(z) dz , \\ Q_{IC,tip} &= [g'h - S + N_{IC,c} s_u(h)] \pi dt . \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中  $a_{IC,i}$ ,  $a_{IC,o}$  分别为主桶内、外壁土体扰动系数;  $N_{IC,c}$  为主桶端部以下土体承载力系数;  $g'$  为土体有效重度;  $h$  为基础贯入深度;  $d=(d_o+d_i)/2$  为主桶平均直径。

当裙结构接触泥面后, 裙式吸力基础沉贯阻力由主桶内外壁摩阻力、端阻力以及裙结构内外壁摩阻力、端阻力组成, 沉贯阻力可由下式计算:

$$G' + 0.25S\pi d_i^2 = F_{ES,i} + F_{ES,o} + Q_{ES,tip} + F_{ES,i} + F_{ES,o} + Q_{ES,tip} , \quad (4)$$

式中,  $F_{ES,i}$  和  $F_{ES,o}$  分别为裙结构内、外壁摩阻力,  $Q_{ES,tip}$  为裙结构端部阻力, 分别由下式计算:

$$\left. \begin{aligned} F_{ES,i} &= a_{ES,i} \pi D_i \int_0^H s_u(z) dz , \\ F_{ES,o} &= a_{ES,o} \pi D_o \int_0^H s_u(z) dz , \\ Q_{ES,tip} &= [g'H + N_{ES,c} s_u(H)] \pi dt . \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中  $a_{ES,i}$ ,  $a_{ES,o}$  分别为裙结构内、外壁土体扰动系数;  $N_{ES,c}$  为裙结构下土体承载力系数;  $H=h-l+L$  为裙结构贯入深度;  $D=(D_o+D_i)/2$  为裙结构平均直径。

由于黏性渗透系数非常低, 吸力沉贯时, 可以忽略吸力引起的土中渗流作用<sup>[4]</sup>。因此, 传统吸力基础沉贯过程中所需吸力由下式计算:

$$S_{req} = \frac{F_{IC,i} + F_{IC,o} + [g'h + N_{IC,c} s_u(h)] \pi dt - G'}{0.25\pi d_i + \pi dt} . \quad (6)$$

式(6)也可计算裙结构未与泥面接触时基础所需吸力值。当裙结构与泥面接触后, 裙式吸力基础沉贯所需吸力为

$$S_{req} =$$

$$\frac{F_{IC,i} + F_{IC,o} + [g'h + N_{IC,c} s_u(h)] \pi dt + F_{ES,i} + F_{ES,o} + Q_{ES,tip} - G'}{0.25\pi d_i + \pi dt} . \quad (7)$$

由式(6)和(7)可知,当裙结构接触泥面后,裙式吸力基础沉贯所需吸力大于传统吸力基础。

## 2 模型试验装置及流程

### 2.1 试验装置

试验采用模型箱尺寸为长×宽×高=1.0 m×1.0 m×1.0 m。试验黏性土采用泥浆沉降法堆载预压制备,土层最终厚度达0.8 m,土体参数如表1所示。

钢制传统吸力基础(编号RSC1和RSC2)和裙式吸力基础(编号MSC1和MSC2)模型示意图和尺寸如图1和表2所示。试验在两种强度土体中开展,不同土体强度通过控制堆载预压时间实现。主桶顶板设有两个抽水孔,分别与抽水泵和压力传感器连接。裙结构顶板设有2个排水孔。

表1 试验土体参数

Table 1 Parameters of clay

含水率 /%	渗透系数 (m·s <sup>-1</sup> )	饱和重度 (kN·m <sup>-3</sup> )	塑性 指数	液性 指数
39	5.46×10 <sup>-9</sup>	19.1	18.4	0.6

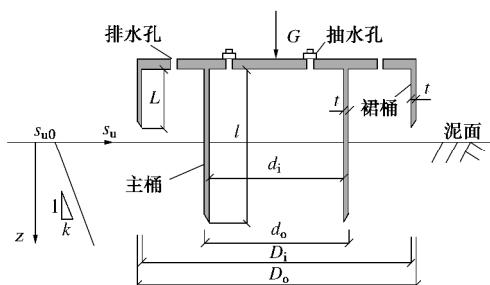


图1 裙式吸力基础示意图

Fig. 1 Modified suction foundation

模型试验装置如图2所示。抽水泵通过PVC管路与基础连接,通过抽取主桶内水体或向主桶内注水实现基础沉贯和上拔。

### 2.2 试验流程

首先将吸力基础在自重作用下贯入土体。然后将

抽水泵和压力传感器与主桶抽水孔相连。开启抽水泵,进行吸力沉贯。沉贯过程中采用水准气泡和测斜仪调整基础沉贯垂直度(图3)。吸力沉贯试验结束后,使用抽水泵向主桶内高压注水,进行注水拔出试验。

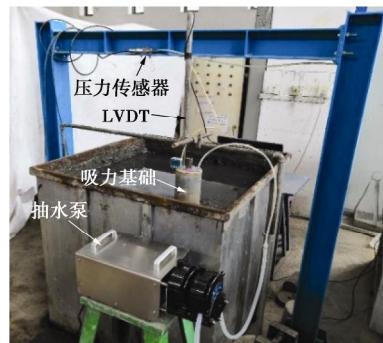


图2 试验装置

Fig. 2 Test setup



图3 吸力基础沉贯

Fig. 3 Installation of suction caissons

## 3 试验结果分析

表3给出了不同工况传统和裙式吸力基础吸力沉贯所用时间以及最终沉贯深度。传统和裙式吸力基础最终沉贯深度约为主桶高度的80%~84%。主桶长径比为1.0和2.0的裙式吸力基础最终沉贯深度较相同高度的传统吸力基础仅小约2%和6%,说明裙式吸力基础在黏性土中有良好的沉贯性。

图4为不同强度土体中传统吸力基础沉贯阻力及基础内部吸力随沉贯深度变化规律,其中沉贯阻力由基础竖向静力平衡推到得到。基础沉贯阻力与内部吸力随沉贯深度增加均逐渐增加。图4还给出采用式(1)和(6)计算得到的不同深度下传统吸力基础沉贯阻力

表2 试验模型尺寸

Table 2 Dimensions of test caisson models

试验工况	安装方式	土体强度 $S_u$	重量 G/N	$d_i$ /mm	$l$ /mm	$D_i$ /mm	主桶长径比 ( $l/D_i$ )	$L$ /mm	$t$ /mm
RSC1	吸力沉贯	$S_u=12+0.8z$	17.3	120	120	—	—	—	2
MSC1	吸力沉贯	$S_u=12+0.8z$	28.8	120	120	180	1.0	60	—
RSC2	吸力沉贯	$S_u=3.3+0.1z$	23.1	120	240	—	—	—	2
MSC2	吸力沉贯	$S_u=3.3+0.1z$	34.8	120	240	180	2.0	90	—
RSC3	压力贯入	$S_u=3.3+0.1z$	23.1	120	240	—	—	—	2
MSC3	压力贯入	$S_u=3.3+0.1z$	34.8	120	240	180	2.0	90	—

说明:  $z$ 为土体中计算点的深度。



表3 各工况吸力沉贯试验结果

Table 3 Test results of installation for various test cases

试验工况	沉贯时间/s	沉贯量/mm	最大吸力/kPa	沉贯阻力/kN
RSC1	138	95.8 (0.8l)	33.1	0.38
MSC1	236	96.9 (0.81l)	40.0	0.45
RSC2	113	201.4 (0.84l)	23.0	0.28
MSC2	124	190.0 (0.8l)	25.5	0.33

和所需吸力值。参考 Andersen 等<sup>[19]</sup>研究结果, 式中取主桶端部承载力系数  $N_{IC,c}=7.5$ 。同时, 根据 Housby 和 Byrne 等<sup>[4]</sup>的研究假定主桶内壁与外壁土体的扰动系数  $a_{IC,i}=0.5$ ,  $a_{IC,o}=0.5$ 。由式(1)反演得到较高强度和低强度试验黏性土在泥面处不排水抗剪强度, 分别为  $S_{u0}=12 \text{ kPa}$  和  $3.3 \text{ kPa}$ , 不排水抗剪强度随埋深  $z$  变化的关系分别为:  $S_u=12+0.8z$ ,  $S_u=3.3+0.1z$ 。由图 4 图可知, 试验值与理论计算值吻合较好, 说明反演土体参数可靠性。

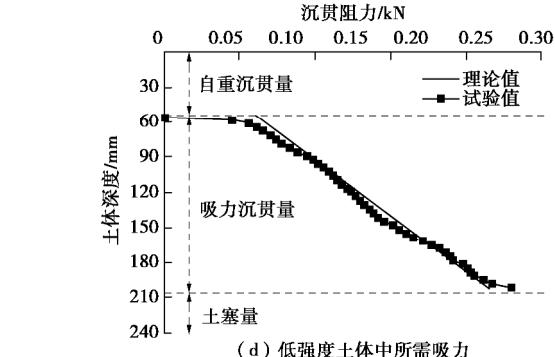
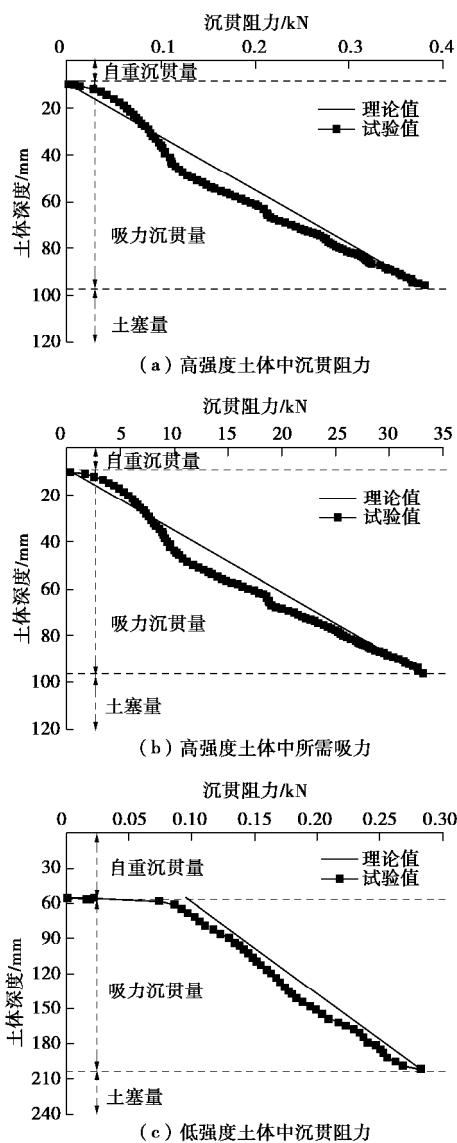
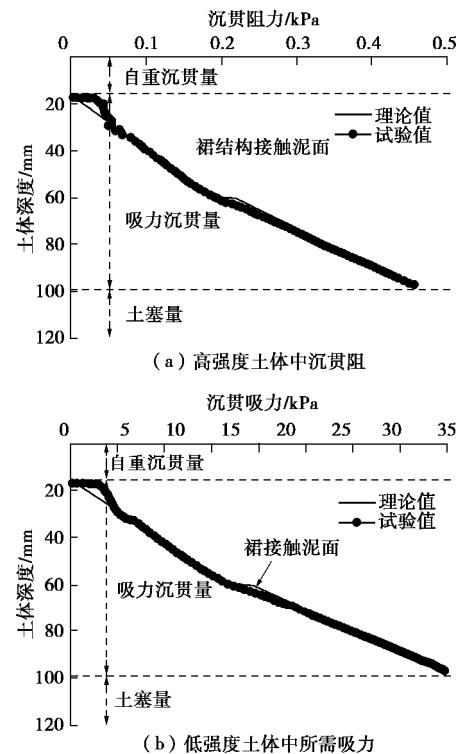


Fig. 4 Relationships among installation resistance, suction and penetration depth for RSCs

图 5 为裙式吸力基础沉贯阻力及基础内部吸力随沉贯深度变化规律。试验值与理论值吻合较好, 证实公式的适用性和准确性。其中式(4)和式(7)中取  $a_{ES,i}=3.5$ ,  $a_{ES,o}=3.5$ ,  $N_{ES,c}=4$ 。由此可知, 主桶的贯入会对裙结构下土体产生扰动, 导致裙结构下土体扰动系数和端部承载力系数较降低。从图 5(a)中可得当裙结构与土体接触时, 基础沉贯阻力突然增大, 然而试验中沉贯阻力突变不明显, 这是由于裙结构模型端部加工成尖端(图 1), 导致端阻力降低。

图 5(b) 和 (d) 为不同强度土体中裙式吸力基础主桶内部吸力随沉贯深度变化规律。当裙结构接触土体时, 主桶内吸力显著增加, 强度较高黏性土中吸力随沉贯深度增长率发生明显改变, 而在低强度黏性土中增长率变化不显著。在强度较低和较高土体中, 裙式吸力基础所需吸力最大值较传统吸力基础分别提高 20% 和 11%。



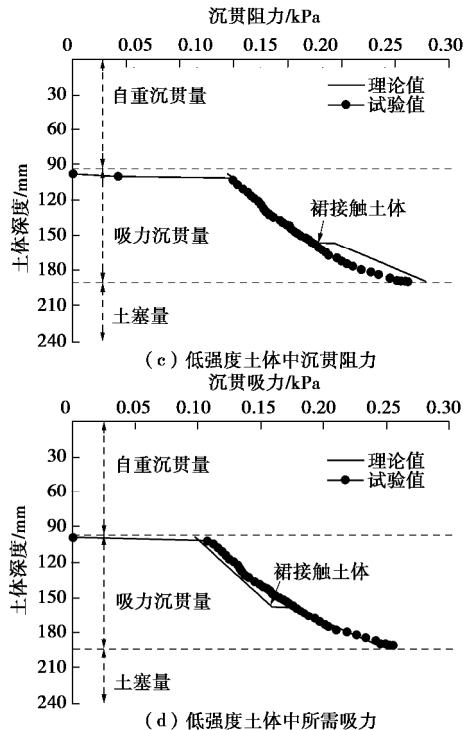


图 5 裙式吸力基础沉贯阻力、所需吸力变化

Fig. 5 Relationships among installation resistance, suction and penetration depth for MSCs

表 3 所示, 虽然长径比为 1.0 的 RSC1 和 MSC1 基础最终沉贯深度仅为长径比为 2.0 的 RSC2 和 MSC2 基础的 0.5 倍, 但由于 RSC1 和 MSC1 试验土体强度远高于 RSC2 和 MSC2 试验土体强度, 导致 RSC1 和 MSC1 沉贯吸力最大值较 RSC2 和 MSC2 分别提高 43.9% 和 56.9%, 沉贯阻力分别提高 35.7% 和 36.4%。因此, 在影响吸力基础沉贯阻力各因素中, 土体强度占主导地位。

#### 4 注水拔出试验结果分析

用抽水泵向主桶内注水, 实现基础向上拔出回收。图 6 给出了传统吸力基础和裙式吸力基础注水上拔位移随时间变化规律。裙式吸力基础上拔所用时间较传统吸力基础显著降低, 主要原因为, 上拔过程中, 基础内部水压力首先克服自重及主桶和裙结构内外壁摩阻力, 相比于传统吸力基础, 裙式吸力基础自重及摩阻力显著提高, 注水拔出时需更高注水压力以及注水速度实现上拔, 因此其上拔时间较传统吸力基础缩短。另外, 裙式吸力基础最终上拔位移也小于传统吸力基础, 因此上拔所需时间较短。

由图 6 可得, 传统和裙式吸力基础并未实现完全拔出。通过观察上拔过程中基础周围土体变化发现, 当基础拔出至一定位置时, 基础周围土体产生裂隙, 内部水体从裂隙涌出, 导致基础内部水压力迅速降低, 基础无法继续上拔, 此时基础在自重作用下发生小幅

回落。

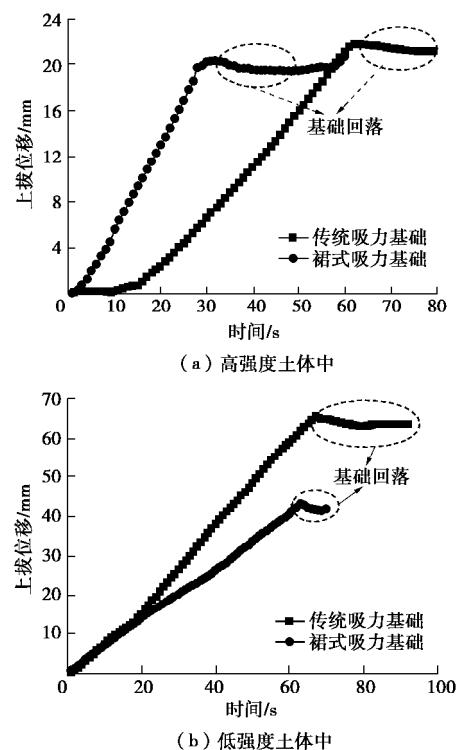


图 6 吸力基础拔出位移随时间变化

Fig. 6 Relationships between extraction displacement and elapsing time

图 7 给出了传统和裙式吸力基础内部水压力随时间变化规律。在不同强度土体中, 基础内水压力均快速增长到达峰值, 随后随着时间的增加下降。

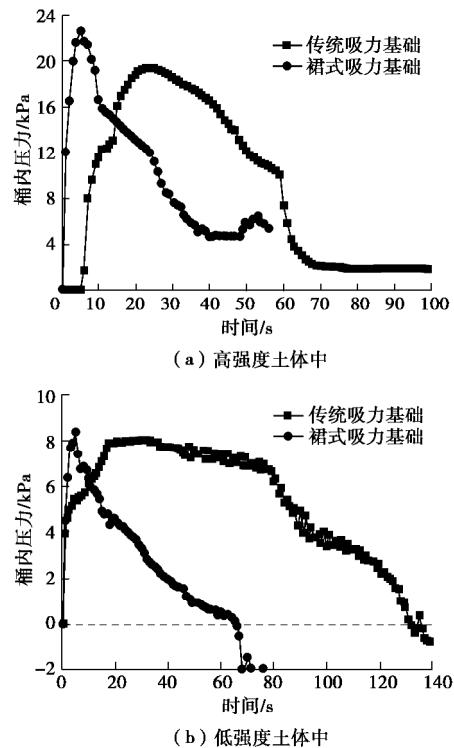


图 7 主桶内压力随时间变化

Fig. 7 Variation of water pressure in internal compartment

表 4 注水上拔试验数据

Table 4 Test results for suction caissons during extraction

试验工况	上拔时间/s	上拔位移/mm	桶内最大水压力		最大上拔阻力	
			值/kPa	时间/s	值/kPa	时间/s
RSC1	63	21.8 (18%)	19.5	23	0.22	23
MSC1	60	20.7 (17%)	22.7	5	0.25	6
RSC2	67	65.4 (27%)	8.4	5	0.10	6
MSC2	127	43.8 (18%)	8.1	31	0.11	31

图 8 为不同强度土体中基础上拔位移 - 内部压力曲线图。上拔初期, 基础竖向位移较小, 但基础内部水压力迅速增加至峰值。此后, 随着上拔位移的增加, 桶内压力开始缓慢下降, 最后趋于平稳。表 4 给出了不同工况上拔过程中基础内部最大水压力和最大上拔阻力值。在较高强度土体中传统和裙式吸力基础最终上拔位移约为 0.2 倍基础高度; 在低强度土体中传统和裙式吸力基础最终上拔位移量差别明显。

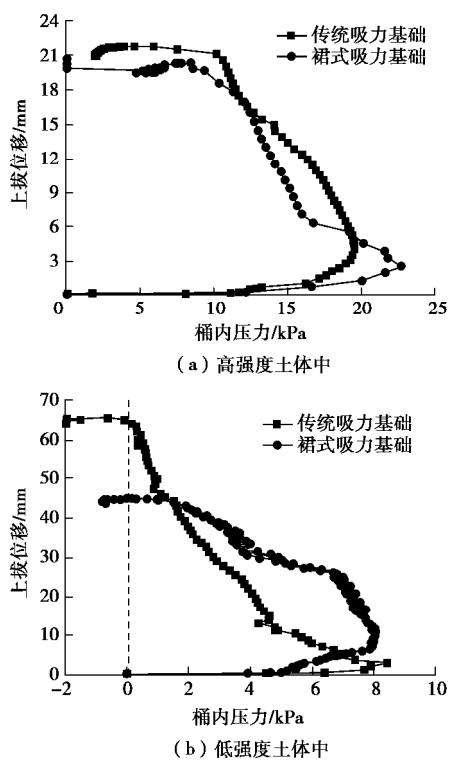


图 8 注水拔出试验水压 - 上拔位移曲线

Fig. 8 Water pressure-displacement curves during extraction by water injection

根据静力平衡, 吸力基础上拔过程中阻力可由下式进行计算:

$$0.25S\pi d_i^2 = f + ma_n \quad , \quad (8)$$

式中,  $f$  为注水拔出阻力,  $m$  为基础质量,  $a_n$  为基础在某一时刻处加速度 (由试验结果计算获得)。

图 9 给出了试验中吸力基础注水拔出阻力与上拔

位移的关系。图中曲线趋势与图 8 中曲线趋势相似。对比图 8 和图 9 发现当吸力基础内部压力达最大值时, 此时基础拔出阻力也达到最大值。

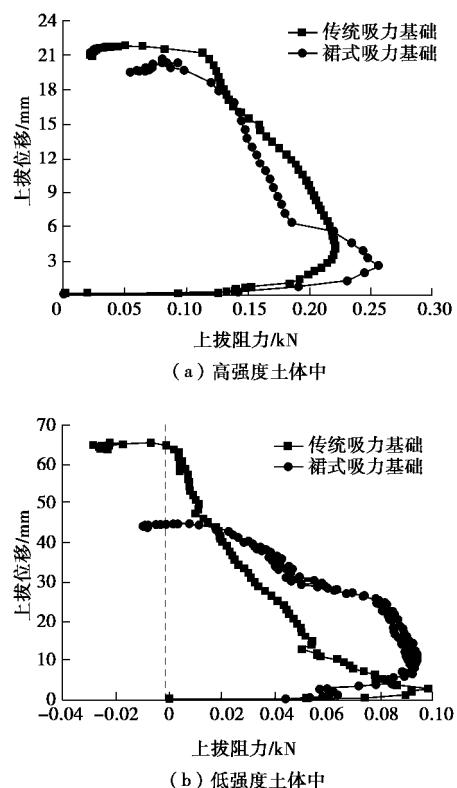


图 9 注水拔出试验上拔阻力 - 上拔位移曲线

Fig. 9 Penetration resistance-displacement curves during extraction by water injection

## 5 沉贯方式对注水上拔影响

开展压力贯入试验, 对比研究压力贯入和吸力沉贯条件下传统和裙式吸力基础注水拔出规律。

图 10 为不同贯入条件下, 传统和裙式吸力基础注水上拔试验上拔位移 - 基础内水压力曲线。压贯条件下基础最终上拔位移均大于吸力沉贯安装情况, 此现象对于传统吸力基础更加明显。由此说明在分析吸力基础注水上拔特性时, 吸力沉贯过程对土体造成的扰动不可忽视。

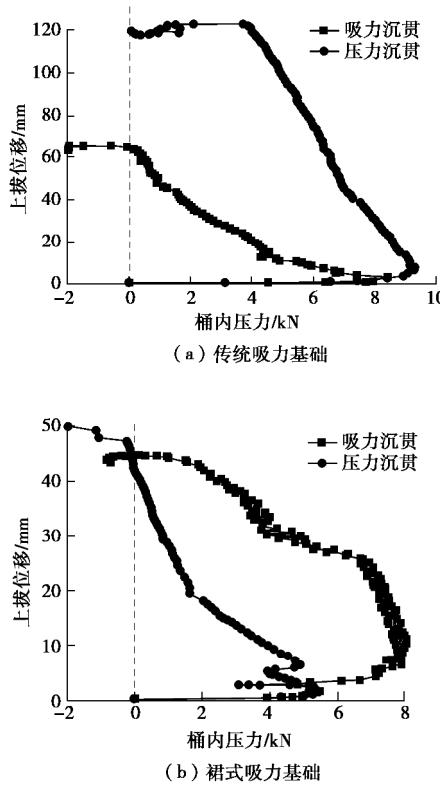


图 10 注水上拔试验上拔位移 - 桶内压力曲线

Fig. 10 Penetration resistance-displacement curves during extraction by water injection

## 6 结 论

研究了黏性土中裙式吸力基础和传统吸力基础吸力沉贯和注水拔出特性, 得到了裙式吸力基础沉贯阻力、所需吸力和注水拔出阻力计算公式。结论如下:

(1) 裙式吸力基础在较高强度土体和低强度土体中最终吸力沉贯深度较传统吸力基础仅小约 2% 和 6%, 证实了裙式吸力基础在黏性土中有良好的沉贯性。

(2) 得到裙式吸力基础沉贯阻力及所需吸力计算公式。公式所得结果与试验结果吻合较好。试验结果表明基础贯入会对裙结构下土体产生扰动, 从而使沉贯阻力较压力贯入情况显著降低。

(3) 注水上拔过程中主桶内压力随上拔高度增加先增大, 后减小。当基础内部压力达最大值时, 此时基础注水拔出阻力最大。得到吸力基础注水拔出阻力计算公式, 指导实际工程基础拔出阻力以及注水压力的确定。

(4) 压力贯入条件下传统和裙式吸力基础注水拔出位移高于吸力沉贯情况, 说明在分析吸力基础注水上拔特性时, 吸力沉贯过程对土体造成的扰动不可忽视。

## 参 考 文 献:

- [1] 李大勇, 张雨坤, 高玉峰, 等. 中粗砂中吸力锚的负压沉贯模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(12): 2277 - 2283. (LI Da-yong, ZHANG Yu-kun, et al. Model tests on penetration of suction anchors in medium-coarse sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(12): 2277 - 2283. (in Chinese))
- [2] ANDERSEN K, JOSTAD H. Shear strength along inside of suction anchor skirt wall in clay[J]. Die Psychiatrie, 2004, 6(4): 209 - 212.
- [3] RANDOLPH M F, HOUSE A R. Analysis of suction caisson capacity in clay[C]// Offshore Technology Conference, 2002, Houston, Texas.
- [4] HOULSBY G T, BYRNE B W, et al. Design procedures for installation of suction caissons in clay and other materials[J]. Geotechnical Engineering, 2005, 158: 135 - 144.
- [5] CHEN W, RANDOLPH M F. External radial stress changes and axial capacity for suction caissons in soft clay[J]. Géotechnique, 2015, 57(6): 499 - 511.
- [6] ZHOU M, HOSSAIN M S, HU Y, et al. Installation of stiffened caissons in nonhomogeneous clays[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(2): 04015079.
- [7] HOULSBY G T, BYRNE B W. Design procedures for installation of suction caissons in sand[J]. Geotechnical Engineering, 2005, 158(158): 135 - 144.
- [8] CHEN F, LIAN J J, WANG H J. Large-scale experimental investigation of the installation of suction caissons in silt sand[J]. Applied Ocean Research, 2016, 60: 109 - 120.
- [9] ZHU B, KONG D Q, CHEN R P, et al. Installation and lateral loading tests of suction caissons in silt[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, 48(7): 1070 - 1084.
- [10] ZHANG Y K, LI D Y, CHEN F Q. Experimental studies on sand plug formation in suction caisson during extraction[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2018: 1 - 10.
- [11] ZHANG Y K, LI D Y, GAO Y F. Model tests on installation and extraction of suction caissons in dense sand[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2016, 35(7): 921 - 929.
- [12] 李大勇, 都 浩, 孙宗军. 海底裙式吸力锚:中国, ZL200920239914.8[P]. 2010. (LI Da-yong, DU Hao, SUN Zong-jun. Offshore skirted suction anchors: China ZL200920239914[P]. 2010-09-15. (in Chinese))

- [13] LI D Y, FENG L Y, ZHANG Y K. Model tests of modified suction caissons in marine sand under monotonic lateral combined loading[J]. Applied Ocean Research, 2014, **48**: 137 – 147.
- [14] LI D Y, ZHANG Y K, FENG L Y, et al. Capacity of modified suction caissons in marine sand under static horizontal loading[J]. Ocean Engineering, 2015, **102**: 1 – 16.
- [15] LI D Y, ZHANG Y K, FENG L Y. Response of skirted suction caissons to monotonic lateral loading in saturated medium sand[J]. China Ocean Engineering, 2014, **28**(4): 569 – 578.
- [16] LI D Y, MA S L, ZHANG Y K. Undrained pullout capacity of modified suction caisson in clay by finite element limit analysis[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2017(1): 1 – 10.
- [17] ZHANG Y K, GAO Y F, LI D Y, et al. H-M bearing capacity of a modified suction caisson determined by using load-/displacement-controlled methods[J]. China Ocean Engineering, 2016, **30**(6): 926 – 941.
- [18] ZHANG Y K, LI D Y, GAO Y F. Earth pressures on modified suction caisson in saturated sand under monotonic lateral loading[J]. Journal of Renewable & Sustainable Energy, 2016, **8**(5): 325 – 337.
- [19] ANDERSEN K, JOSTAD H. Foundation design of skirted foundations and anchors in clay[C]// Offshore Technology Conferences, 1999, Houston: 383 – 392.

## 《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的研究和工程实践成果等。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, 并优先利用这些稿件。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](http://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@nhri.cn](mailto:ge@nhri.cn)。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE202003020

# 白鹤滩右岸地下厂房顶拱深层变形机理分析

孟国涛<sup>1,2</sup>, 何世海<sup>1</sup>, 陈建林<sup>1</sup>, 吴家耀<sup>1,2</sup>, 陈平志<sup>1,2</sup>, 段兴平<sup>3</sup>

(1. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014; 2. 浙江中科依泰斯卡岩石工程研发有限公司, 浙江 杭州 310014;  
3. 中国长江三峡集团公司, 北京 100038)

**摘要:** 在世界最大跨径的白鹤滩水电站右岸地下厂房开挖过程中, 位移监测揭示 0+076 m~0+133 m 洞段正顶拱距开挖面 17~26 m 的围岩存在持续、缓慢的“深层变形”, 变形量级整体达 35~55 mm, 且 0~17 m 不同深度测点出现同步等速位移增量, 成为了施工期反馈分析最为关注的岩石力学问题。在介绍厂房顶拱位移监测布置和监测成果基础上, 通过多点位移计监测成果的 GoCAD 插值直观展示了围岩变形的空间分布特征, 说明了顶拱围岩变形模式的特殊性; 然后, 结合 FLAC<sup>3D</sup> 数值分析, 探讨了洞室群围岩应力集中、破裂扩展和时效变形的分布特征, 诠释了“深层变形”的成因机理, 并且通过围岩破坏现象和密集准分布式光栅光纤位移监测进行了验证; 最后, 对该洞段顶拱围岩稳定性进行了评价。研究表明, 厂房顶拱上方锚固洞底板浅层围岩应力集中程度大于岩石启裂强度, 浅层岩体的破裂扩展造成了围岩时效变形, 使得埋设于锚固洞底板松弛圈的多点位移计安装基座端产生抬动, 间接造成多点位移计不同深度测点产生同步等速位移增量, 从而表现出所谓的“深层变形”现象。研究成果为顶拱围岩异常监测变形的产生机制提供了合理解释, 也为顶拱围岩稳定性评价提供了技术支撑。

**关键词:** 岩石力学; FLAC<sup>3D</sup>; 深层变形; 高应力; 地下厂房; 白鹤滩水电站

**中图分类号:** TU453      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)03-0576-08

**作者简介:** 孟国涛(1978—), 男, 高级工程师, 主要从事工程地质与岩石力学方面的研究工作。E-mail: mengguotao@gmail.com

## Mechanism of deep deformation of roof arch of underground powerhouse at right bank of Baihetan Hydropower Station

MENG Guo-tao<sup>1,2</sup>, HE Shi-hai<sup>1</sup>, CHEN Jian-lin<sup>1</sup>, WU Jia-yao<sup>1,2</sup>, CHEN Ping-zhi<sup>1,2</sup>, DUAN Xin-ping<sup>3</sup>

(1. PowerChina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 310014, China; 2. HydroChina Itasca Research and Development Center, Hangzhou 310014, China; 3. China Three Gorges Corporation, Beijing 100038, China)

**Abstract:** In the process of the excavation of underground powerhouse caverns at the right bank of Baihetan Hydropower Station, which is the world largest underground powerhouse in term of span, the surrounding rock at the roof arch from section 0 + 076 m to 0+133 m shows a continuous time-dependent deformation 17~26 m in depth from the excavation surface. The total deformation magnitude is 35 to 55 mm, and the deformation increments of 0~17 m in depth are synchronous. The special deformation becomes the most concerned rock mechanics problem of feedback analysis during the construction. On the basis of summarizing the monitoring layout and the results of arch displacement of the powerhouse, the spatial distribution characteristics of surrounding rock deformation are intuitively demonstrated by GoCAD interpolation of the monitoring results of multi-point displacement meter, and the particularity deformation mode of roof arch is explained. Then, base on FLAC<sup>3D</sup> numerical analysis, the distribution characteristics of stress concentration, fracture expansion and time-dependent deformation of the surrounding rock of the cavern groups are discussed, and the formation mechanism of deep deformation is explained. Moreover, the failure phenomenon of the surrounding rock and the displacement monitoring of dense quasi-distributed grating fiber are used to verify the deformation mechanism. Finally, the stability of the surrounding rock of the roof arch with the phenomenon of deep deformation is evaluated. The research shows that the stress concentration level of the surrounding rock at the floor of the anchored tunnel above the roof arch of the powerhouse is greater than the crack initiation strength of the rock, and the fracture extension of the shallow rock mass causes the time-dependent deformation of the surrounding rock. Thus, the end of the installation base of multi-point displacement meter embedded in the excavation damage zone at the floor of the anchored tunnel is lifted, which indirectly results in synchronous



and constant displacement increment at different depth measurement points of the multi-point displacement meter, thus showing the so-called deep deformation phenomenon. The research results may provide a reasonable explanation for the deformation monitoring mechanism of the surrounding rock of the roof arch and valuable technical support for the stability evaluation of the surrounding rock.

**Key words:** rock mechanics; FLAC<sup>3D</sup>; deep deformation; high stress; underground powerhouse; Baihetan Hydropower Station

## 0 引言

白鹤滩水电站首次采用百万机组装机, 地下厂房跨距达 34 m, 为世界已建跨距最大的地下厂房<sup>[1]</sup>。2015 年 9 月, 右岸厂房 III 层开挖完成后岩梁浇筑时期, 岩体完整性最好的一段(0+076—0+133 m 段)正顶拱距开挖面 17~26 m 范围的围岩, 在没有开挖扰动的情况下, 开始表现出持续、缓慢的“深层变形”现象, 至 2017 年 3 月 IV 层开挖前, 0~17 m 测点监测位移整体达 35~55 mm, 位移大于其他洞段且呈现不收敛的特征, 成为了施工期反馈分析与动态设计工作最为关注的岩石力学问题。

白鹤滩右厂 0+076—0+133 m 段“深层变形”具有显著的特殊性, 表现为 III~IV 层的开挖间歇, 该洞段多点位移计不同深度测点具有同步等量(约 30 mm)的位移增量, 并且发生变形的部位主要在深部, 而外部岩体基本未发生变形。白鹤滩右岸地下厂房顶拱局部洞段的深层变形模式与锦屏一级等<sup>[2-3]</sup>大型地下厂房受构造影响的深部变形存在明显差异, 同时, 与地质条件极为相似且开挖规模完全相同的左岸厂房实测的开挖变形(III~VII 层实测位移增量接近于 0)特征更是截然不同, 因此, 其成因机理引起了参建各方的高度关注和持续研究。

本文首先介绍白鹤滩右岸地下厂房工程规模、地质条件和浅层围岩应力型破坏特征, 然后说明厂房顶拱位移监测布置和代表性监测成果, 并且通过多点位移计监测成果的 GoCAD 插值直观展示围岩变形的空间分布, 揭示顶拱围岩变形模式的特殊性; 进而结合 FLAC<sup>3D</sup> 数值分析, 探讨洞室群围岩应力集中、破裂扩展和时效变形特征, 诠释“深层变形”的成因机理, 同时, 通过新增多点位移计和高精度光栅光纤位移监测成果予以验证; 最后综合厂房 IV~X 层开挖完成的监测位移收敛情况、数值模拟分析和声波检测成果对厂房顶拱围岩稳定性进行评价。

## 1 工程概况

### 1.1 地下工程概况

白鹤滩水电站右岸地下厂房采用首部开发方案布置 8 台 1000 MW 立式水轮发电机, 厂区四大主洞室

——主副厂房洞、主变洞、尾水管检修闸门室、尾水调压室平行布置<sup>[1]</sup>。

如图 1 所示, 主副厂房洞开挖尺寸为 438 m×34 m(岩梁以下 31 m)×88.7 m, 总共分 10 层开挖。在地下厂房顶拱上方 26 m 处, 优先开挖了“井字形”锚固观测洞(4.5 m×5 m), 其主要目的是实施对穿锚索, 同时, 也为监测仪器布置提供条件。

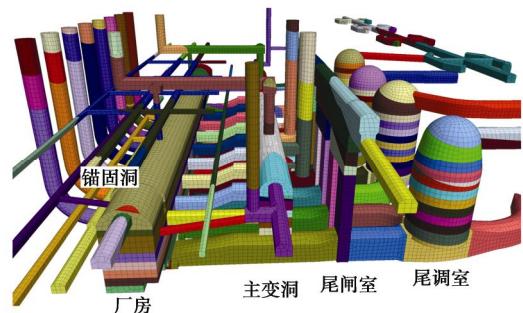


图 1 白鹤滩右岸地下厂房洞室群 FLAC<sup>3D</sup> 模型

Fig. 1 FLAC<sup>3D</sup> model for underground powerhouse caverns at right bank of Baihetan Hydropower Station

### 1.2 工程地质条件

白鹤滩右岸地下厂房为单斜岩层, 岩性主要为  $P_2\beta_3^3 \sim P_2\beta_5^1$  层隐晶质玄武岩、斜斑玄武岩、含杏仁状玄武岩、角砾熔岩及薄层凝灰岩。顶拱岩体的完整性较好, 以 III<sub>1</sub> 类围岩为主, 占 73%; 局部 III<sub>2</sub> 类, 占比 21%; C<sub>4</sub> 及 C<sub>3</sub> 发育部位为 IV 类, 占比 6%。其中, 0+076—0+133 m 段为 III<sub>1</sub> 类隐晶质玄武岩, 如图 2 所示, 岩体完整性相对最好。

右岸地下厂房围岩发育大型软弱层间(内)错动带、小断层、随机裂隙、密集柱状节理等不利构造, 其中, 以层间错动带 C<sub>3</sub>、C<sub>3-1</sub> 和 C<sub>4</sub> 规模最大且影响最为突出。如图 2 所示, 切割厂房南端顶拱的层间带 C<sub>4</sub> 产状为 N40°—50° E, SE∠15°—20°, 厚度约为 60 cm 的凝灰岩夹层, 带内存在泥化特征, 其对 0+076—0+133 m 段影响甚小。

右岸地下厂房水平和垂直埋深分别达 630~800 m、420~540 m, 以水平向构造应力占主导。最大主应力一般为 22~26 MPa, 实测最大水平主应力达 30.99 MPa, 最大主应力近 N-S 向, 与厂房轴线 N10° W 呈小角度相交; 中间主应力总体倾向河谷 2°~11°;

最小主应力接近于自重方向。

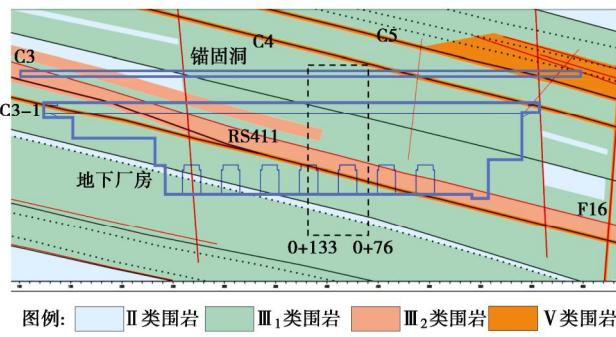


图 2 右岸地下厂房工程地质剖面图

Fig. 2 Engineering geological profile of underground powerhouse at right bank

### 1.3 围岩破坏特征

白鹤滩玄武岩脆性特征显著且初始应力水平较高, 围岩的应力强度比为 0.19~0.29, 大于 0.15, 小于 0.4, 具备应力型破坏的发生条件<sup>[4-5]</sup>, 并且以中等程度的应力型破坏为主, 如图 3 所示。

在水平向构造应力占主导的初始应力条件下, 地下洞群开挖导致顶拱和底板产生明显的应力集中区, 应力集中程度一般大于玄武岩的启裂强度 40 MPa, 因此, 在地下洞室开挖过程中普遍出现了浅表层围岩的片帮和破裂破坏, 以及破裂扩展导致的围岩臌胀与时效变形、喷层开裂等现象<sup>[6-7]</sup>。



图 3 地下洞室围岩片帮破坏特征

Fig. 3 Spalling characteristics of surrounding rock in underground cavern

## 2 监测数据分析

### 2.1 监测仪器的布置

右岸地下厂房布置了 9 个监测断面<sup>[6]</sup>, 典型断面的监测仪器布置如图 4 所示, 主要通过锚固洞向下埋设四或五点式多点位移计, 而多点位移计的安装基座端(即假定的“不动点”)埋设在锚固洞底板以下约 50 cm 处。

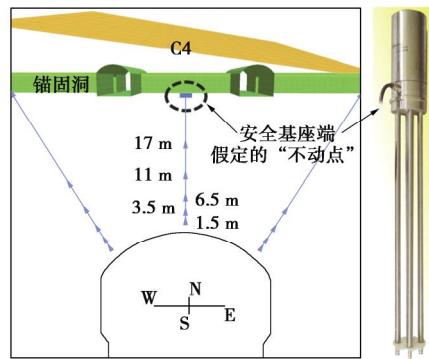


图 4 典型断面的多点位移计布置

Fig. 4 Layout of multipoint displacement meter on typical monitoring section

### 2.2 监测数据特征

通过有限点的监测数据获得典型断面的变形云图乃至整个洞室周边三维空间的变形分布, 能够直观展示围岩变形的空间分布特征, 对判断围岩变形模式十分重要。

采用 GoCAD 离散光滑插值技术<sup>[8]</sup>可以获取地下厂房典型监测断面不同时段的累计位移或阶段性的位移增量分布云图。图 5 给出了厂房开挖至第 V 层时各监测断面的累计位移, 可见上游侧拱肩变形量级小, 与倾向河谷的断面地应力格局影响相吻合; 而正顶拱的变形模式可以区分为以下 3 种类型:

(1) 0+20、0+185、0+228 等监测断面代表了一般洞段, 即围岩的大变形区域集中于浅表层, 变形模式和变形量级基本都与厂房开挖的应力重分布规律相符。

(2) 0-55、0-20 断面的总体变形量级和深度有所增大, 体现了受大型软弱构造 C<sub>4</sub> 影响的特征。

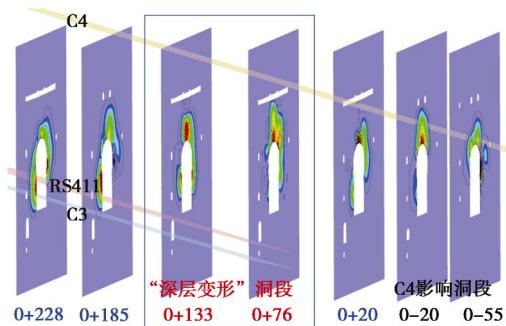


图 5 监测断面的累计位移分布特征

Fig. 5 Distribution characteristics of monitoring cumulative displacement on typical monitoring sections

(3) 0+76、0+133 断面的位移分布异常特殊, 表现为深度 17~26 m 或 11~17 m 范围以内的岩体变形量级整体达 35~55 mm, 可归为“深层变形”洞段。

### 2.3 0+76—0+133 洞段深层变形特征

图 6 给出了 0+76 和 0+133 断面正顶拱的监测位

移过程线, 可见, 两个监测断面都在第 III 层开挖完成后岩梁浇筑时期(2015年10月—2016年12月), 在无开挖扰动条件下产生了明显的位移增量, 其中, 0+76 正顶拱 Myc0+076-2 的 1.5, 3.5, 6.5, 11 m 和 17 m 深度测点位移增量都在 30 mm 左右; 而 0+133 正顶拱 Myc0+0133-2 的 1.5, 3.5, 6.5, 11 m 深度测点的位移增量也都在 40 mm 左右, 但 17 m 深度测点未出现位移增量。

单纯从监测位移成果来看, 0+76 断面 17~26 m 间岩体产生了 35 mm 以上的变形; 而 0+133 断面 11~17 m 间岩体产生了约 50 mm 的变形。鉴于产生变形的部位距离厂房顶拱开挖面深度达 11 m 或者 17 m 以上, 超过了系统支护(6/9 m 锚杆)的深度, 因此, 将此变形称为“深层变形”。

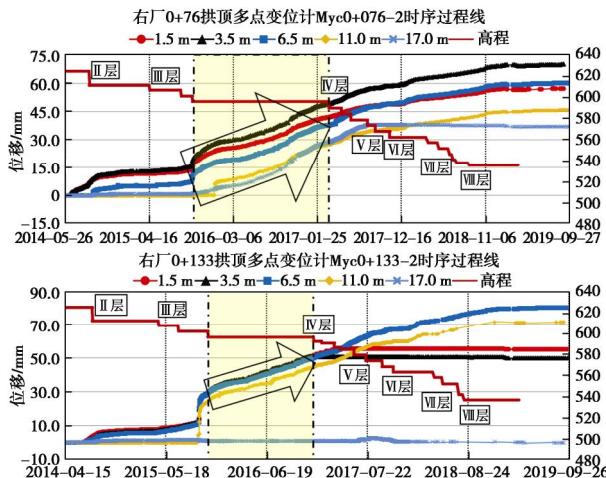


图 6 0+76 和 0+133 断面监测位移时程曲线

Fig. 6 Curves of monitoring displacement vs. time of sections 0+76 and 0+133

### 3 “深层变形”模式

#### 3.1 位移插值

仅就监测数据而言, 0+76~0+133 段顶拱“深层变形”的形成和发展趋势都不同寻常, 不仅表现为与厂房开挖面距离较大, 同时, 存在不同深度测点同步等速位移现象, 其变形模式具有独特性。

图 7 进一步给出了根据 0+76 断面在 III~V 层开挖间歇实测变形增量插值后的云图, 可见除了正顶拱深度 17~26 m 岩体产生 30 mm 以上的变形差外, 不受任何结构面影响的完整顶拱在无扰动下产生了条带状变形增量, 变形分布规律难以解释。

类似地, 图 8 给出了 0+133 监测断面在 III~IV 层开挖间歇实测变形增量插值后的云图, 结合图 6 可知正顶拱深度 11~17 m 间 6 m 厚岩体产生 50 mm 以上的变形, 按照玄武岩的脆性特征, 如此大的变形必然

导致了明显的宏观裂缝。

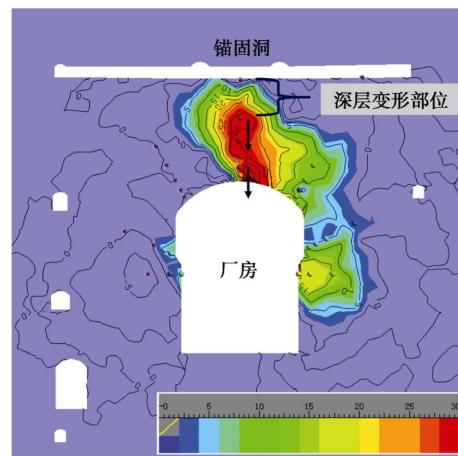


图 7 0+76 断面 III~IV 层开挖的监测位移增量

Fig. 7 Monitoring displacement increments on section 0+76 during excavating III~IV layer

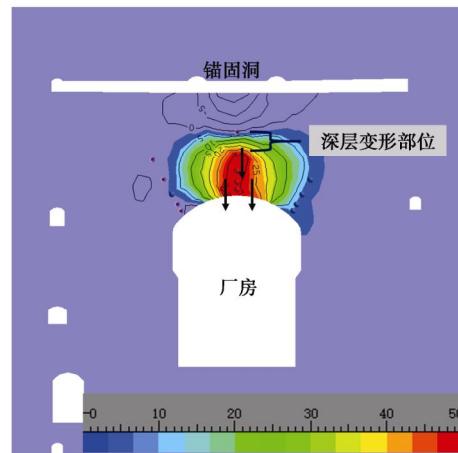


图 8 0+133 断面 III~IV 层开挖的监测位移增量

Fig. 8 Monitoring displacement increments on section 0+133 during excavating III~IV layer

但是, 即便该部位产生了完全贯通的深部裂缝, 要迫使 11~17 m 厚度的岩体产生类似块体的整体位移, 显然还需要陡倾的非连续面组合成边界条件, 以及来自深部的驱动力, 这在水平向构造应力占主导的初始应力条件和开挖后环向应力集中(约束)条件下, 显然是不可能存在的变形模式。

#### 3.2 专项勘探佐证

根据岩石强度理论, 在距厂房开挖面 11~17 m 处具有约 15 MPa 径向围压的条件下, 岩石强度可达 120 MPa, 并不具备形成破裂的应力条件。

现场实施的专项勘探钻孔 CZK64 资料也直接否定了深部裂缝的存在。如图 9 所示, 邻近 0+133 正顶拱多点位移计仅 1 m 的钻孔电视观测成果说明, 整个厂房顶拱深层岩体完整性好, 并不存在明显的裂缝。所以, 17 m 深度测点的位移监测数据可靠性存疑, 可能由于锚头与围岩耦合面灌浆不密实或出现松动,

导致该测点自始至终无位移特征。

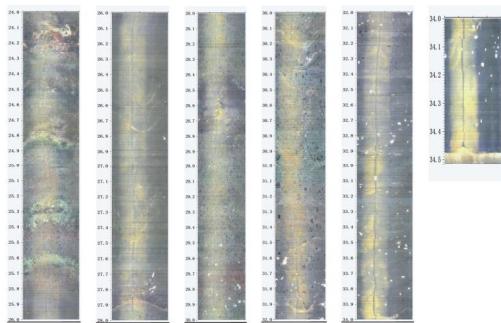


图 9 CZK64 钻孔摄像展布图

Fig. 9 Wall image around borehole CZK64

总体上，在排除 0+133 断面 11~17 m 处产生约 50 mm 的深部裂缝后，0+76—0+133 段的“深层变形”应当主要发生在距离厂房顶拱开挖面 17~26 m 范围，亦即距离锚固洞 0~9 m 范围。

## 4 “深层变形”成因机理

### 4.1 高应力集中

由工程现场的声波测试成果可知，厂房顶拱松弛圈深度都在 2~3 m 以内，应力集中显然不可能导致距离厂房 17~26 m 的“深层”岩体产生宏观裂缝与松弛。相反地，锚固洞开挖导致的围岩松弛深度尽管只有 0.5~1 m，但其范围与前文推断锚固洞 0~9 m “浅层”围岩产生破裂扩展和时效变形部位有所重叠，正是监测变形主要发生部位。

要使得锚固洞底板岩体产生破裂破坏的前提是具备形成应力集中的条件，如图 10 所示，E-W 向锚固洞与 N-S 向最大初始应力近垂直相交，因此，FLAC<sup>3D</sup> 模拟<sup>[9]</sup>的应力集中程度大于 N10° W 向的厂房和上部锚固洞，且应力集中水平普遍大于玄武岩的启裂强度 40 MPa，所以，近 E-W 向展布的锚固洞顶拱和底板都具备产生破裂破坏的应力条件。

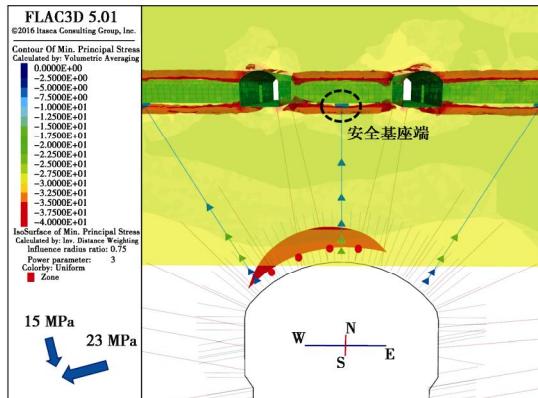


图 10 厂房顶拱和上方锚固洞围岩应力集中

Fig. 10 Stress concentration in surrounding rock of arch of powerhouse and anchored tunnel above powerhouse

### 4.2 破裂扩展导致时效变形

图 11 (a) 进一步给出了 E-W 向锚固洞的最大主应力分布特征，可见顶拱和底板都是明显的应力集中区。类比走向相同但开挖尺寸略大的母线洞围岩破坏特征（图 11 (b)）可见，由于体形的原因，锚固洞底板围岩的破裂损伤深度大于顶拱，一般可达 2~3 m，浅层松动圈可达 0.5~1 m。

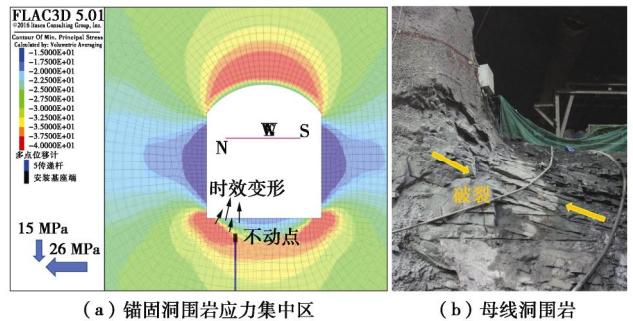


图 11 E-W 向锚固洞浅层应力集中与破坏特征

Fig. 11 Stress concentration and spalling failure in shallow zone of E-W direction anchored tunnel

考虑到地下厂房正顶拱多点位移计的安装基座端位于 E-W 向锚固洞底板以下 0.5 m 处，即位于洞室开挖的围岩松动圈，因此，多点位移计安装基座端并非真正的“不动点”。

### 4.3 多点位移计不动点抬动

E-W 向锚固洞顶拱和底板应力集中区与松弛区的过渡带满足产生应力侵蚀 ( $(s_1 - s_3) > 1/3 \text{UCS}$ ) 条件，可以导致破裂扩展。故一旦破裂形成，则会朝围压更低的方向扩容变形<sup>[10]</sup>，如使得底板产生抬动变形。图 12 所示的锚固洞顶拱喷层和底板混凝土的持续膨胀开裂证实了时效变形的客观存在。



图 12 锚固洞围岩时效变形与破坏现象

Fig. 12 Time-dependent deformations and failure phenomena of surrounding rock of anchored tunnel

相应地，如图 4 和图 12 (c) 所示的多点位移计

的不动点受锚固洞底板岩体破裂扩展和时效变形作用而产生抬动, 如图 12 (b) 所示, 将导致不同埋深(距厂房开挖面 1.5~17 m) 测点锚头与安装基座端间测杆都产生相同的拉伸量, 若仍以距厂房 26 m 处安装基座端为不动点, 则认为距离厂房开挖面 1.5~17 m 范围的围岩产生了向厂房内的同步整体位移, 所以, 多点位移计安装基座的抬动可以合理解释图 6 不同深度测点监测位移值同步增长的特殊现象。

此外, 按照江权等<sup>[7]</sup>根据钻孔摄像揭示的脆性围岩高应力破裂规律可知, 破裂一般存在由浅及深的发育过程。对于 2015 年 9 月实测的位移突变, 可以理解为锚固洞底板应力集中导致了一次比较大的破裂事件或者浅层破裂扩展影响区从基座端上部发展到了其下部, 从而形成了一次位移突增。而后续破裂继续扩展导致了监测位移的持续增大。

总之, 相对于厂房顶拱而言的“深层变形”实际上可能只是锚固洞周边浅层围岩变形在监测结果上的表征, 真实的变形模式需要结合围岩的应力应变特征予以综合解译和验证。

#### 4.4 围岩时效变形监测成果

对于锚固洞浅层围岩的时效变形特征可以进一步采用新增的监测成果予以验证。由图 13 所示 2017 年上半年的监测成果可见, 远离厂房开挖面的 C<sub>4</sub> 无明显的变形, 印证了该洞段基本不受层间带影响的判断; 而锚固洞顶拱浅层产生了 5.5 mm 的变形增量, 是锚固洞浅层围岩产生了时效变形的直接证据。

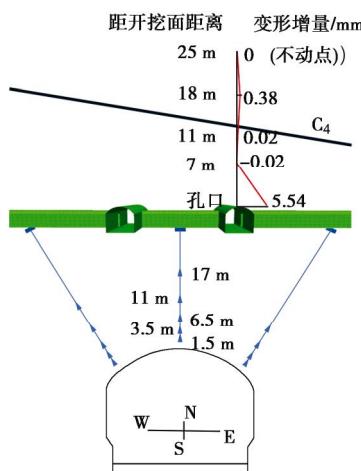


图 13 多点位移计监测揭示的锚固洞顶拱时效变形

Fig. 13 Time-dependent deformations of anchored tunnel revealed by multi-point displacement monitoring

相比于多点位移计而言, 如图 14 所示的密集准分布式光纤光栅技术能够连续监测围岩内部的变形<sup>[11]</sup>, 并且不存在假定“不动点”的影响因素。图 15 给出了右岸地下厂房顶拱新增光栅光纤的代表性监测结果, 可见 2017 年 5 月至 2018 年 11 月的 V~VII 层开挖过程

中, 与 0+76 相邻的 0+90 断面距离锚固洞底板 2~4 m 处产生了 4949  $\mu\epsilon$  的微应变, 直接证明了厂房“深层变形”洞段的锚固洞底板的抬动变形特征, 其对多点位移计“不动点”的影响必然会导致不同深度测点监测值产生缓慢的同步等速增长。

总之, 补充高精度位移监测成果直接证明了锚固洞浅层围岩的时效变形特征, 也间接说明了所谓的厂房顶拱“深层变形”的成因机理。



图 14 现场实施的光栅光纤位移监测

Fig. 14 Field implementation of grating fiber displacement monitoring

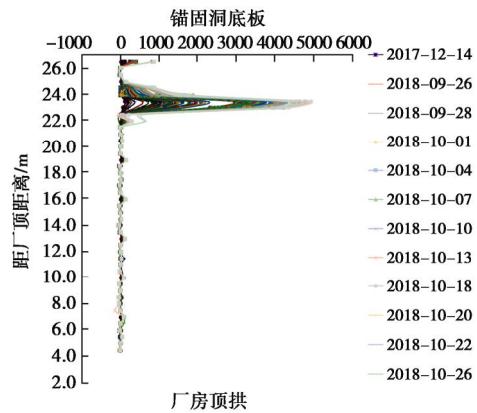


图 15 光栅光纤监测揭示的 0+90 锚固洞底板时效变形特征

Fig. 15 Time-dependent deformation characteristics at floor of anchored tunnel revealed by grating fiber optic monitoring on section 0+90

## 5 围岩变形及稳定性评价

### 5.1 围岩变形分布特征

鉴于锚固洞围岩破裂扩展导致了多点位移计“不动点”的抬动, 从而致使不动点与测点之间产生了相同大小的相对位移, 因此, 实测位移中统一的增量部分只代表锚固洞浅层局部围岩向上抬动的变形, 并不代表厂房顶拱围岩的真实变形特征, 所以, 在讨论厂房顶拱围岩变形时, 相同的增量值应予以扣除。

图 16 给出了 0+76 断面监测的修正位移特征, 其中顶拱各测点位移减去受不动点抬动影响的位移约 30 mm, 而下游拱肩测点(测线与底板上抬变形方向斜交)的位移减去受不动点位移影响的位移分量约

5~10 mm, 可见修正后的位移分布图还原了顶拱围岩开挖响应中应有的“变形梯度”特征, 也与数值模拟的位移分布特征基本相符。

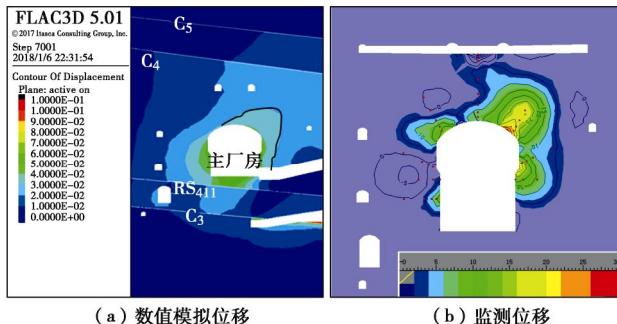


图 16 修正的监测位移分布与数值模拟成果对比

Fig. 16 Comparison between modified monitoring displacements and numerical simulation results

总体上, 修正后的顶拱位移分布说明右岸地下厂房顶拱岩体质量良好的0+76—0+133段在岩梁及以下分层开挖的变形增量并不明显, 这一规律与白鹤滩(洞室规模相同、地质条件相似的)左岸地下厂房一致, 同时, 修正位移也能与该洞段锚索轴力增量、钻孔摄像和声波检测等成果相互佐证。

## 5.2 围岩稳定性评价

在厂房V~VII层开挖过程中, 边墙高度的不断增大导致厂房顶拱应力集中的持续增强, 此时的监测位移增量实际上涵盖了下层开挖扰动作用和图15揭示的多点位移计安装基座端抬动的影响, 而不同于III~IV层开挖间歇单纯的时效变形。尽管以上两种因素在不同部位和不同阶段导致的位移分量呈现明显差别也难以具体分解, 但其中“不动点”抬动的影响仍然是十分明显的, 如图6所示Myc0+076-2实测位移的同步收敛特征可以进一步证明埋设于锚固洞松动圈内的安装基座端经历了高应力条件下应力侵蚀<sup>[12]</sup>导致锚固洞浅层围岩时效变形的激发至逐步收敛<sup>[13]</sup>全过程的影响。

此外, 由图6可见, 厂房机窝VIII~X层开挖导致顶拱围岩位移增量很小。至2019年3月, 右岸地下厂房已全部开挖完成, 其后半年时间内, 位移监测曲线全部收敛, 表明时效变形业已结束。

总之, 按照图16所示的厂房围岩变形分布特征, 可以说明0+76—0+133段由于地质条件总体较好, 顶拱实际产生的变形量级基本都在30 mm以内且已收敛, 加之声波测试成果判断的围岩松弛圈深度一般都在浅层3 m以内, 故围岩整体稳定。

## 6 结 论

白鹤滩右岸地下厂房0+76—0+133段所谓的“深

层变形”具有独特性。本文通过位移监测成果插值和数值模拟分析相结合, 对围岩的变形模式、形成机理和稳定性进行了综合分析, 结论如下:

(1) 基于GoCAD插值技术直观展示的变形空间分布特征可见, “深层变形”发生在距离厂房顶拱开挖面17~26 m范围(即距离锚固洞0~9 m范围), 同时, 厂房0~17 m围岩呈现类似块体变形的特征, 变形增量特征和变形模式有悖常规认识。

(2) 基于FLAC<sup>3D</sup>的数值模拟成果说明, 多点位移计的安装基座端(假定的不动点)在锚固洞底板岩体高应力破裂扩展、膨胀与时效变形作用下形成抬动, 间接造成不同深度监测位移的同步等速增长与收敛, 是“深层变形”的成因机理。

(3) 现场勘察的锚固洞顶拱喷层和底板混凝土衬砌持续开裂现象, 以及补充多点位移计和高精度光栅光纤位移监测成果, 都直接证明了锚固洞底板时效变形的客观存在, 并影响到位移监测成果, 也印证了所谓的厂房顶拱“深层变形”实质可能是锚固洞围岩的浅层变形。

(4) 根据厂房顶拱修正的变形分布规律、实际变形量级与收敛特征, 结合松弛圈深度等检测指标, 能够为顶拱围岩稳定性评价和动态支护设计提供技术支撑。

此外, 研究工作表明复杂地质条件下的巨型地下洞室群围岩开挖响应极具复杂性, 监测仪器的选择和布置都需要有针对性, 如避免将多点位移计的安装基座端埋设于洞室应力集中区或松动圈内、有条件的情况下多选用诸如高精度光栅光纤等新型监测手段, 同时, 针对监测成果需要有所甄别, 宜结合工程类比和数值分析等手段开展综合分析, 从而正确判断围岩的变形模式和稳定特征。

## 参 考 文 献:

- [1] 孟国涛, 樊义林, 江亚丽, 等. 白鹤滩水电站巨型地下洞室群关键岩石力学问题与工程对策研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(12): 2549~2560. (MENG Guo-tao, FAN Yi-lin, JIANG Ya-li, et al. Key rock mechanical problems and measures for huge caverns of Baihetan hydropower plant [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(12): 2549~2560. (in Chinese))
- [2] 李仲奎, 周钟, 汤雪峰, 等. 锦屏一级水电站地下厂房洞室群稳定性分析与思考[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(11): 2167~2175. (LI Zhong-kui, ZHOU Zhong, TANG Xue-feng, et al. Stability analysis and considerations of underground powerhouse caverns group of Jinping I

- hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(11): 2167 - 2175. (in Chinese))
- [3] 李彪, 徐奴文, 戴峰, 等. 乌东德水电站地下厂房开挖过程微震监测与围岩大变形预警研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **26**(增刊2): 4102 - 4112. (LI Biao, XU Nu-wen, DAI Feng, et al. Microseismic monitoring and large deformation forecasting research during excavation of underground powerhouse at Wudongde hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **26**(S2): 4102 - 4112. (in Chinese))
- [4] 陈菲, 何川, 邓建辉. 高地应力定义及其定性定量判据[J]. 岩土力学, 2015, **36**(4): 971 - 980. (CHEN Fei, HE Chuan, DENG Jian-hui. Concept of high geostress and its qualitative and quantitative definitions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(4): 971 - 980. (in Chinese))
- [5] CAI M, KAISER P K. Assessment of excavation damaged zone using a micromechanics model[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, **20**(4): 301 - 310.
- [6] 刘健, 朱赵辉, 蔡浩, 等. 超大型地下洞室拱圈围岩变形、破坏特性研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(7): 1257 - 1267. (LIU Jian, ZHU Zhao-hui, CAI Hao, et al. Deformation and failure characteristics of top arch surrounding rock of super large underground caverns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(7): 1257 - 1267. (in Chinese))
- [7] 江权, 樊义林, 冯夏庭, 等. 高应力下硬岩卸荷破裂: 白鹤滩水电站地下厂房玄武岩开裂观测实例分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(5): 1076 - 1087. (JIANG Quan, FAN Yilin, FENG Xia-ting, et al. Unloading break of hard rock under high geo-stress condition: inner cracking observation for the basalt in the Baihetan underground powerhouse[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(5): 1076 - 1087. (in Chinese))
- [8] 毛承英, 李海, 杨先杰. 基于 GOCAD 的岩溶探测地震 CT 波速参数三维可视化的实现[J]. 铁路工程, 2017(4): 104 - 110. (MAO Cheng-ying, LI Hai, YANG Xian-jie. Realizatoin of 3D visualization of seismic CT wave velocity parameters of GOCAD based karst detection[J]. Railway Engineering, 2017(4): 104 - 110. (in Chinese))
- [9] Itasca Consulting Group Inc. FLAC<sup>3D</sup> (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) User's Manual Version 5.01[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc, 2013: 180 - 189.
- [10] 周辉, 卢景景, 徐荣超, 等. 深埋硬岩隧洞围岩板裂化破坏研究的关键问题及研究进展[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 2737 - 2749. (ZHOU Hui, LU Jing-jing, XU Rong-chao, et al. Critical problems of study of slabbing failure of surrounding rock in deep hard rock tunnel and research progress[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2737 - 2749. (in Chinese))
- [11] 徐东升. 一种新型光纤光栅局部位移计在小应变测量中的应用[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(7): 1330 - 1335. (XU Dong-sheng. New fiber Bragg grating sensor-based local displacement transducer for small strain measurements of soil specimens[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(7): 1330 - 1335. (in Chinese))
- [12] POTYONDY D O. Simulating stress corrosion with a bonded-particle model for rock[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2007, **44**: 677 - 691.
- [13] 张建海, 王仁坤, 周钟, 等. 基于时效变形的脆性围岩最优支护时机研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(10): 1908 - 1914. (ZHANG Jian-hai, WANG Ren-kun, ZHOU Zhong, et al. Optimum support time of brittle underground cavern based on time-dependent deformation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(10): 1908 - 1914. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202003021

# 薄膜压力传感器（FSR）曲面土压力测量研究

刘开源，许成顺<sup>\*</sup>，贾科敏，张小玲

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室，北京 100124)

**摘要：**岩土工程现场及室内模型试验中常用刚性土压力盒测量土压力，但传统刚性土压力盒（SPC）由于隔膜下陷、“嵌入”效应、不能完全贴合测量表面、需要较大的埋设空间等自身局限性，在测量例如桩或埋地管道等弯曲表面土压力时并不适用。基于薄膜压力传感器（FSR）的特点设计了测量电路和标定装置，分析了标定特性，并初步探究了挠度对薄膜压力传感器（FSR）测量的影响，最后通过试验对比分析了传统刚性土压力盒（SPC）和薄膜压力传感器（FSR）测量弯曲表面土压力的性能。结果表明薄膜压力传感器（FSR）能有效避免“嵌入”效应，减小测量误差，并且安装方便。

**关键词：**曲面土压力；土压力盒；薄膜压力传感器；挠度影响；标定特性

**中图分类号：**TU411      **文献标识码：**A      **文章编号：**1000-4548(2020)03-0584-08

**作者简介：**刘开源(1989—)，男，博士研究生，主要研究方向为桩土相互作用机理与模型试验。E-mail: 642690946@qq.com。

## Measurement of earth pressures on curved surface of thin film pressure sensor

LIU Kai-yuan, XU Cheng-shun, JIA Ke-min, ZHANG Xiao-ling

(The Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

**Abstract:** Measuring the earth pressure with rigid soil pressure cell (SPC) is a common test method in geotechnical tests. However, the traditional rigid soil pressure cell is not suitable for measuring the earth pressures on curved surface such as piles or buried pipelines because of its limitations such as diaphragm subsidence, "embedding" effect, incomplete fitting of measuring surface and large buried space. The measurement circuit and calibration devices are designed for the characteristics of the thin film pressure sensor. The calibration characteristics are analyzed, and the influences of deflection on the measurement of the film pressure sensor are preliminarily investigated. Finally, the capabilities of the traditional rigid soil pressure cell and the thin film pressure sensor to measure the soil pressures on curved surface are compared and analyzed through experiments. The results show that the thin film pressure sensor can effectively avoid the "embedding" effect, reduce the measurement error, and is easy to install.

**Key words:** curved surface earth pressure; soil pressure cell; film pressure sensor; effect of deflection; calibration characteristic

## 0 引言

在岩土工程模型试验中，土压力测量是一个重要内容，目前土压力的获取多用微型土压力盒<sup>[1-2]</sup>，虽然尺寸相比早期产品可以做到很小(28 mm 直径×10 mm 厚)，但其自身局限性使其在小型模型试验中存在不适用的问题，例如测量曲率较大的弯曲表面土压力等。

土压力盒（SPC）的误差主要来自两个方面<sup>[3]</sup>：第一，介质和土压力盒的相互作用改变了介质原有的应力场，导致应力集中或产生土拱效应；第二，土压力盒（SPC）和被测量结构的形状、刚度和受力方式不匹配导致较大误差，其中以测量大曲率弯曲表面时最显著。为了使第一种误差保持在一个可接受的范围内，

必须使隔膜模量要尽量大<sup>[4-5]</sup>，但隔膜模量越大，灵敏度越小，由隔膜模量引起的测量误差与灵敏度之间是一个不可调和的矛盾<sup>[6]</sup>。第二种误差与土压力盒（SPC）外形尺寸有关，Weller 等<sup>[7]</sup>认为只有土压力盒外形尺寸保持一定比例才能获得较准确的结果。除此之外，由于土压力盒（SPC）的刚性特征，在埋设时要求有一个相对大的空间以避免两个相邻测量点边界之间的影响<sup>[8-9]</sup>，Selig<sup>[3]</sup>认为这个距离一般是  $3D \sim 5D$  ( $D$ =土压力盒直径)，这势必会妨碍试验中输出更密

收稿日期：2019-07-10

\*通信作者 (E-mail: xuchengshun@bjut.edu.cn)

集的数据。

在岩土工程领域经常需要测量弯曲表面土压力, 例如桩土相互作用和埋地管道室内试验, 直接测量土压力是最理想的办法。从应变得到弯矩, 然后再拟合弯矩求二阶导的方法也可以得到土抗力<sup>[10-11]</sup>, 但这样做的准确度取决于应变测量误差、拟合误差、求导误差<sup>[12-13]</sup>, 在某些情况下二阶导的相对误差已经达到 55%<sup>[14]</sup>。因此在模型试验中, 急需一种受自身形状局限性小, 与土体受力方式相同, 能够与曲面完全贴合的土压力测量装置。为叙述方便, 下文中分别用 FSR 和 SPC 替代薄膜传感器和土压力盒。

FSR (force sensel resistance) 是一种压阻式柔性传感器, 由两层聚合物薄膜中间夹含有导电物质(炭黑/金属粉末/石墨烯/碳纳米管等)的基体高分子材料构成<sup>[15]</sup>。高分子材料是导电材料的载体, 具有柔性且不导电。导电材料提供载流子, 当未受到法向压力时因载流子密度小而使得整个 FSR 具有极大的电阻效应( $\geq 1 \text{ Mohm}$ )。在传感器正面受法向荷载后, 基体材料承载载流子发生变形, 使载流子间距发生变化形成导电通道使得 FSR 电阻降低<sup>[15]</sup>, 因此通过标定, 建立 P-R-V (压力-电阻-输出电压) 的关系可以测量压力。Talesnick<sup>[16]</sup>认为准确测试土压力有两个先决条件: 首先测试装置的嵌入方式不能影响土的应力场; 其次测量装置应对荷载的方式应该与其嵌入材料应对荷载的方式相同。FSR 因其厚度只有 1 mm 左右且具有柔性, 能满足上述两个条件。在测量弯曲表面土压力时, 能够与测量面紧密贴合共同变形共同受力, 与刚性土压力盒相比具有明显的优势。

Paikowsky 等<sup>[17]</sup>最先将 FSR 引入小型岩土工程试验, 介绍了标定方法并对加载速率的影响进行了探究。Palmer 等<sup>[18]</sup>研究了 FSR 标定时单点和多点标定的区别, 探究了蠕变效应的影响, 并创新性地提出了一种剪力作用下的保护方式, 认为 FSR 测量的误差在 10% 以内。Gao 等<sup>[19]</sup>提出了一考虑蠕变效应的阵列式 FSR 标定方法, 显著提高了长期静力测量时 FSR 的标定速度。Paikowsky 等<sup>[20]</sup>用不同粒径的玻璃珠, 初步研究了粒径对阵列式 FSR 的影响, 并发现随着粒径的增大, 单元传感器的原始数据输出降低。张紫涛等<sup>[21]</sup>提出了测量静力时直接建立初始数字信号输出值与施加压强值间函数关系的标定方法, 并初步探究了薄膜压力传感器在静力和动力土工试验中的适用性。廖波等<sup>[22]</sup>研制了一种灵敏度更高的双层结构 FSR, 并通过模型试验检测了测量土压力的性能。

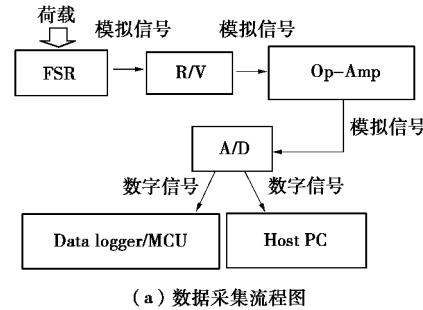
在 FSR 试验方面, Kenarsari 等<sup>[23]</sup>用 FSR 测量了一定深度处, 特殊花纹轮胎的土压力分布。Suleiman 等<sup>[24]</sup>在受到侧向土体位移的被动桩试验中, 用阵列式

FSR 测量了桩上土压力分布、变化过程和真实土压力大小, 他认为 FSR 的测量误差在 4%~8% 之间。Ahmed 等<sup>[25]</sup>测量了埋地管道在静力和重复荷载下土压力分布和变化趋势, 探究了聚苯乙烯土工泡沫层的工作机理。Palmer 等<sup>[18]</sup>用 FSR 测量了模型埋地管道在发生水平位移时表面的土压力分布, 他认为切向力只占到总阻力的 6%, 法向土抗力起主要作用。

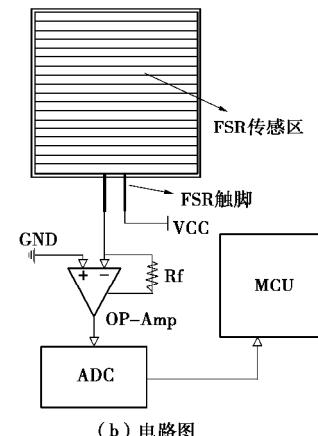
基体材料承载载流子发生变形是 FSR 电阻变化的基础, 称为负压阻现象, 当 FSR 正面法向受压时形成导电通道, 使电阻降低。FSR 弯曲到一定程度也会产生负压阻现象, 贴在弯曲表面时, FSR 不可避免的产生挠度, 使初始电阻值减小从而导致总量程变小, 同时可能影响测量性能。以上众多学者虽然在测量土压力时使用了 FSR, 但都没有考虑挠度带来的压阻效应影响, 本文将对此效应在测量时产生的影响进行探究, 并设计试验对比了两种传感器测量曲面土压力的能力。

## 1 电路设计与 FSR 标定

单点式 FSR 的测量电路有多种搭建方法, 但总体思路是将电阻信号转换为电压信号, 经过放大和 AD 转换输入上位机处理, 图 1(a) 是数据采集流程图(b) 为本文搭建的电路。



(a) 数据采集流程图



(b) 电路图

图 1 FSR 测量电路示意图

Fig. 1 Schematic of FSR measurement circuit

像土压力盒一样, FSR 使用前也必须逐一标定, FSR 使用者需要自己标定获得 P-R-V (电阻-电压-压力) 曲线, 在数据处理时调用。本文采用机械夹持标

定, 图 2 是标定装置示意图, 将下部钢板换为承载砂土的刚性盒可以考虑砂土环境的影响。

本文对边长  $L=40\text{ mm}$  的正方形单点式 FSR 进行了标定。标定时将 FSR 贴在  $5\text{ mm}$  厚的钢板中心, 钢板边缘距离传感器边缘大于  $10\text{ mm}$ , 两者之间夹有厚度  $1\text{ mm}$  左右的橡胶垫片使之受荷均匀。采用 Geocomp 三轴仪上的轴力控制系统施加压力。采用多点标定, 分级加载, 初始荷载  $1\text{ N}$ ,  $1\sim25\text{ N}$  之间增量  $5\text{ N}$ ,  $50\text{ N}$  以上增量  $50\text{ N}$ , 直至 FSR 过载或电路饱和。

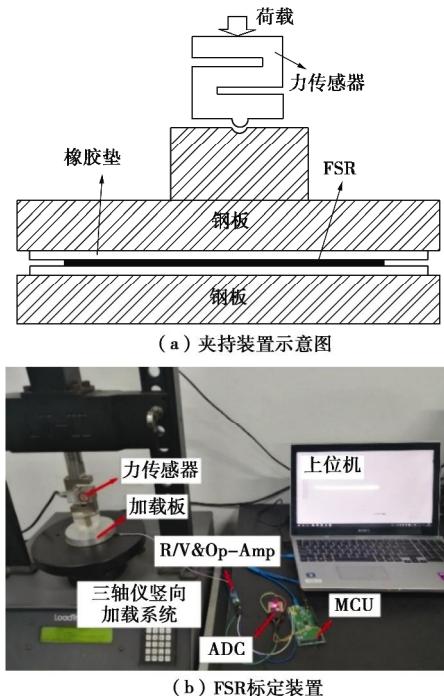


图 2 FSR 标定装置

Fig. 2 FSR calibration devices

因 FSR 的组成材料具有黏弹性, 因此受到时间效应影响。Palmer 等<sup>[18]</sup>对 FSR 的黏弹特性进行了详细研究, 他将影响分为两个阶段, 即过渡(trans)阶段和蠕变(creep)阶段, 认为这两个阶段可以在  $60\sim120\text{ s}$  内完成并给出了经验公式。不同型号的 FSR 这一时间不同, 但有相同的表现形式。本文在标定中发现, 在不同压力下  $20\text{ s}$  内读数可达稳定, 加载  $30\sim50\text{ s}$  左右时可获得较准确结果,  $160\text{ s}$  时因蠕变效应导致误差在  $10\%$  左右, 与 Palmer 等<sup>[18]</sup>结论相类似, 综上以  $30\sim50\text{ s}$  的平均值作为输出。图 3 (a) 和 3 (b) 为边长  $L=40\text{ mm}$  FSR 的标定结果, 图 3 (c) 为 FSR 输出值与实际施加荷载的偏差曲线。对同一 FSR 标定 3 次, 可以看出重复性较好, 电阻随荷载增大呈幂函数变化, 电压输出线性程度高, 两者  $R^2$  相同都为 0.99881。图中  $550\text{ N}$  的荷载已经超出了最大量程, 拟合时将此点去掉。

图 3 (c) 是测量值与实际值的偏差曲线, 将输出的压力值除以施加的实际值得到偏差值。从图中可以

看到, 首次加压的 FSR 在低压力和高压力段偏差较大, 尤其是低压力段最高偏差达到  $20\%$ , 这与 Paikowsky 等<sup>[17]</sup>和 Palmer<sup>[18]</sup>的结论一致。经过加卸载和充分静置恢复后, FSR 在低压力段偏差大幅度减小, 除高压力段以外, 其余点偏差都在  $5\%$  以内。综上本文的夹持标定设备能够较好的对 FSR 进行标定, 同时作者认为, 在使用前应对 FSR 预压, 施加压力应大于目标压力, 这样可以减小低量程段的测量偏差。

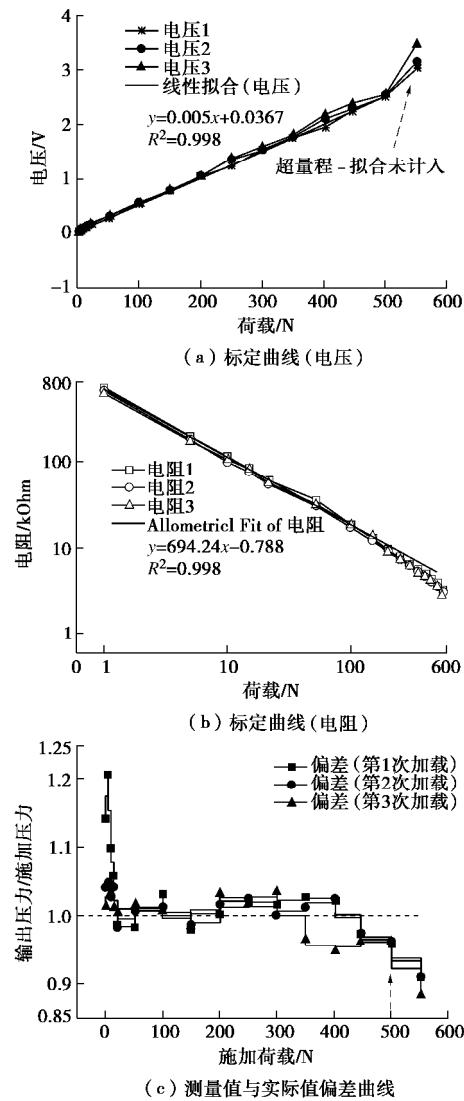


图 3 FSR 标定及偏差验证曲线

Fig. 3 Curves of FSR calibration and deviation

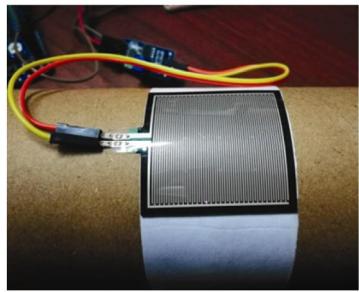
## 2 挠度对 FSR 测量的影响分析

测量弯曲表面土压力时, FSR 与曲面紧贴, 挠度会改变电阻值, 这种改变只是影响量程还是同时影响测量能力需要进行探究。

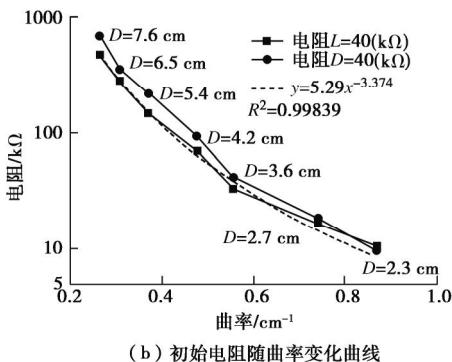
为了解挠度对 FSR 的影响, 本文选取了两个生产商的边长  $L=40\text{ mm}$  和直径  $D=40\text{ mm}$  的正方形单点式 FSR 作为研究对象, 对其在挠度影响下的电阻变化以

及挠度对测量的影响进行了初步探究。

试验以曲率作为变量, 将 FSR 黏贴在直径 100, 76, 65, 54, 42, 36, 27, 23 mm 的圆柱表面, 对应圆曲率为 0.2, 0.26, 0.31, 0.37, 0.48, 0.56, 0.87(1/cm)。为减小分离时对 FSR 的影响, 首先将 FSR 黏贴于纸带上, 再将纸带与圆柱表面贴紧, 只将纸带尾部固定, 如图 4(a)所示。每次试验前将 FSR 整平, 静置 60 min 让其完全恢复。试验读数和数据处理与标定时相同。



(a) FSR 与曲面固定方式



(b) 初始电阻随曲率变化曲线

图 4 挠度对 FSR 初始电阻值的影响

Fig. 4 Effects of deflection on initial resistance of FSR

图 4(b) 是半对数坐标下的初始电阻随曲率变化的曲线。两者规律一致, 现以  $L=40 \text{ mm}$  的 FSR 为例, 在圆柱直径 100 mm 即曲率 0.2 时电阻超过  $1 \text{ M}\Omega$ , 与平铺时电阻基本相同, 可以认为曲率小于 0.2 不会引起初始阻值的变化, 因此这点并未在图中表示。FSR 初始电阻值随曲率增大而成幂函数减小, 相关性系数  $R^2=0.99839$ 。初始电阻下降速度很快, 这也意味着 FSR 量程的快速减小, 在曲率为 0.87 时对应圆柱直径 23 mm, 阻值  $10.7 \text{ k}\Omega$ , 结合图 3(a) 来看对应荷载 180 N, 相对于总量程 500 N 来说量程减小 36%, 但仍能满足绝大部分测量需求。

挠度改变 FSR 初始阻值有两种可能的方式, 第一种是载流子重新分布, 造成局部集中或稀疏, 这种情况会使得带有挠度的 FSR 标定曲线改变, 与无挠度的标定曲线相比, 同一电阻或电压的输出代表不同压力, 需要在同等挠度下重新标定。第二种是挠度单纯造成了基体材料受压, 原理与 FSR 法向受压相同, 这种情况不会改变测量曲线, 不用重新标定。为探究挠度是

否改变了测量曲线, 作者将 FSR 黏贴于曲率 0.31 ( $D=65 \text{ mm}$ ) 和 0.56 ( $D=27 \text{ mm}$ ) 的半圆形钢柱表面, 用相同曲率的半圆盖与钢柱组成标定装置, 将重新标定的曲线与无挠度下标定的曲线相比, 探究挠度是否会对标定结果产生影响, 重新标定装置如图 5 所示。

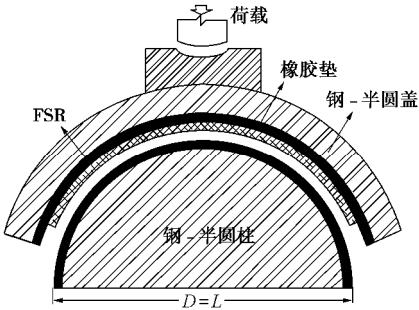
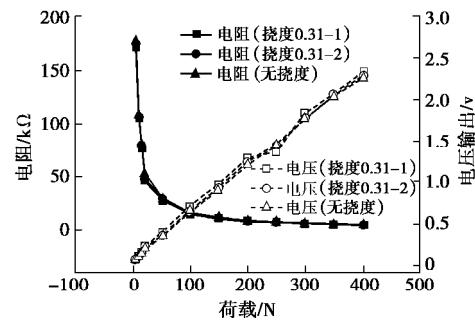


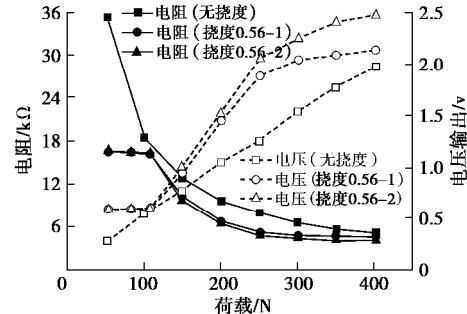
图 5 挠度作用下重新标定装置

Fig. 5 Re-calibration devices under deflection

图 6(a) 是  $L=40 \text{ mm}$  的 FSR 在无挠度和曲率 0.31 下的标定曲线, 每种曲率标定两次用以评判可重复性。需要指出的是, 图 6(a) 曲线起始点横坐标为 5.2 N, 并未从 0 开始, 是为了减小低量程段电阻幂指数急剧变化给中高量程段带来的差别弱化效果, 突出加载后曲线的区别。



(a) 曲率 0.31 重标定曲线



(b) 曲率 0.56 时标定曲线

图 6 曲率(挠度)作用下标定曲线

Fig. 6 Calibration curves under curvature

从电阻曲线来看, 3 次标定在 95% 的置信度下不可区分, 重复性较好。从电压输出来看, 首次挠度标定曲线与无挠度时基本没有区别, 所有数据点相对差值均在 5% 以内。第二次标定时, 250 N 对应的数据点相

对误差 12.5%，其他数据均在 8% 以内，笔者认为这是由于 FSR 产生不可恢复损伤造成的，使用中应加强保护。综上当曲率为 0.31 时，挠度并没改变 FSR 的测量性能，不用在挠度作用下重新标定。图 6 (a) 是曲率 0.56 时的标定曲线，可以看到，电压输出呈现非线性，3 条线间相对差值很大，首次标定中 FSR 受到较大的不可恢复损耗，使得带挠度的两条标定曲线区别很大。综上，对本文选用的 FSR 来说挠度小于 0.31 时测量不受影响，可以调用无挠度标定曲线，但曲率大于 0.56 时，从图 6 (b) 来看 FSR 已不具备测量能力。作者认为，FSR 挠度小时可以认为其作用方式与法向压力相同，当挠度过大时，基体材料的变形与挤压使导电物质在一定范围内发生重分布，从根本上改变了 FSR 的压阻特性。同时从挠度作用下的标定曲线的重复性可以看出，测量曲面时需要对 FSR 加强保护。

### 3 FSR 测量圆筒内砂土 $K_0$ 的探讨

本试验目的在于比较 FSR 和 SPC 测量曲面土压力的能力，探究 FSR 是否受到“嵌入”效应影响，能否准确输出曲面土压力。试验采用堆载的方式模拟上覆土，可以有效减小模型尺寸，试验装置如图 3 所示。

试验中的 SPC 尺寸为  $D$  (直径) = 28 mm、 $T$  (厚度) = 10 mm，这种尺寸在室内模型试验中经常用到，容易在狭小的空间内布置，适用于小型试验。SPC-1 和 FSR-1 用薄双面胶贴在地面上，用以测量竖向土压力，SPC-1 距离圆筒内边距离大于  $3D$ ，可以认为不受圆筒边界效应的影响<sup>[3]</sup>。

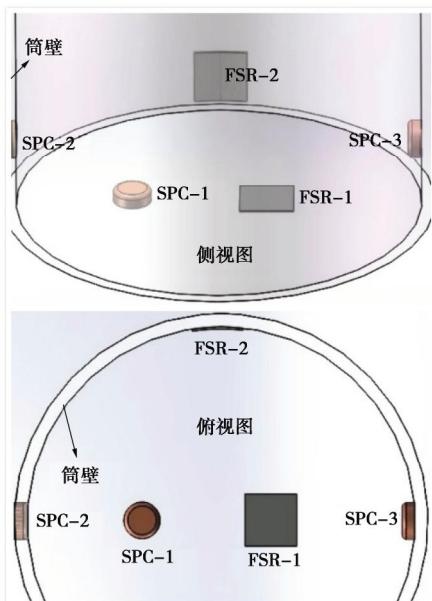


图 7 传感器布置图

Fig. 7 Arrangement of sensors

在筒壁高 10 mm 的位置对称布置 SPC-2、SPC-3 和 FSR-2，并使它们的底边高度与 SPC-1 传感表面齐平，如图 7 所示，目的是为了测量侧向土压力，由此可以推算  $K_0$ 。SPC-2 固定在筒壁表面，外形整体暴露，SPC-3 嵌入在筒体中，传感表面与筒内壁齐平。SPC 的  $T/D=0.36>0.2$ ，因此 SPC-1 和 SPC-2 将产生“嵌入”效应，SPC 隔膜变形下陷可能会导致局部土拱效应。测量水平向土压力的传感器 (FSR-2 SPC-2/3) 受理方向与土体主要压缩变形方向不一致，可能引入误差。综上，测量误差应是以上 3 种影响因素共同作用造成的，但影响能力不同。

图 8 是加载装置示意图。亚克力圆筒内径 300 mm 外径 320 mm，高 1000 mm，曲率 0.067。由前文可知 0.067 的曲率不会对贴在表面的 FSR 测量能力产生影响，但弯曲表面外加相对狭小的传感器布置环境，足以给传统的刚性 SPC 带来测量困难。

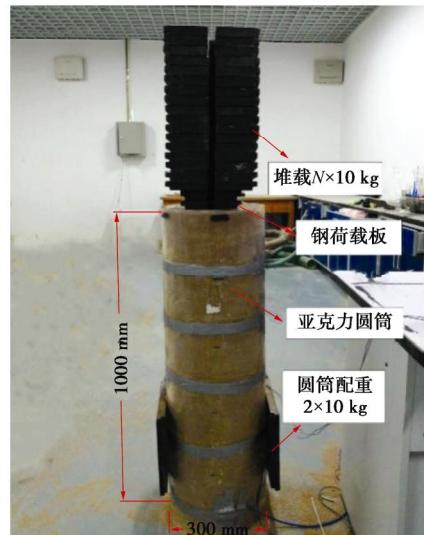


图 8 试验装置图

Fig. 8 Schematic of experimental devices

试验开始时，首先在桶底铺筑一层厚度约 20 mm 的砂，然后再开始记录，铺砂土的目的是保护传感器并防止移位。采用分层填筑的方法，每层 200 mm，在距离填筑面高 1 m 处用“砂雨”法将砂均匀倒入筒中，通过控制重量，倾倒高度和速度的方法控制密度。砂土级配曲线如图 9 所示， $C_u=6.03$ ， $C_c=1.40$ ， $D_{50}=0.588$ ，含水率为 0%。填筑平均单位密度为  $16.9 \text{ kN/m}^3$ ， $D_f=55.2\%$ ，属于中密砂。在相同密度下进行直剪试验得到内摩擦角  $f=42^\circ$ 。

亚克力筒填满后，在砂土表面铺钢板，用单块 10 kg 的砝码进行堆载。在圆筒对称方向固定两块砝码，起到稳定圆筒的作用，并且可以防止堆载中砂土从筒底挤出。

采用分级堆载的方式, 每级增加 20 kg 砝码, 最后一次增加 30 kg, 总重 430 kg。试验中每 1 s 记录一组数据, 数据处理与标定时类似, 考虑堆载荷载向下传递的反应时间, FSR 读数最长在 30 s 内可达稳定, 将 40~70 s 内的数据平均值作为这一级荷载的输出值, 后续结果证明这样做误差较小。

试验中分别进行了瞬时卸载和逐级卸载。瞬时卸载是在 1 s 内卸去部分荷载, 逐级卸载则每次卸载 20 kg, 待到读数稳定后卸载下一级, 将平均值作为数据输出。

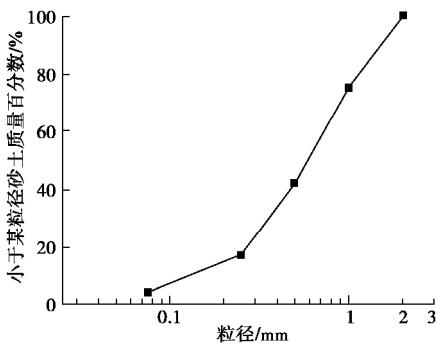


图 9 砂土级配曲线

Fig. 9 Gradation curve of sand

#### 4 试验结果及数据分析

图 10 是 FSR-1 和 SPC-1 测量的竖向土压力, 其中 10(a), (b) 分别表示从填筑砂土开始到堆载完成和从堆载开始到逐级慢速卸载结束时的土压力变化过程。

亚克力圆筒内径只有 30 cm, 在填筑和堆载过程中伴随着竖向土拱的形成与发展, 从 10(a) 中可以看出, 在圆筒填筑到 60 cm 时土拱形成, 并具备了承担荷载的能力, 在这之前传感器输出值与填筑高度成线性关系, 之后增幅骤减, 60 cm 是一个明显的拐点。A 点对应堆载的开始, 在这一过程中, 土压力有两个台阶式的跃升, 并伴随着压力曲线斜率的减小, 作者认为这是随着堆载的增大, 土拱破坏又重新形成的迭代过程, 每一次迭代都意味着土拱承担荷载能力的增强, 这也是压力曲线斜率减小的原因, 这一点从图 10(b) 中也可以看出。相比于黏土, 砂土回弹能力很小, 且颗粒间的咬合使得堆载造成的效果不能完全释放, 导致卸载完成后残余土压力为 57.5%。两者慢速卸载曲线差别不大, FSR 的材料黏弹性并没有造成影响。从图 10 中可以看出 FSR 与 SPC 最大相差 5.2%, 两者测量竖向土压力能力相当。FSR 与 SPC 的输出数据相近, 且 SPC 边缘距容器边大于 3D, 受边界影响小, 从而可以推断试验选用的 SPC 隔膜变形没有引起

土拱效应或影响很小。

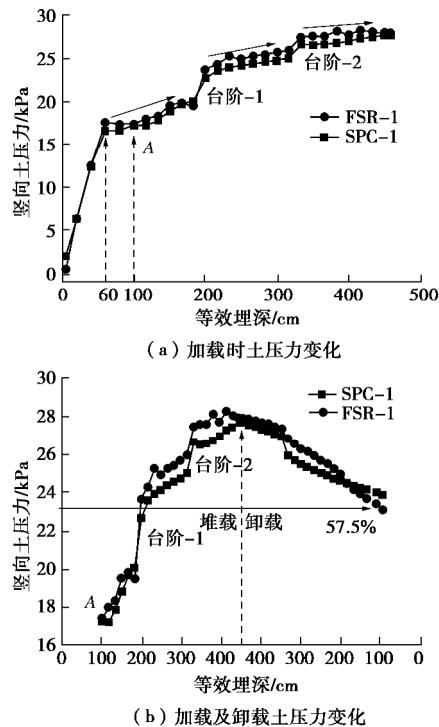


图 10 竖向土压力变化图

Fig. 10 Variation of vertical earth pressure

瞬时卸载时竖向和水平向传感器响应情况类似, 现以水平向记录为例说明。图 11 表示瞬时卸载时水平向 SPC-3 和 FSR-2 所测量的土压力随时间的变化。

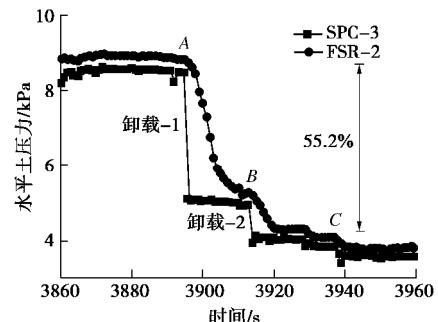


图 11 瞬时卸载时水平向压力随时间变化图

Fig. 11 Time-dependent chart of horizontal pressure during sudden unloading

此次试验中瞬时卸载分 3 次进行, 第一次对应图 A 点, 卸载 270 kg, 第二次对应 B 点卸载 120 kg, 第 3 次对应 C 点卸载 40 kg, 每次均在 1 s 内完成。从图中可以看到, 卸载中 FSR 虽有滞后效应, 但并未影响最终卸载效果, 对于静力试验来说滞后反应时间可以接受。

图 12 是 FSR-2、SPC-2、SPC-3 所记录的水平土压力和相应的  $K_0$  值。从图 12(a) 中可以看出外表完全暴露在砂中的 SPC-2 土压力远远小于 FSR-2 和 SPC-3, 笔者认为原因有两个: 第一, 由于尺寸限制,

SPC 形状影响系数大于 0.2 导致“嵌入”效应明显。第二, 刚度不同造成 SPC-2 与土变形不协调, 增大了误差。由于 SPC-3 镶嵌在筒壁上, FSR-2 本身很薄, 因此均避免了“嵌入”效应的影响, 两者结果接近, 最大相差 9%。同时从 FSR-2 和 SPC-3 曲线上可以明显反应砂土拱的形成与发展。

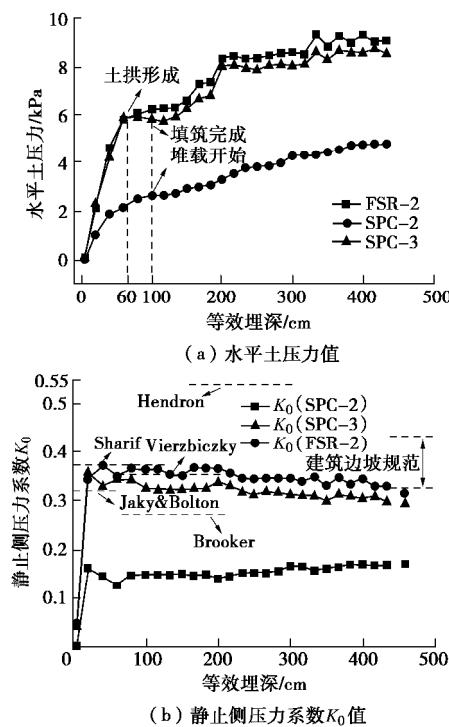


图 12 水平土压力测量值及  $K_0$

Fig. 12 Horizontal earth pressures and  $K_0$

不同时期多位学者给出了砂土  $K_0$  公式, 例如 Jacy<sup>[26]</sup>和 Brooker 等<sup>[27]</sup>的修正公式, 基于砂土一维压缩特性推导的 Hendron<sup>[28]</sup>公式, 针对砂性土统计得到 Bolton<sup>[29]</sup>经验公式, 基于弹性理论得到的 Sharif 等<sup>[30]</sup>公式等。将基于以上公式计算得到的  $K_0$  值与本试验结果作比较, 同时将《建筑边坡工程技术规范》中建议的  $K_0=0.34\sim0.45$  也标注于图 12 (b) 中。从图中可以看到 FSR-2 和 SPC-3 得到的  $K_0$  值与 Jaky 等的结果约为规范建议取值区间值, 证明了测量的准确性。

试验表明, FSR 由于具有柔性且超薄, 在测量狭小空间内的曲面土压力时比 SPC 有着更高的准确性, 避免了影响土的应力场, 减小了“嵌入”效应的影响, 且安装简单方便, 适合小型模型试验使用。

## 5 结 论

- (1) 在使用 FSR 前, 用大于测量目标值的压力预压, 可以有效减小低量程范围的误差。
- (2) 较小的挠度只改变 FSR 量程, 不改变标定曲线, 但过大的挠度会改变标定曲线以致失去测量能

力。

(3) 当 SPC 受力形式与土体不同时, “嵌入”效应是产生较大误差的主要原因。

(4) FSR 在测量曲面土压力时, 不改变土的应力场, 不受“嵌入”效应影响, 较 SPC 准确度高, 适用于狭小空间的曲面测量。

## 参 考 文 献:

- [1] 周敏, 杜延军, 王非, 等. 地层沉陷中埋地 HDPE 管道力学状态及模型试验分析[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(2): 253~262. (ZHOU Min, DU Yan-jun, WANG Fei, et al. Physical modeling of mechanical responses of HDPE pipes and subsurface settlement caused by land subsidence[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(2): 254~262. (in Chinese))
- [2] 芮瑞, 吴端正, 胡港, 等. 模型试验中膜式土压力盒标定及其应用[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(5): 2136~2136. (RUI Rui, WU Duan-zheng, HU Gang, et al. Calibration tests on diaphragm-type pressure cells[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(5): 837~845. (in Chinese))
- [3] SELIG E T. Soil stress gage calibration[J]. Geotechnical Testing Journal, 1980, 3(4): 153~158.
- [4] CLAYTON C R I, BICA A V D. The design of diaphragm-type boundary total stress[J]. Géotechnique, 1993, 43(4): 523~535.
- [5] WACHMAN G, LABUZ J. Soil-structure interaction of an earth pressure cell[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(9): 843~845.
- [6] 张立祥, 罗强, 张良, 等. 土压力传感器在硬土介质中的非线性响应分析[J]. 岩土力学, 2013(12): 3632~3640. (ZHANG Li-xiang, LUO Qiang, ZHANG Liang, et al. Analysis of nonlinear response of soil pressure transducer in high-modulus soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013(12): 3632~3640. (in Chinese))
- [7] WELLER W A, KULHAWY F H. Factors affecting stress cell measurements in soil[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1982, 108(12): 1529~1548.
- [8] FANG Y S, CHEN T J, WU B F. Passive earth pressures with various wall movements[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(8): 1307~1323.
- [9] SEHN A L. Experimental Study of Earth Pressures on Retaining Structures[D]. Virginia: Virginia Tech, 2005.
- [10] BROWN D A, MORRISON C, REESE L C. Lateral load behavior of pile group in sand[J]. Journal of Geotechnical

- Engineering, 1988, **114**(11): 1261 – 1276.
- [11] WILSON D W. Soil-Pile-Superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay[D]. California: University of California, 1998.
- [12] ZHANG L, SILVA F, GRISMALA R. Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(1): 78 – 83.
- [13] YANG K, LIANG R. Methods for deriving py curves from instrumented lateral load tests[J]. Geotechnical Testing Journal, 2006, **30**(1): 31 – 38.
- [14] LIN H, NI L, SULEIMAN M T, et al. Interaction between laterally loaded pile and surrounding soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **141**(4): 04014119.
- [15] 孙秀耀. 柔性力敏薄膜及阵列压力传感器的研究[D]. 成都: 电子科技大学, 2017. (SUN Xiu-yao. Study on Flexible Pressure Sensitive Film and The Array of Pressure Sensor[D]. Chengdu: University of Electronic Science and Technology of China, 2017. (in Chinese))
- [16] TALESNICK M. Measuring soil contact pressure on a solid boundary and quantifying soil arching[J]. Geotechnical Testing Journal, 2005, **28**(2): 171 – 179.
- [17] PAIKOWSKY S G, HAJDUK E L. Calibration and use of grid-based tactile pressure sensors in granular material[J]. Geotechnical Testing Journal, 1997, **20**(2): 218 – 241.
- [18] PALMER M C, O'ROURKE T D, OLSON N A, et al. Tactile pressure sensors for soil-structure interaction assessment[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(11): 1638 – 1645.
- [19] GAO Y, WANG Y H. Calibration of tactile pressure sensors for measuring stress in soils[J]. Geotechnical Testing Journal, 2013, **36**(4): 568 – 574.
- [20] PAIKOWSKY S G, PALMER C J, ROLWES L E. The use of tactile sensor technology for measuring soil stress distribution[C]// GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age. Atlanta, 2006: 1 – 6.
- [21] 张紫涛, 徐添华, 徐 韵, 等. 薄膜压力传感器在土工试验中的适用性初探[J]. 岩土工程学报, 2016, **39**(增刊 1): 209 – 213. (ZHANG Zi-tao, XU Tian-hua, XU Yun, et al. Feasibility of applying tactile pressure sensors in geotechnical tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **39**(S1): 209 – 213. (in Chinese))
- [22] 廖 波, 周檀君, 季雨坤. 薄膜式土压力分布传感器研发及试验研究[J]. 传感技术学报, 2018, **31**(1): 19 – 24. (LIAO Bo, ZHOU Tan-jun, JI Yu-kun. Experimental research and development of thin-film soil pressure distribution sensor[J]. Chinese Journal of Sensors and Actuators, 2018, **31**(1): 19 – 24. (in Chinese))
- [23] KENARSARI A E, VITTON S J, BEARD J E, et al. Tactile pressure sensors to measure ground pressure from tractor tire loads[J]. Geotechnical Testing Journal, 2018, **41**(6): 1166 – 1173.
- [24] SULEIMAN M T, NI L, HELM J D, et al. Soil-pile interaction for a small diameter pile embedded in granular soil subjected to passive loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(5): 04014002.
- [25] AHMED M R, TRAN V D H, MEGUID M A. On the role of geogrid reinforcement in reducing earth pressure on buried pipes: experimental and numerical investigations[J]. Soils and Foundations, 2015, **55**(3): 588 – 599.
- [26] JAKY J. Pressure in silos[C]// Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, 1948, Berkeley: 103 – 10.
- [27] BROOKER E W, IRELAND H O. Earth pressures at rest related to stress history[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1965, **2**(1): 1 – 15.
- [28] HENDRON A J. The Behavior of Sand in One Dimensional Compression[D]. Champaign: University of Illinois, 1963.
- [29] BOLTON M D. A Guide to Soil Mechanics[M]. Austin: University of Texas Press, 1991.
- [30] EI SHARIF M, ABDEL A, YEHIA K T, et al. Theoretical study of earth pressure at-rest for sandy soils[J]. Journal of Engineering Sciences, 2011, **39**(1): 1 – 13.

DOI: 10.11779/CJGE202003022

# 初始主应力方向角对饱和珊瑚砂液化特性影响的试验

马维嘉<sup>1</sup>, 陈国兴<sup>\*1, 2</sup>, 秦 悠<sup>1</sup>, 吴 琪<sup>1</sup>

(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)

**摘要:** 为探究不同的初始主应力方向角  $\alpha_0$  条件下南沙岛礁饱和珊瑚砂的液化特性, 对饱和珊瑚砂进行了一系列不排水循环扭剪试验。试验结果表明: ①  $\alpha_0$  对饱和珊瑚砂液化特性的影响显著;  $\alpha_0 \neq 45^\circ$  时的超静孔压  $u_e$  不会到达初始有效平均主应力  $p'_0$ ; 但  $\alpha_0 = 45^\circ$  时  $u_e$  会达到  $p'_0$ 。②不同  $\alpha_0$  条件下试样各应变分量发展形式的差异显著, 但均会产生较大的广义剪应变幅值  $g_{ga}$ , 且超静孔压比  $u_e/p'_0$  与  $g_{ga}$  之间的相关性可表示为正切函数。③以惯用的循环应力比 CSR 作为应力水平指标时, 对于给定的 CSR, 到达液化标准所需的循环次数  $N_L$  随着  $\alpha_0$  的增大而减小; 采用本文定义的修正循环应力比  $CSR_M$  作为应力水平指标时, 不同  $\alpha_0$  条件下  $CSR_M$  与  $N_L$  的关系曲线规准化为一条曲线, 且文献中 3 种饱和砂土的原始试验数据也验证了  $CSR_M$  的适用性。

**关键词:** 饱和珊瑚砂; 初始主应力方向角; 超静孔隙水压力; 变形特性; 循环强度; 修正循环应力比

**中图分类号:** TU443      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)03-0592-09

**作者简介:** 马维嘉(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事土动力学的研究工作。E-mail: [njtechmjw@163.com](mailto:njtechmjw@163.com)

## Experimental studies on effects of initial major stress direction angles on liquefaction characteristics of saturated coral sand

MA Wei-jia<sup>1</sup>, CHEN Guo-xing<sup>1, 2</sup>, QIN You<sup>1</sup>, WU Qi<sup>1</sup>

(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)

**Abstract:** In order to investigate the liquefaction characteristics of saturated coral sand from Nansha Islands under different initial major stress direction angles ( $\alpha_0$ ), a series of undrained cyclic torsional shear tests for saturated coral sand are carried out by using the GDS hollow cylinder torsional apparatus. A remarkable finding of this study is that,  $\alpha_0$  has significant influence on the liquefaction characteristics of coral sand, the excess pore water pressure ( $u_e$ ) for case  $\alpha_0 \neq 45^\circ$  cannot reach the initial mean principal stress  $p'_0$ , but the  $u_e$  for case  $\alpha_0 = 45^\circ$  can eventually reach  $p'_0$ . The developments of strain components for various  $\alpha_0$  cases are different, but the specimens for all  $\alpha_0$  cases will produce larger general shear strain amplitude ( $g_{ga}$ ), and the correlation between the  $u_e$  to  $p'_0$  and  $g_{ga}$  can be expressed approximately as tangent function. Based on the experimental data, the number of cycles ( $N_L$ ) required to induce initial liquefaction decreases with the increasing  $\alpha_0$  for a given cyclic stress ratio (CSR). However, by defining the modified cyclic stress ratio ( $CSR_M$ ) as a new index for cyclic stress level, a virtually unique relationship between  $CSR_M$  and  $N_L$  can be established for all  $\alpha_0$  cases. The applicability of  $CSR_M$  is verified by the original test data of saturated sands from the literatures.

**Key words:** saturated coral sand; initial major stress direction angle; excess pore water pressure; deformation characteristic; cyclic resistance; modified cyclic stress ratio

## 0 引言

珊瑚砂是一种在海洋中形成的特殊土质, 其碳酸钙含量高达 90% 以上。由于珊瑚砂特殊的形成过程, 使其具有棱角度高、强度低、易破碎、形状不规则、存在内孔隙等特点<sup>[1-2]</sup>; 与陆源砂相比, 珊瑚砂具有明显不同的动力特性。Hyodo 等<sup>[3]</sup>对 Dogs Bay 珊瑚砂和 Toyoura 砂进行了一系列不排水循环三轴对比试验, 发现 Dogs Bay 砂的液化强度通常比 Toyoura 砂的要

高。Mao 等<sup>[4]</sup>对澳大利亚西北大陆架近海地区的三种钙质土进行了一系列不排水循环剪切试验, 发现钙质土呈现出循环流动的破坏模式。Sharma 等<sup>[5]</sup>对 Goodwyn 和 LedgePoint 的两种珊瑚砂进行了一系列动力三轴对比试验, 探究了单向 (one-way)、双向 (two-way) 加

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51678299)

收稿日期: 2019-03-25

\*通信作者 (E-mail: [gxc6307@163.com](mailto:gxc6307@163.com))

载时珊瑚砂的体变特性和液化强度的大小。李建国<sup>[6]</sup>、虞海珍<sup>[7]</sup>对南沙岛礁珊瑚砂进行了不排水循环加载试验, 研究了珊瑚砂在不同应力条件下的应变、孔压等特性。南沙群岛复杂的海洋环境必然会对珊瑚砂的原位固结状态产生显著影响, 且南沙岛礁工程面临着较大的地震风险, 为确保南沙岛礁工程的地震安全, 需对南沙珊瑚砂的液化特性做深入的试验研究。

在影响砂土液化特性的诸多因素中, 较为关注的是初始主应力方向角  $a_0$  对砂土液化特性的影响。Sato 等<sup>[8]</sup>研究了  $a_0$  对密砂液化特性的影响, 认为  $a_0$  的影响本质是初始结构的各向异性。付磊等<sup>[9]</sup>研究了中主应力系数  $b = 0.25$  时  $a_0$  对砂砾料残余超静孔压  $u_e$  的影响, 结果表明: 随着  $a_0$  的增大,  $u_e$  的发展水平降低。郭莹等<sup>[10]</sup>探讨了  $a_0$  对福建标准砂液化强度的影响, 发现福建标准砂在扭剪与耦合加载时的液化强度随  $a_0$  的增大而减小。潘华<sup>[11]</sup>对南京细砂进行了一系列复杂固结条件下的轴向-扭转循环耦合剪切试验, 发现饱和细砂的液化强度随着  $a_0$  的增大而逐渐降低。目前仅初步涉及南沙岛礁饱和珊瑚砂液化特性的研究, 深入研究  $a_0$  对珊瑚砂动力特性的影响是必要的。

利用空心圆柱扭剪仪, 本文对南沙群岛饱和珊瑚砂进行了一系列不排水循环扭剪试验, 研究了在  $b = 0.5$  时  $a_0$  对饱和珊瑚砂的超静孔压、应变及动强度特性的影响, 探究其液化机理, 提出一种修正初始有效平均主应力  $p'_0$  的方法, 以期将不同非均等固结应力状态下的动强度曲线进行统一描述。

## 1 试验设计

### 1.1 试验仪器

采用南京工业大学购置的空心圆柱扭剪仪 (HCA) 进行试验, 如图 1 所示。该仪器可同时控制轴力  $W$ 、扭矩  $M$ 、以及内外围压  $p_o$ ,  $p_i$  的加载, 可实现不同的固结应力状态。所用试样为空心圆柱样: 高  $H = 200$  mm, 外径  $r_o = 100$  mm, 内径  $r_i = 60$  mm。

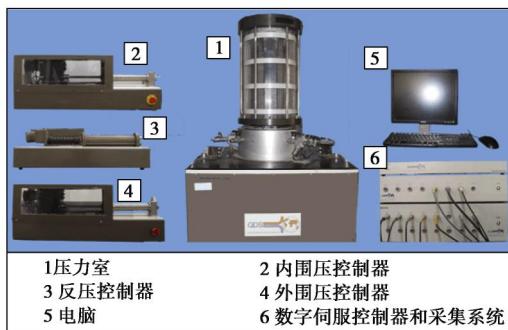


图 1 空心圆柱扭剪仪 (HCA)

Fig. 1 Hollow cylinder torsional apparatus

### 1.2 试验材料与试样制备

试验所用珊瑚砂取自南沙群岛某岛礁, 珊瑚砂的电镜扫描图片如图 2 所示。可以看出, 珊瑚砂的形状极不规则, 大多呈片状以及次角状, 且表面较为粗糙。试验用珊瑚砂由文石、方解石以及高镁方解石组成, 碳酸钙含量高于 90%。珊瑚砂的级配曲线如图 3 所示, 基本物理性质如表 1 所示。

表 1 珊瑚砂的基本物理性质指标

Table 1 Index properties of coral sand

平均粒径 $d_{50}$	不均匀系 数 $C_u$	曲率系 数 $C_c$	相对密 度 $G_s$	最大孔隙 比 $e_{max}$	最小孔隙 比 $e_{min}$
0.31	4.67	0.86	2.80	1.72	0.99

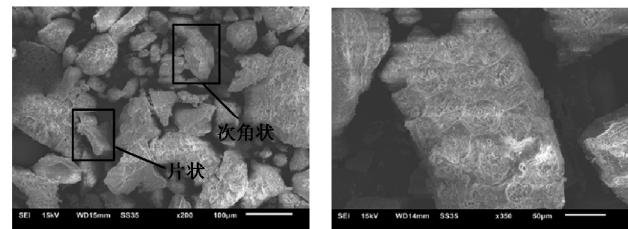


图 2 珊瑚砂颗粒电镜扫描图像

Fig. 2 Electronic microscope scanning graphs of coral sand

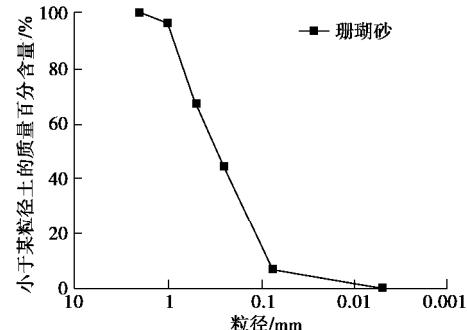


图 3 珊瑚砂级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curve of coral sand

采用干装法制样, 将烘干的珊瑚砂按照级配对每层所需珊瑚砂进行配比, 均分 5 层倒入空心圆柱模具的承膜筒内, 每层之间进行刮毛处理, 以保证试样的均匀性。装样完成后, 联合使用  $\text{CO}_2$  置换、通入无气水以及分级反压饱和的方法使得试样饱和, 当反压达到 400 kPa 时, 试样的  $B$  值可达 0.97 以上, 此时可以认为试样已饱和。饱和结束后按照所需的固结应力状态进行加载。

### 1.3 不同初始主应力方向角的实现

空心圆柱试样的受力情况如图 4 所示。Hight 针对空心圆柱试样提出了加载参数与单元体所受应力参数之间的关系<sup>[12]</sup>:

$$S_z' = \frac{W}{\pi(r_o^2 - r_i^2)} + \frac{p'_o r_o^2 - p'_i r_i^2}{(r_o^2 - r_i^2)} \quad , \quad (1)$$

$$s'_r = \frac{p'_o r_o + p'_i r_i}{r_o + r_i} , \quad (2)$$

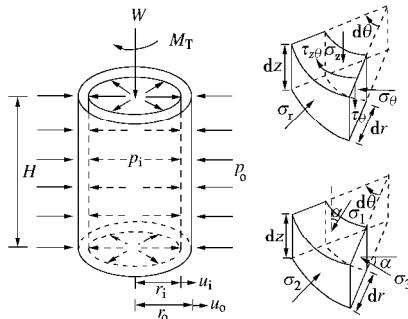
$$s'_q = \frac{p'_o r_o - p'_i r_i}{r_o - r_i} , \quad (3)$$

$$t_{zq} = \frac{3M}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} , \quad (4)$$

$$s'_1 = (s'_z + s'_q)/2 + \sqrt{(s'_z - s'_q)^2/4 + (t_{zq})^2} , \quad (5)$$

$$s'_2 = s'_r , \quad (6)$$

$$s'_3 = (s'_z + s'_r)/2 - \sqrt{(s'_z - s'_r)^2/4 + (t_{zq})^2} . \quad (7)$$



(a) 空心圆柱试样受阻力 (b) 试样上薄壁单元体应力状态

图 4 空心圆柱试样受力状态

Fig. 4 Hollow cylinder sample under loads

由于空心圆柱扭剪仪可以实现各种复杂固结应力状态的加载, 按试验要求控制平均主应力  $p$ 、固结应力比  $R$ 、中主应力系数  $b$  及初始主应力方向角  $\alpha_0$  的变化。这 4 个基本参数的定义分别为

$$p' = (s'_1 + s'_2 + s'_3)/3 , \quad (8)$$

$$R = s'_1/s'_3 , \quad (9)$$

$$q = (s'_1 - s'_3)/2 , \quad (10)$$

$$b = (s'_2 - s'_3)/(s'_1 - s'_3) , \quad (11)$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \arctan \left( \frac{2t_{zq}}{s'_z - s'_q} \right) . \quad (12)$$

因此, 由式 (1) ~ (12) 可计算出为实现不同  $\alpha_0$  所需的循环加载参数。

## 2 试验方案

考虑到自然沉积的砂土大多为中密砂; 在土体的平面应变问题中,  $b$  值往往接近 0.5, 且当  $b=0.5$  时, 内外压差值较小, 试验结果更精确, 实验过程易于控制等因素, 选取  $D_r=45\%$  的珊瑚砂, 在初始有效平均主应力  $p'_0=100$  kPa, 固结应力比  $R=1.5$ ,  $b=0.5$ , 及  $\alpha_0=0^\circ$ ,  $22.5^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $67.5^\circ$  和  $90^\circ$  的条件下进行固结<sup>[13-14]</sup>。固结完成后, 施加 3 个不同的循环应力比 CSR 进行不排水循环扭剪试验, 空心圆柱试样的 CSR 由下式计算可得<sup>[14-15]</sup>

$$CSR = q_m / p'_0 , \quad (13)$$

式中, 循环偏应力幅值  $q_m = \sqrt{(s'_z - s'_q)^2/4 + t_{zq}^2}_{\max}$ 。

不同固结条件所施加的外荷载及具体的试验方案如表 2 所示, 试验应力路径如图 5 所示。

表 2 试验方案

Table 2 Summary of test schemes

试验 编号	初始主应力 方向角 $\alpha_0$	内压 $p'_i$ /kPa	外压 $p'_o$ /kPa	轴向应力 $s'_z$ /kPa	扭矩 $M/(N\cdot m)$	CSR
1						0.25
2	0	106.67	96.00	120.00	0	0.30
3						0.35
4						0.25
5	22.5	104.71	97.17	114.14	2.9027	0.30
6						0.35
7						0.25
8	45	100.00	100.00	100	4.1050	0.30
9						0.35
10						0.20
11	67.5	95.29	102.83	85.86	2.9027	0.25
12						0.30
13						0.20
14	90	93.33	104.00	80.00	0	0.25
15						0.30

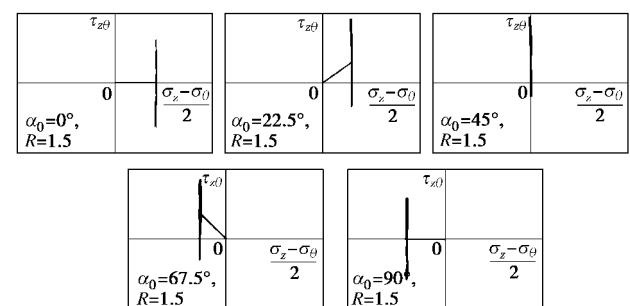


图 5 试验中应力路径示意图

Fig. 5 Diagram of stress paths in tests

## 3 试验结果与分析

### 3.1 $\alpha_0$ 对孔压特性的影响

图 6 为不同  $\alpha_0$  时饱和珊瑚砂的超静孔压  $u_e$  与循环振次  $N$  的关系曲线。对不同的  $\alpha_0$ ,  $u_e$  随着  $N$  增加而增大的发展形式有所不同的, 且  $u_e$  有较大的震荡现象。当  $\alpha_0=0^\circ$ ,  $22.5^\circ$ ,  $67.5^\circ$  和  $90^\circ$  时,  $u_e$  无法达到  $p'_0$  值,  $u_e$  稳定时仅能达到  $p'_0$  的 85%~95%, 循环扭剪过程中试样的有效应力始终大于零; 当  $\alpha_0=45^\circ$  时,  $u_e$  可以达到  $p'_0$  值, 某瞬间试样的有效应力为 0。因此,  $\alpha_0$  对试样  $u_e$  的增长有很大的影响。

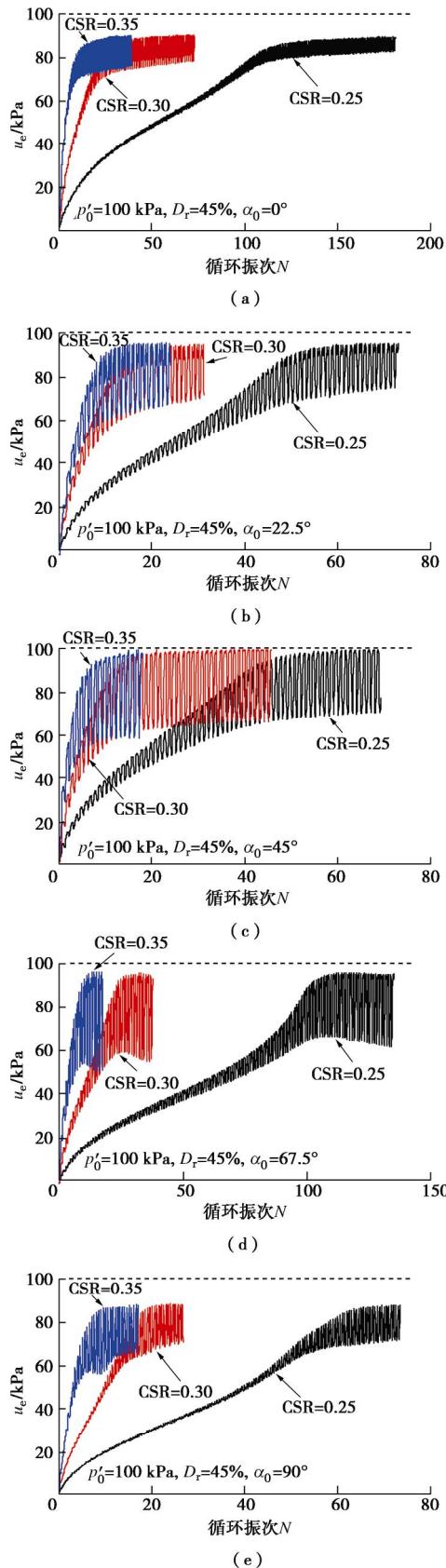
图6 不同 $a_0$ 时饱和珊瑚砂超静孔压的发展

Fig. 6 Development tendency of excess pore water pressure at various  $a_0$  for saturated coral sand

### 3.2 $a_0$ 对变形特性的影响

图7给出了不同 $a_0$ 时饱和珊瑚砂各应变分量幅值

(轴向应变 $\epsilon_z$ 、环向应变 $\epsilon_q$ 、径向应变 $\epsilon_r$ 、剪应变 $g$ )与 $N$ 的关系曲线。 $a_0$ 对各应变分量幅值的发展模式有很大影响: 在循环荷载作用下, 不同 $a_0$ 的试样均会产生较大的 $g$ ; 在 $a_0 \neq 45^\circ$ 时, 由于固结时存在轴向应力, 在循环加载时会产生不同水平的 $\epsilon_z$ ;  $a_0$ 相同时,  $\epsilon_q$ ,  $\epsilon_r$ 的发展趋势一致:  $\epsilon_z$ 较大时 $\epsilon_q$ ,  $\epsilon_r$ 也较大; 反之亦然。

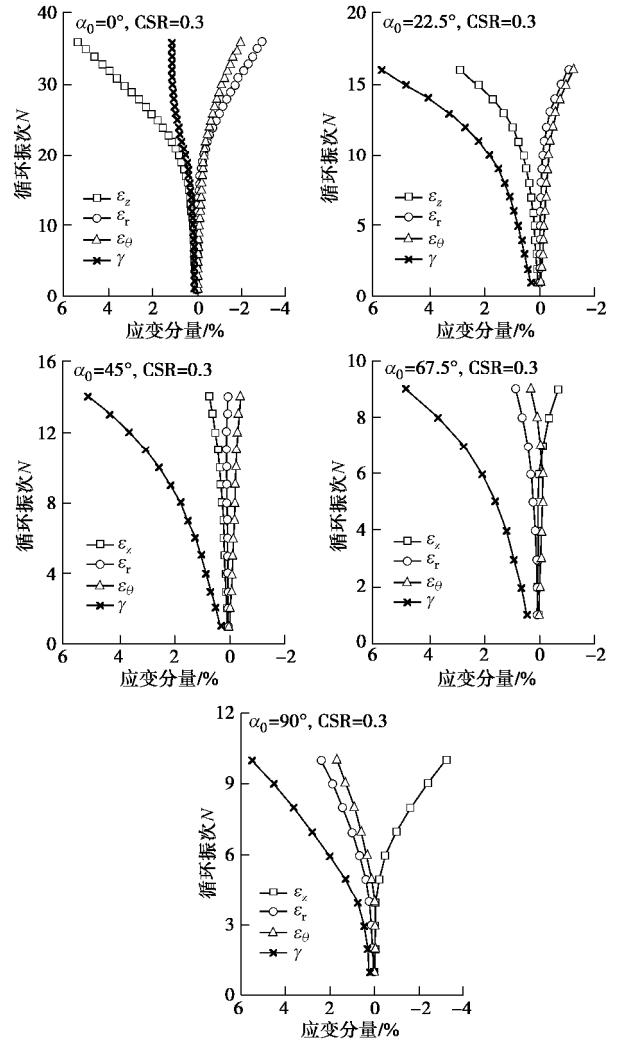
图7 不同 $a_0$ 时饱和珊瑚砂应变分量的发展

Fig. 7 Development tendency of strain components at various  $a_0$  for saturated coral sand

因此, 以单一应变分量描述饱和珊瑚砂的变形特性是不合理的, 宜采用广义剪应变 $g_g$ 描述其变形特性。广义剪应变 $g_g$ 按下式计算<sup>[13, 16]</sup>:

$$g_g = \sqrt{2/3} \times \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}, \quad (14)$$

式中,  $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$ ,  $\epsilon_3$ 分别为大、中、小主应变。

图8为广义剪应变幅值 $g_{ga}$ 随 $N$ 增大而增大的发展趋势。可以发现, 所有试样最终均会产生较大的 $g_{ga}$ 。国际上有两种常用的砂土液化判据: ①Seed等<sup>[17]</sup>提出的有效应力等于零的液化判据; ②Casagrande等<sup>[18]</sup>提出的应变达到某一水平的液化判据, 强调了土的液化

流动特征。由于  $a_0 \neq 45^\circ$  时试样的  $\Delta u$  不能达到  $p'_0$ , 且工程中的破坏, 归根结底表现为过量的位移及变形, 因此本文采用  $g_{ga} = 5\%$  作为饱和珊瑚砂试样液化的判据<sup>[10, 20-21]</sup>。

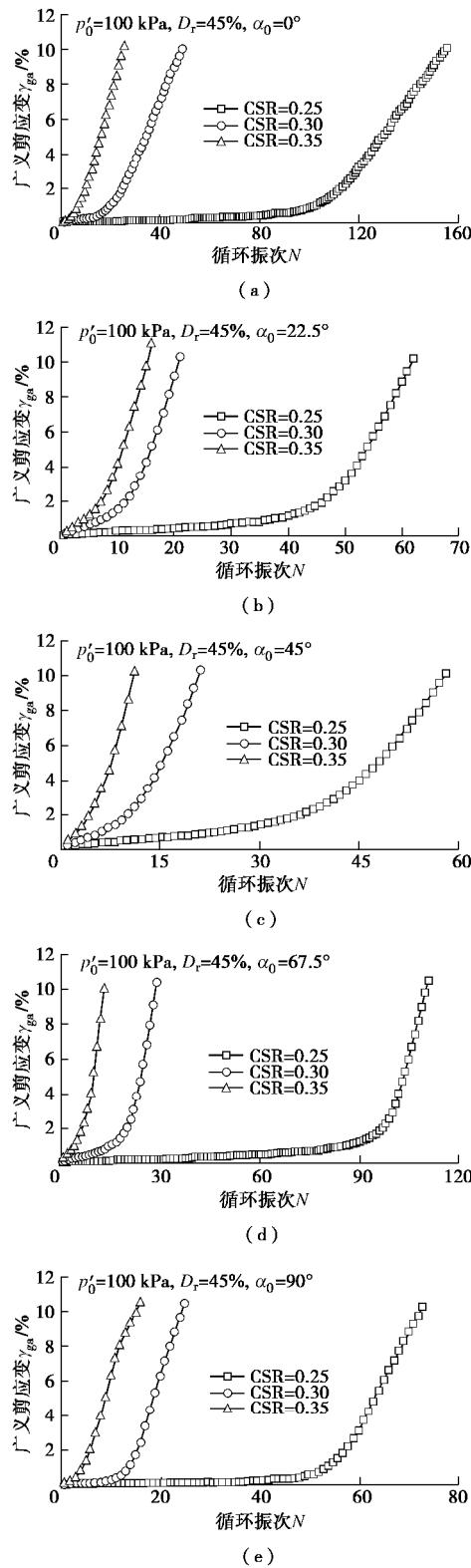


图 8 不同  $a_0$  时饱和珊瑚砂广义剪应变幅值的发展

Fig. 8 Development tendency of generalized shear strain amplitude  $\gamma_{ga}$  at various  $a_0$  for saturated coral sand

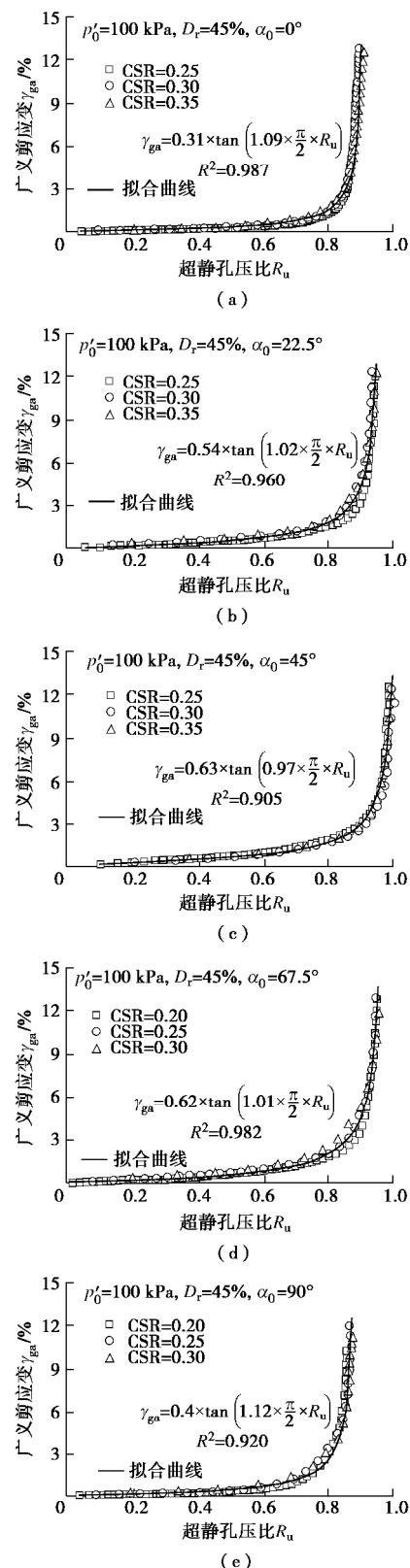


图 9 不同  $a_0$  时饱和珊瑚砂广义剪应变与超静孔压比的关系

Fig. 9 Relationships between amplitudes of generalized shear strains and excess pore water pressure ratios at various  $a_0$  for saturated coral sand

### 3.3 超静孔压比与广义剪应变的相关性

超静孔压比  $R_u$  定义为  $u_e$  与  $p'_0$  的比值, Chen 等<sup>[14]</sup>曾提出  $g_{ga}$  与  $u_e$  之间存在唯一性关系, 如式 (15) 所

示:

$$g_{ga} = a \times \tan(\pi/2 \times R_u) \quad (15)$$

但由于珊瑚砂与一般的陆源无黏性土有着明显的差异, 因此需对式(15)进行如下修正:

$$g_{ga} = a \times \tan(b \times \pi/2 \times R_u), \quad (16)$$

式中,  $a$ ,  $b$  是与固结状态有关的拟合参数。图 9 为饱和珊瑚砂  $R_u$  与  $g_{ga}$  的关系曲线。可以看出, 当  $a_0$  相同时,  $R_u$  与  $g_{ga}$  之间存在较强相关性, 且不受应力水平的影响。图 10 给出了拟合参数  $a$ ,  $b$  与  $a_0$  之间的关系。可以发现, 随着  $a_0$  的增大, 参数  $a$  呈现出先增大后减小的趋势, 参数  $b$  则呈现出先减小后增大的趋势。

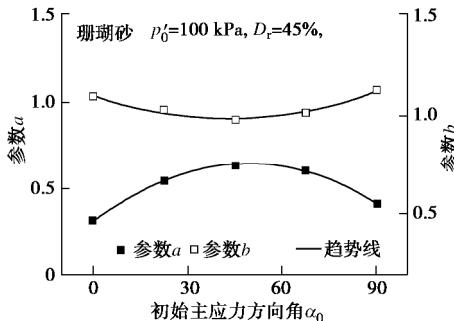


图 10 参数  $a$ ,  $b$  与  $a_0$  之间的关系

Fig. 10 Relationships among parameters  $a$ ,  $b$  and  $a_0$

### 3.4 $a_0$ 对动强度的影响

以 CSR 作为应力水平指标, 图 11 给出了不同  $a_0$  条件下施加于饱和珊瑚砂试样的 CSR 与到达液化所需的循环次数  $N_L$  的关系曲线。可以发现: 不同  $a_0$  的 CSR -  $N$  曲线随  $a_0$  的增大而向左下侧移动。

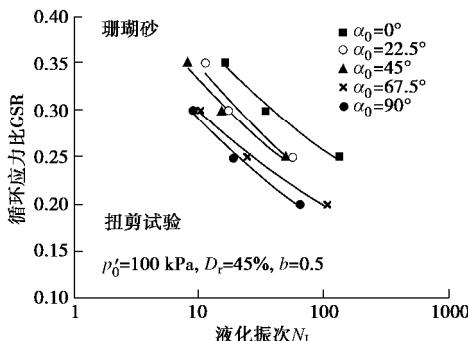


图 11 不同  $a_0$  时饱和珊瑚砂的动强度曲线

Fig. 11 Curves of cyclic resistance at various  $a_0$  for saturated coral sand

由式(1)~(7)可知,  $a_0$  的大小与固结后的  $s'_1$ ,  $s'_3$  有关, 而与固结后的  $s'_2$  无关。因此, 需进一步研究  $s'_1$ ,  $s'_3$  所在平面的应力状态。以  $s'_1$ ,  $s'_3$  所在平面的有效主正应力  $s'_{13}$  以及主剪应力  $\tau_{13}$  作为衡量土单元所受应力大小的参量, 二者表达式如下<sup>[19]</sup>:

$$s'_{13} = (s'_1 + s'_3)/2, \quad (17)$$

$$\tau_{13} = (s'_1 - s'_3)/2, \quad (18)$$

式(17), (18) 虽对  $s'_1$ ,  $s'_3$  所在平面的应力状态进行

了描述, 但仍未消除其他平面上应力的影响。由式(2),

(6) 可知,  $s'_2 = s'_r$ , 而  $s'_r$  的大小仅与内、外压  $p'_o$ ,  $p'_i$  有关。为了消除不同  $s'_2$  的影响, 须设定  $p'_o = p'_i = p'_0$ , 此时  $s'_2$  恒等于  $p'_0$ 。因此, 对  $p'_0$  相同的不同固结状态, 将施加的  $W$ ,  $M$  及设定条件  $p'_o = p'_i = p'_0$  代入式(1)~(7), 可得消除  $s'_2$  影响的土单元大、小主应力  $s'_{1(0)}$  和  $s'_{3(0)}$ , 此时, 式(17), (18) 中的  $s'_{13}$ 、 $\tau_{13}$  退化为  $s'_{13(0)}$ 、 $\tau_{13(0)}$ :

$$s'_{13(0)} = (s'_{1(0)} + s'_{3(0)})/2, \quad (19)$$

$$\tau_{13(0)} = (s'_{1(0)} - s'_{3(0)})/2. \quad (20)$$

则  $p'_0$  与设定条件的等效平均有效主应力  $p'_{0M}$  的关系可表示为

$$p'_{0M} = b_1 \times b_2 \times p'_0, \quad (21)$$

$$b_1 = (s'_{13(0)} / p'_a)^m, \quad (22)$$

$$b_2 = \sqrt{1 - t_{13(0)} / s'_{13(0)}}, \quad (23)$$

式中,  $p'_a$  为基准值, 等于均等固结条件下初始平均有效主应力为  $p'_0$  的  $s'_{13(0)}$  值, 则易得  $p'_a = p'_0$ ;  $m$  为与土的物理性质有关的参数。 $\beta_1$ ,  $\beta_2$  分别表征有效大小主应力  $s'_1$ ,  $s'_3$  之和及其之差对土单元的作用。以  $p'_{0M}$  代替  $p'_0$ , 修正循环应力比  $CSR_M$  可定义:

$$CSR_M = q_m / p'_{0M}. \quad (24)$$

须指出, 以上对大小主应力的设定仅为假设, 其目的是修正  $p'_0$ , 并未改变表 2 给出的试验加载条件, 不影响试验测试的原始数据。对图 11 中 CSR 与  $N_L$  关系曲线的数据进行重新处理, 可给出  $CSR_M$  与  $N_L$  之间的关系曲线, 如图 12 所示, 相应的参数值见表 3。可以发现: 取  $m = 0.77$  时可将不同  $a_0$  的  $CSR_M$  与  $N_L$  的关系曲线规准化为一条曲线。

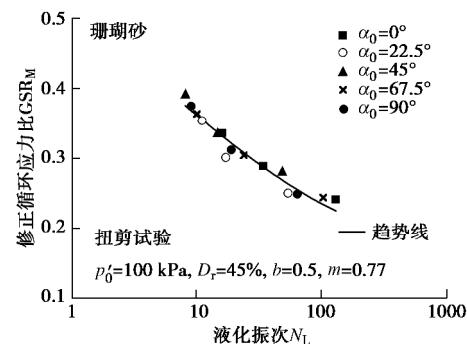
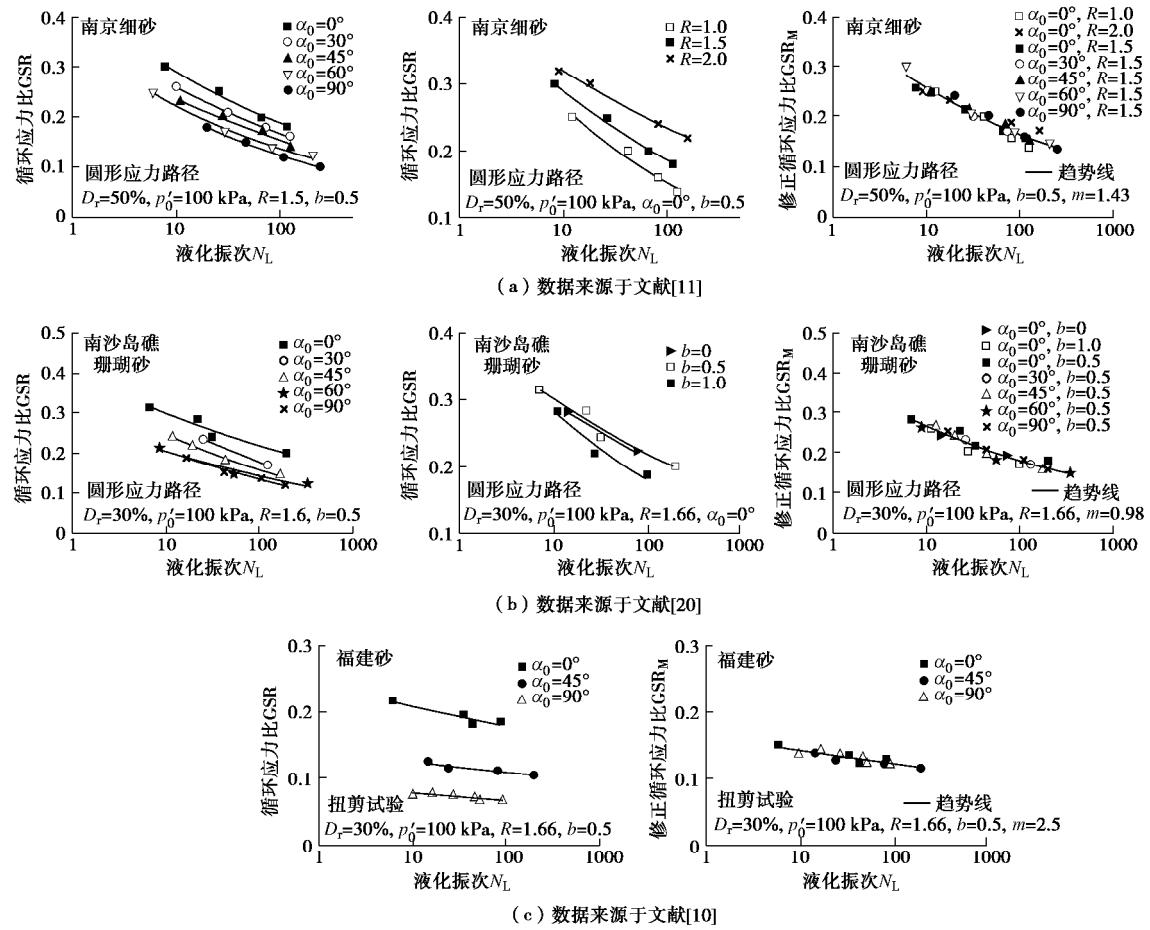


图 12 不同  $a_0$  时  $N_L$  与  $CSR_M$  之间的关系

Fig. 12 Relationships between  $CSR_M$  and  $N_L$  at various  $a_0$  for saturated coral sand

将南京细砂<sup>[11]</sup>、南沙岛礁珊瑚砂<sup>[20]</sup>和福建砂<sup>[10]</sup>的试验结果分别以 CSR 和  $CSR_M$  作为应力水平指标, 其结果如图 13 所示, 相应的参数值见表 3。可以发现, 不同  $a_0$  的 3 种砂土的 CSR 与  $N_L$  的关系曲线均规准化为单一的  $CSR_M$  与  $N_L$  关系曲线。可见, 指数  $m$  是与土的物理性质有关的参数。



图 13 3 种砂土的 CSR、CSR<sub>M</sub> 与  $N_L$  之间的关系Fig. 13 CSR and CSR<sub>M</sub> of three sands vs.  $N_L$ 表 3 4 种砂土在不同固结状态下  $s'_{1(0)}$ ,  $s'_{3(0)}$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  的取值Table 3 Values of  $s'_{1(0)}$ ,  $s'_{3(0)}$ ,  $\beta_1$  and  $\beta_2$  under different consolidation conditions for four sands

土类 (平均大主应力)	$m$	$\alpha_0 /(^{\circ})$	$R$	$b$	$s'_{1(0)} / \text{kPa}$	$s'_{3(0)} / \text{kPa}$	$\beta_1$	$\beta_2$
南沙岛礁 珊瑚砂 (本文) ( $p'_0 = 100 \text{ kPa}$ )	0.77	0			130.00	100.00	1.11	0.93
		22.5			128.28	92.93	1.08	0.92
		45	1.5	0.5	120.00	80.00	1.00	0.89
		67.5			107.07	71.72	0.92	0.90
		90			100.00	70.00	0.88	0.91
南京细砂 <sup>[10]</sup> ( $p'_0 = 100 \text{ kPa}$ )	1.42	—	1.0	—	100.00	100.00	1.00	1.00
		0	2.0	0.5	150.00	100.00	1.37	0.89
		0	1.5	0.5	130.00	100.00	1.22	0.93
		30	1.5	0.5	126.37	88.63	1.11	0.91
		45	1.5	0.5	120.00	80.00	1.00	0.89
		60	1.5	0.5	111.37	73.63	0.90	0.89
		90	1.5	0.5	100.00	70.00	0.79	0.91
福建砂 <sup>[10]</sup> ( $p'_0 = 100 \text{ kPa}$ )	2.49	0	1.66	0.5	137.22	100.00	1.18	0.92
		30	1.66	0.5	132.72	85.89	1.09	0.89
		45	1.66	0.5	124.81	75.19	1.00	0.87
		60	1.66	0.5	114.11	67.28	0.91	0.86
		90	1.66	0.5	100.00	62.78	0.82	0.88
		0	1.66	0	154.10	100.00	1.26	0.89
		0	1.66	1.0	122.92	100.00	1.11	0.95

## 4 结 论

针对南沙岛礁饱和珊瑚砂进行了一系列不排水循环扭剪试验, 探究了初始大主应力方向角  $a_0$  对饱和珊瑚砂液化特性的影响, 主要结论如下:

(1) 饱和珊瑚砂的超静孔压  $u_e$  随循环振次  $N$  的增大而升高,  $a_0 \neq 45^\circ$  时,  $u_e$  趋于稳定时无法达到  $p'_0$ , 也即, 非均等固结时在循环加载过程中饱和珊瑚砂的强度不会完全丧失; 当  $a_0 = 45^\circ$  时,  $u_e$  在某些瞬间可达到  $p'_0$ 。相同  $a_0$  的超静孔压比  $R_u$  与广义剪应变幅值  $g_{ga}$  的关系可用正切函数表示。

(2) 不同固结条件下饱和珊瑚砂各应变分量的发展具有较大的差异。 $g_{ga}$  是一个综合反映各应变分量发展的物理指标, 可取  $g_{ga} = 5\%$  作为复杂固结条件下饱和珊瑚砂的液化判据。

(3) 以惯用的循环应力比  $CSR$  作为应力水平指标时, 发现施加于饱和珊瑚砂试样的  $CSR$  与到达液化标准所需的循环次数  $N_L$  的关系曲线随着  $a_0$  的增加而向左下侧移动; 采用修正循环应力比  $CSR_M$  作为应力水平指标时, 不同  $a_0$  条件下的  $CSR_M$  与  $N_L$  的关系曲线规范化为一条曲线; 引自文献的 3 种砂土的试验数据也验证了应力指标  $CSR_M$  的普适性。

## 参考文献:

- [1] 朱长岐, 陈海洋, 孟庆山, 等. 钙质砂颗粒内孔隙的结构特征分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(7): 1831 – 1836. (ZHU Chang-qi, CHEN Hai-yang, MENG Qing-shan, et al. Microscopic characterization of intra-pore structures of calcareous sands[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(7): 1831 – 1836. (in Chinese))
- [2] 陈海洋, 汪 稔, 李建国, 等. 钙质砂颗粒的形状分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(9): 1389 – 1392. (CHEN Hai-yang, WANG Ren, LI Jian-guo, et al. Grain shape analysis of calcareous soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(9): 1389 – 1392. (in Chinese))
- [3] HYODO M, HYDE A F L, ARAMAKI N. Liquefaction of crushable soils[J]. Géotechnique, 1998, 48(4): 527 – 543.
- [4] MAO X, FAHEY M. Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic simple shear[J]. Géotechnique, 2003, 53(8): 715 – 727.
- [5] SHARMA S S, ISMAIL M A. Monotonic and cyclic behavior of two calcareous soils of different origins[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(12): 1581 – 1591.
- [6] 李建国. 波浪荷载作用下饱和钙质砂动力特性的试验研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2005. (LI Jian-guo. Experimental Research on Dynamic Behavior of Saturated Calcareous Sand Under Wave Loading[D]. Wuhan: Institute of Rock & Soil Mechanics China Academy of Sciences, 2005. (in Chinese))
- [7] 虞海珍. 复杂应力条件下饱和钙质砂动力特性的试验研究[D]. 武汉: 华中科技大学, 2006. (YU Hai-zhen. Experimental Research on Dynamic Behavior of Saturated Calcareous Sand Under Complex Stress Conditions[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2006. (in Chinese))
- [8] SATO K, YASUHARA K, YOSHIDA N. Effect of pre-shearing with drainage on undrained cyclic shear behaviour of dense sand[C]// Proceedings of the Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference. France, 1999: 542 – 547.
- [9] 付 磊, 王洪瑾, 周景星, 等. 主应力偏转角对砂砾料动力特性影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 435 – 440. (FU Lei, WANG Hong-jin, ZHOU Jing-xing, et al. Effect of initial rotation angle of principal stress on the dynamic properties of soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(4): 435 – 440. (in Chinese))
- [10] 郭 莹, 栾茂田, 许成顺, 等. 主应力方向变化对松砂不排水动强度特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(6): 666 – 670. (GUO Ying, LUAN Mao-tian, XU Chen-shun, et al. Effect of variation of principal stress orientation on undrained dynamic strength behavior of loose sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(6): 666 – 670. (in Chinese))
- [11] 潘 华. 复杂应力条件下饱和南京细砂动力特性试验研究 [D]. 南京: 南京工业大学, 2011. (PAN Hua. Experimental Research on Dynamic Behavior of Saturated Nanjing Fine Sand under Complex Stress Conditions[D]. Nanjing: Nanjing University of Technology, 2011. (in Chinese))
- [12] HIGHT D W, GENS A, SYMES M J. The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils[J]. Géotechnique, 1983, 33(4): 355 – 383.
- [13] YANG Z X, LI X S, YANG J. Undrained anisotropy and rotational shear in granular soil[J]. Géotechnique, 2007, 57(4):

- 371 - 384.
- [14] CHEN G X, WU Q, ZHOU Z L, et al. Undrained anisotropy and cyclic resistance of saturated silt subjected to various patterns of principal stress rotation[J]. *Géotechnique*, in press.
- [15] ISHIHARA K, YAMAZAKI A. Analysis wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand[J]. *Soils and Foundations*, 1984, **24**(3): 85 - 100.
- [16] HUANG B, CHEN X, ZHAO Y. A new index for evaluating liquefaction resistance of soil under combined cyclic shear stresses[J]. *Engineering Geology*, 2015, **199**: 125 - 139.
- [17] SEED H B, IDRIS I M, ARANGO I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, **109**(3): 458 - 482.
- [18] CASAGRANDE A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fill[J]. *Journal of Boston Society of Civil Engineering*, 1936: 257 - 276.
- [19] 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))
- [20] 李建国, 汪 稳, 虞海珍, 等. 初始主应力方向对钙质砂动力特性影响的试验研究[J]. *岩土力学*, 2005, **26**(5): 723 - 727. (LI Jian-guo, WANG Ren, YU Hai-zhen, et al. Experimental research on effect of initial principal stress orientation on dynamic properties of calcareous sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, **26**(5): 723 - 727. (in Chinese))
- [21] CHEN G X, WU Q, SUN T, et al. Cyclic behaviors of saturated sand-gravel mixtures under undrained cyclic triaxial loading[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, in press.

### 本期广告索引

- 封 2 北京筑信达工程咨询有限公司  
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

## 智能建筑中机械设备自动化的实践

——评《工程机械》

曹振法

(淄博市技师学院, 淄博 255000)

随着经济的稳定增长, 我国建筑行业得到更大的发展空间, 智能建筑也获得了有效提升。智能化建筑是物质水平显著提高后人们对房屋建筑技术及质量提出的新要求, 而机械设备自动化是实现智能化建筑的关键。机械自动化指在无人干预的情况下, 机器装置能按照预订的程序或指令自动控制操作的过程。近年来, 科学技术取得了飞跃的进步, 在进行建筑规划设计的过程中, 拥有更多完善的机械设备和装置以满足住户的实际需求, 为其提供更理想的居住环境。同时, 由于智能建筑规模的增大与人民群众对此需求的提高, 很大程度上也推动了我国城镇化发展和现代化社会建设。因此, 加大智能建筑机械设备自动化的探索与研究, 注重在实践过程中合理利用智能化技术等值得相关部门广泛关注和深度重视。《工程机械》一书由李启月编写, 中南大学出版社于 2012 年 12 出版。书中所写内容是工业机械的重要组成部分, 除系统总结编者多年教学经验和科研成果外, 还针对地下岩土工程施工的特点, 介绍了国内外有关的最新典型设备和装备。



全书共分为四篇 15 章。第一篇(第 1 章到第 3 章)介绍了包括常用机构、轴承等机械基础, 油泵及油马达、油缸、操纵控制阀及液压基本回路等液压传动知识, 以及内燃机和工程机械底盘等工程机械基础。第二篇(第 4 章到第 7 章)论述挖掘机、钻孔爆破机械、破碎与支护机械以及运输机械等土石方施工运输机械的特点、主要结构及技术性能与技术特征。第三篇(第 8 章到第 10 章)从路基施工、水泥混凝土路面施工和沥青路面施工等方面阐述道路施工相关机械设备的作用、工作原理及其构造。第四篇(第 11 到第 15 篇)主要讲述建筑及构筑物施工机械的相关知识, 包括基础处理机械、钢筋加工机械、起重提升机械、天井掘进机械和全断面隧道平巷掘进机。从整体内容上来看, 书中所介绍的设备和装置涉及基础理论、基本构造、工作原理、技术性能及选用原则; 从内容安排上来看, 基础理论、机械构造、工作原理和选用原则并重, 叙述详细科学, 可供采矿与岩土工程及相关专业按照其工作需求有选择地使用。该书分类明确、论述清晰, 对探讨智能建筑中机械设备自动化的实践有重要帮助。

首先, 从本身优势上看, 机械设备自动化可以为智能建筑带来诸多好处。合理运用机械设备自动化, 不仅能保障房屋建筑的整体质量, 节省人力, 提供更多方便, 其与电脑、网络及监控等先进技术设备的结合使用更是有效节省了运营和管理成本。机械设备自动化在智能建筑中的优势主要体现在以下方面。一是找出运用系统存在的问题并自动处理。智能化建筑的结构随着科技的发展越来越复杂, 安全事故发生的可能性和运营维护工作的难度也越来越大。而机械设备自动化便于进行数据分析, 可以很快找到设备故障数据, 从而及时修复故障, 保证机械设备的正常稳定运行。二是通过机械设备自动化构建建筑管理平台, 将建筑相关信息在平台上保存、显示和管理。与此同时, 建筑管理平台还可以精准展现施工过程中各机械系统的运行情况, 并创建出相应的运行报告。可见, 智能建筑中, 机械设备自动化不仅能及时发现并处理设备中存在的故障, 确保施工顺利进行, 还能实现统一管理, 监督各环节的施工情况, 保证建筑的质量。

其次, 从技术分析上看, 机械设备自动化具备较为完善的施工所需系统。智能建筑机械设备自动化拥有供电系统、照明系统、设备布线、火灾报警系统及远程处理机等, 能满足建筑施工所需, 有效保障施工工作的运行和安全事故处理。供电系统是智能建筑中主要的构成部分, 建设企业在建筑规划设计过程中, 需要根据工程供电的具体要求进行针对性的创建工作, 分析并统计建筑物的用电工作, 进而以供电系统能承受的电负荷为基础, 合理设计机械设备体系, 以确保供电功能满足建筑物需要。此外, 建立供电系统时, 也需要对变压器作出针对性的设置, 从而防范供电系统存在的安全隐患。设备布线在建筑工程中有重要地位, 其效果对机械设备运行的安全性有决定性作用。施工企业只有合理采用布线技术, 注重技术创新, 才能保证智能化建筑建设良好。

最后, 从发展趋势上看, 机械设备自动化对建筑智能化发展有重要意义。智能建筑建设是建筑行业未来的发展方向, 应得到建设企业和相关从业者的重视。机械设备自动化对智能建筑的发展具有重大帮助。一是全面掌握发展趋势。在实际施工建设过程中合理使用自动化的机械设备, 能有效降低能源消耗量, 实现建筑建设智能化控制, 还能提升建筑物的安全性和整体性能, 向大众的需求逐步靠近。二是加强安装管理。利用机械设备自动化进行安装, 企业需严格按照安装步骤, 做好管理工作, 由此全面展现机械设备系统的功能, 提升工程质量。三是体现节能设计理念。通过自动化控制和管理建筑工程, 进行针对性的节能设计, 能有效减少能源消耗, 促进建筑行业良好发展。

智能建筑中机械设备自动化的实践具有重要的现实意义, 不论从优势、技术, 还是发展上看, 机械设备自动化对实现智能建筑和促进其发展都有不可替代的作用。《工程机械》一书论述详细, 知识丰富, 能为探析智能建筑中机械设备自动化的实践提供较强的参考价值。

作者简介: 曹振法(1974—), 男, 山东潍坊人, 硕士, 高级讲师, 研究方向: 机械专业和教育管理。

## 建筑工程概论专业基础课中的创新创业教育研究

——评《BIM 创新创业》

沈慧

(内蒙古建筑职业技术学院, 呼和浩特 010020)

在创新驱动、大众创新等众多国家发展战略理念指引下, 各地高校人才培养迎来创新创业教育的新台阶。为大学生提供贴合专业实际、符合社会经济发展实情的优质创新创业教育, 不仅可以引导学生充分发挥自身所学和聪明才智投入到社会经济建设中来, 还可以在潜移默化中转变毕业生常规就业、职业发展固有思维, 有效促进教育教学体系优化和社会意识形态发展。高校建筑工程类专业是社会工程建设、基础设施建设、工业工程相关领域发展的核心人才输出基地, 搞好高校建筑工程类专业人才培养创新创业教育, 就是为相关领域行业长期、稳定发展提供持续动力和有力支持。

高校建筑工程类专业基础课程教学有其特殊性: 建筑工程类专业学生思维活跃, 乐于接触、了解、学习、接受新鲜事物, 对于连篇累牍式的理论教学兴致不高; 在学生职业能力和专业素养方面, 相较于其他人文学科, 建筑类专业更偏重实践操作能力的培养; 建筑工程专业基础课程教学中专业术语、概念出现频率高, 专业理论技术本身对其他领域学科具有很强的渗透性和适应性。因而要想在高校建筑类专业基础课程中有机融合创新创业教育, 就必须深度结合其专业教学特征, 才能事半功倍。

作为高职高专“十三五”建筑及工程管理类专业系列规划教材, 《BIM 创新创业》紧扣建筑工程专业课程教学以及大学生就业、职业发展实际, 分模块细致阐述了 BIM、创新创业的基本理论、大学生 BIM 创新创业概述、土建类竞赛理论方案及竞赛技能、创业机会与创业风险以及新创企业等内容, 并逐一详解了 BIM 在建筑工程类竞赛中决策与设计阶段、施工阶段、运维阶段的多方面应用。鉴于高校建筑工程类专业教学的特殊性, 作者在各个模块之后附录与模块核心内容高度相关的经典实例, 不仅提升学生在创新创业教育中从积极性和参与度, 也提升了学生与课程教学的互动性, 有利于培养学生自主学习能力和创新能力。总的来看, 该书内容丰富实用, 专业性、实践性强, 与建筑工程类专业实际高度贴合, 可作为高职高专院校建筑工程类专业基础课程信息化教材, 也可供建筑工程类相关领域技术工作人员参考借鉴。

高校建筑类专业基础课程如何融入创新创业教育, 参考《BIM 创新创业》一书中对大学生创新能力培养具体实施方法等理论研究内容, 可以从以下几方面着手:

高校首先要明确创新创业教育的核心目标, 才能做到“有的放矢”。建筑类专业基础课程融合创新创业教育的根本目的在于培养和提升大学生的创新意识、创新能力。培养具备过硬专业素养、一定科技管理能力、较强职业道德的高素质人才是建筑类专业基础课程的核心目标, 建筑类专业创新创业教育教学必然要与其学科定位相适应, 才能发挥建筑类专业基础课程与创新创业教育的协同作用。

其次, 高校要加强建筑类专业学生风险教育。高校要让学生充分认识创新创业是需要承担一定风险的, 着力培养学生对创新创业风险识别、风险防控、风险规避的意识和能力。风险意识教育是创新创业教育教学中不可缺失的部分, 只有全面树立学生的风险意识, 才能正确指引学生积极开展创新创业实践探索。从创业机遇识别到创业融资渠道, 从创业思路到风险识别, 建筑类专业基础课程要科学、巧妙融入风险教育, 避免学生因缺乏风险意识而走弯路、走错路而降低创新创业实践积极性和不必要的资源浪费。

再次, 强化创新创业教育内容、理念、技能与建筑工程概论专业基础课程的融合度。从本质上来说, 以专业基础课为载体的创新创业教育是在以往无差别教学的基础上实现了一定提升, 但是还不足以满足当前建筑类专业大学生创新创业教育实际需求。在总体创新思维、格局上, 高校要重视建筑工程概论课程教学内容与创新创业教育理念的系统性、一致性、有效性, 将建筑类专业创新创业所需理论、技能合理融入专业基础课程理论教学和实践指导。

最后, 借助建筑工程概论这门建筑类专业基础课, 高校要全面发挥其载体作用, 科学设计、规划建筑类专业创新创业教育教学方案, 确保教学方案贴合专业教学实际和行业发展实际。创新创业教育的主体对象是建筑类专业大学生, 只有充分考量学生的学习需求、专业发展、职业规划等因素, 合理规划设计创新创业教育方案, 才能全面提升学生的学习积极性, 也才能让创新创业理念真正走进学生心中。相对于大学生, 高校对于建筑专业发展趋势和现状以及人才需求的把握要更为全面、真实、及时, 因而高校要积极发挥自身资源、平台优势, 及时完善、优化建筑类专业创新创业教育教学方案, 例如教学理念、模式、内容、实践课程等模块的机动调整。在内容方面要与建筑类专业实际相结合, 同时也要注重创新创业教育理论的实用性和专业性, 灵活调整各部分内容的权重, 做到主次分明、重点突出。

此外, 高校还应当建立并完善校际创新创业教育分享交流平台, 促进创新创业教育教学成功经验学习和交流, 全面提升自身教育教学质量和水平, 充分发挥高校“四大功能”, 积极服务现代化建设。

**作者简介:** 沈慧(1981—), 女, 内蒙古呼和浩特人, 硕士, 讲师, 研究方向: 创新创业与思政教育。



## 广告

# 岩土工程施工合同法律风险防控研究 ——评《工程合同：法律、规则与实践》

刘成杰，马梦婷  
(北京科技大学文法学院，北京 100083)

随着经济的快速发展和现代化社会建设进程的推进，我国岩土工程建设行业发展日新月异，为提高人民生活水平和促进国民经济增长发挥了重要作用。工程施工过程较为复杂，涉及的建设企业单位多，工程项目建设施工周期长。因此，参与同一工程项目建设的各相关企业单位间极易产生权益和利益矛盾纠纷。合同是市场经济体制下，维护相关企业单位权益、利益和维持公平竞争秩序的重要手段，做好合同风险管理，不仅能合理保障各参建单位的合法权益，还能推动工程建设行业形成良好的竞争氛围，促进建设行业科学有序发展。工程施工建设过程中，相关企业单位发生矛盾纠纷的现象并不少见，不但延长项目建设周期、影响项目口碑，而且降低了外界对整个行业的风评。良好的合同管理能有效约束参建单位的行为、化解参见单位的矛盾、保障工程顺利进行。由此可见，研究岩土工程施工合同法律风险防控具有重要的现实意义。

《工程合同：法律、规则与实践》由林立编写，北京大学出版社 2016 年出版。该书以工程法律为基础，根据最高人民法院司法解释及地方人民法院的指导意见，以及各级人民法院公布的案例，深度剖析工程建设领域的相关法律问题，同时还融合了工程管理、工程技术和工程经济等内容，结合工程实践，并对现实环境中理解和运用国内现行的工程合同需要注意的法律和管理问题进行分析和提示。书中除了阐述中国法律环境下工程合同应该注意的事项外，对英国的相关法律原则和法律问题也进行了阐述和对比，可方便从事国际工程的读者借鉴，有助于理解国际工程合同中隐含的法律原则和理念。

全书共有十二章。第一章简要概述工程合同的法律属性以及适用范围等。第二章介绍工程合同的成立和效力、工程合同条款和解释、工程带垫资承包与合同效力以及无效的工程合同。第三章是工程合同与招标投标，阐述工程施工招标投标的规定、施工招标的条件和程序、工程设计招标投标的相关规定、招标投标过程中的注意事项以及招标投标活动对工程合同的影响。第四章介绍发包人、工程监理、承包人以及其他工程合同的参与主体。第五章论述工程分包的类型、制定分包合同中的法律关系、工程分包和支付方式、与工程分包相关的违法行为及其他与工程分包有关的法律问题。第六章叙述工程价款的基本原理、工程计量和计价、工程价款的调整、工程价款的支付与优先受偿权等。第七章描述主题是工期，包括工程开工、工程竣工、工程原理和相关法律问题、工程进度计划、工程延误和顺延以及工程暂停施工等。第八章是工程变更与索赔，重点介绍工程索赔的起因、索赔项目和估算、变更和索赔管理等。第九章主要阐述工程质量、安全生产与环境保护的内容。第十章陈述内容有工程风险、工程风险费用的法律问题、工程特殊风险及处理、工程担保与工程保险等。第十一章讲述的是违约和解除合同，包括工程合同违约的构成、工程合同的违约情形、合同违约的抗辩与免责、合同违约的法律救济以及合同违约的解除等相关法律问题。第十二章介绍和解与调解、工程争议评审、工程仲裁、工程诉讼等争议解决方法。该书工程法律知识系统全面，法律、规则与实际案例相结合，为研究岩土工程施工合同法律风险防控提供了重要的参考资料。

### 一、工程合同的法律风险种类

1.采购合同。工程施工中涉及多种物资采购，所以会产生很多物资采购合同。采购合同的合理、公平和明确可以减少、甚至杜绝后续工作中的风险隐患，推动工程顺利施工。反之，则会为工程带来风险隐患，阻碍工程施工的进行。如机械设备采购合同中，除了写清生产厂家和价格外，设备名称、型号、规格以及质量标准等重要信息也需要详细标明。只有工程合同清晰细致，合同双方之间任何一方出现违约行为时，法律才能根据已有规定对违约方进行合理追责，保护另一方的合法权益。

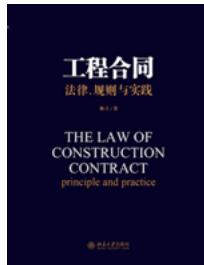
2.分包合同。由于工程施工过程复杂，管理难度大，大部分施工单位会将一些工程进行分包。分包的内容与形式种类多样，根据内容与形式的不同，承包商需要承担的责任与义务也各异。事实上，现实中的很多分包合同都不具任何法律效力，有些总承包单位与分包单位之间还不签订分包合同，更易造成转包和分包等不合法现象，各单位责任不明、工款拖欠等风险也难以得到遏制。

3.担保合同。签订担保合同具有降低施工单位履约风险、遏制不合理低价以及完善建设市场信用体系的作用。工程施工单位的风险担保通常会涉及较大金额，而企业的经济效益与担保业务关联密切，一旦出现合同内容不具法律效力、与实际情况不符，以及合同双方责权划分不明等担保合同风险，企业的经济效益将受到极大影响。

4.劳动合同。劳动合同风险存在于施工单位和施工人员之间，有确立劳动关系、明确双方权利和义务的作用。具体的劳动合同风险有：个别约定不合理、不合法，某些关键性条款内容不明确，以及合同内容不具法律效力等。

### 二、合同法律管理存在的风险

1.承包商资质风险。签订工程施工合同时，工程承包商需要出具相关证件证明对所承包的工程具有承包能力和承包资质，以免在工程施工过程中产生因承包资质不完全和承保能力不足带来的法律纠纷。在实际生活中，一些不完全具备某些工程项目承包



资质的承包商为了获得项目建设承包权，从中获取利益，会借助具有工程承包资质企业的名头去签订承包合同，再将该工程项目转包给同样资质不完全的承包商，给项目建设带来极大的风险隐患和法律纠纷隐患。

2. 合同文本风险。一些施工单位为了推卸有关责任、躲避风险，在所签合同中常出现模棱两可、表述不清等问题，部分用词或文字描述也存在歧义。这样，当工程出现矛盾纠纷时，责权难以明确，给工程施工带来风险。为了促进工程建设单位的公平竞争和该行业的稳定发展，相关部门对与工程施工有关的合同文本作了详细规范，严格按照规范规定去编写，合同内容清晰明确，就可以减少很多合同法律风险。

3. 招投标风险。为有效确保工程建设企业竞争的公平性，国家明确规定签订工程建设项目合同、特别是规模较大、周期较长的项目合同时，需要严格以招投标的形式进行。但我国法律对招投标的规范还不够具体详细，招投标的具体流程也没有明确规定，跟不上招投标制度在国内发展成熟的速度，对后续的工程施工合同存在很大风险。

### 三、工程合同在各阶段的风险

1. 合同签订阶段。合同签订阶段，岩土工程施工单位的风险问题主要有以下几个方面。一是招标环节中，对相关合作单位的资质能力审核不够全面细致，为施工过程的顺利进行埋下隐患。二是合同内容中，相关条款是否合理、合法，合同双方的责任、义务以及拥有的利益划分是否明确等。三是合同内容是否符合国家法律法规，是否有霸王条约，法律的公平性与公正性有没有得到体现，内容有没有大量漏洞以及是否存在阴阳合同等问题。

2. 合同履行阶段。合同履行环节是合同签订单位对合同内容的保障和落实。在合同双方履行各自义务的过程中，存在很多风险。一是自然风险。由于工程提供的地基与实际情况之间有一定差距，以及各地地质条件的差异，施工过程中遇到特殊地质条件或超挖、超填的情况，很容易加大工程施工的难度和工作量，难以确保在合同期限内完成施工。二是合同内容不够严谨规范导致的单方面约束性。若合同条款不够全面完善，缺乏施工合同风险防控与风险索偿等相关条款，致使合同存在不公平的单方面约束现象，极容易增加合同双方的矛盾纠纷，增加合同法律风险。三是对施工单位履行合同约定的行为缺乏有效监管。施工过程中，缺乏高效合理的管控机制监督施工单位对合同的执行情况，不仅难以保证施工进度顺利进行，对合同执行效果也有很大影响。

3. 合同终止阶段。部分企业认为合同风险只存在合同签订和履行阶段，忽视了合同终止后存在的风险问题，认为合同终止阶段没有什么风险能对自身利益造成影响和伤害。基于这种想法，施工单位对合同资料保管和保密信息等重视程度不够，造成资料信息外泄，给自身带来很大的风险隐患。

### 四、工程合同法律风险的防控

1. 完善施工相关的管理制度。防控工程合同法律风险，从管理制度上看主要有两个方面。一是完善合同管理制度。合同管理制度能对工程合同进行有效管理，全面审查施工过程中的具体情况，结合各种影响因素预测可能出现的纠纷，进而纠正合同中不合理、不合法以及不明确的条款，防止纠纷出现的可能。二是增强承包商资质审核管理。加强承包商资质审核管理工作，能有效避免承包商资质与所承包工程条件不符的情况，减少风险隐患和法律纠纷。

2. 强化责任意识与法律意识。强化建设企业和施工单位的责任意识与法律意识，是从源头加强工程合同风险防控的方法，使工程合同双方充分学习岩土工程相关法律法规和制度政策，具备良好的公民责任意识，保证工程合同内容的科学性、合理性与公平性，从而确保工程施工按时按质顺利完成。

3. 加强合同履行的监管力度。为了确保工程合同各条款的有效执行和落实，工程监管相关部门应积极联系建设企业和施工单位，加强对施工过程和施工质量的监管和检验，保证合同履行的质量。同时，施工单位应完善自身奖励与惩罚机制，根据工作人员在防范法律风险工作中的表现情况给予相应的奖励或惩罚，强化施工人员对合同风险的重视和实践，尽力避免工程合同法律风险对工程项目造成的影响。

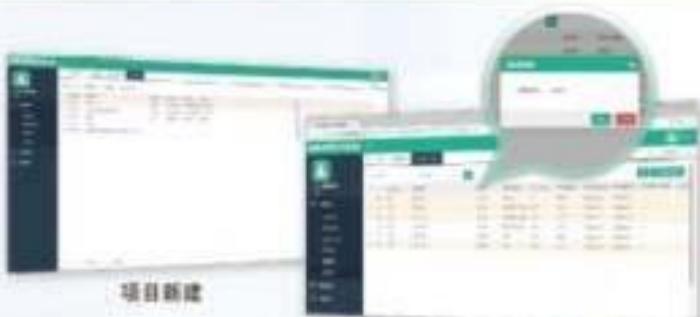
4. 提高管理人员的业务水平。合同管理人员具备的综合素质和专业能力与合同法律风险等级有很强的负相关。因此，提高合同管理人员的业务水平，能在很大程度上有效降低合同法律风险。提升合同管理人员的综合素质水平可以由企业面向特定群体开展相关培训，规定持证上岗，提高管理人员的就业条件；也可以定期或不定期进行业务考核，确保管理人员的道德修养、责任意识与综合业务水平等满足企业的用人要求。

由于岩土工程自身的特殊性，施工过程中容易产生合同法律风险。为避免法律风险与利益纠纷，建设企业与施工单位可以从完善相关管理制度、强化责任意识与法律意识、加强合同履行的监管力度以及提高合同管理人员业务水平等方面入手，增强对工程合同法律风险的防控，保证工程施工顺利进行。《工程合同：法律、规则与实践》一书内容系统全面，表述清晰严谨，对于岩土工程施工合同法律风险防控研究具有较强的参考价值。

**作者简介：**刘成杰(1979—)，男，河南商丘人，博士，讲师，研究方向：比较民商法与教育法。马梦婷(1998—)，女，河南商丘人，本科学生，研究方向：民商法。



理正野外钻探数据采集系统实现了勘探任务下派、利用移动端App实现野外勘探数据实时录入、GPS实时定位记录位置、时间以及图像采集，采集的数据信息可上传到服务器，也可将数据导出到理正工程地质勘探软件，为野外勘探数据的采集、监督、施工质量检查以及工程事故调查提供了便捷的信息化手段。同时该系统满足业主单位对勘探采集数据监管要求。



#### 功能亮点

- 系统管理
- 钻探任务分配
- 临时任务变更
- 野外记录单定制
- 实现与理正工程地质勘察软件数据对接
- 项目管理
- 移动端数据录入
- 数据溯源
- 钻探进度查看
- 对接政府勘探质量信息化监管平台



地图方式查看钻孔信息及进度



分配任务项目列表

编辑钻孔信息

编辑首次信息

采光信息上传



共创 共筑  
建设云



欢迎关注  
理正软件官方微信

# 理正野外钻探数据采集系统

北京理正软件股份有限公司  
BEIJING LEADING SOFTWARE CO.,LTD.

北京市西城区车公庄大街甲4号物华大厦A1108(邮编:100044)  
CAD、BIM产品: 010-68002096/98 传真: 010-68002097  
www.lizheng.com.cn(理正企业官网) www.lizhengyun.com(理正建设云官网)  
CAD产品: CAD@lizheng.com.cn

**NARI** 南瑞集团  
NARI GROUP CORPORATION

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 邮编：211106  
电话：025-81085810 传真：025-81085886  
网址：<http://www.sgepri.sgcc.com.cn>